ESTUDIOS, DISEÑOS Y VIABILIZACIÓN, PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CENTRO POBLADO DE PAPAYAL, MUNICIPIO DE RIONEGRO, SANTANDER.



ALCALDIA MUNICIPAL DE RIONEGRO SANTANDER

ALCALDIA MUNICIPAL DE RIONEGRO

RIONEGRO
"Con Sentido Social"
RUBÉN DARÍO VILLABONA PÉREZ
Alcalde 2020/2023

ACTUALIZACION JUNIO DE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 10
2. JUSTIFICACIÓN 12
3. DIAGNÓSTICO DETALLADO DE LA SITUACIÓN DEL MUNICIPIO 13
3.1. CONDICIONES DEL ESTADO DE LOS RECURSOS NATURALES Y DEL BIENESTAR SOCIAL. 13
3.1.1. Ubicación del municipio de Rionegro 13
3.1.2. Caracteristicas socioeconómicas población del municipio de Rionegro 15
3.1.2.1. Demografía 15
3.1.2.2. Desarrollo económico, empleo, comercio, industria y turismo 17
3.1.2.3. Como llegar al centro poblado el Papayal 18
3.2. COBERTURA DE LA PRESTACIÓN DE LOS SERVICIOS PÚBLICOS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO 20
3.2.1. Servicio de acueducto casco urbano Rionegro 20
3.2.2. Servicio de alcantarillado 22
3.2.3. Servicio de recolección de residuos sólidos 22
3.3. HIDROGRAFIA 23
3.3.1. Cuenca del río Lebrija. 23
3.4. HIDROGEOLOGÍA 25
3.5. CARACTERIZACIÓN DE ÁREAS DE AMENAZA NATURAL 36
3.6. ANALISIS GESTION DE RIESGO PARA DETERMINAR LA VIABILIDAD DEL PROYECTO 38
4. PROBLEMAS PRESENTADOS POR LA PRESTACION DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO EN EL CENTRO POBLADO EL PAPAYAL 47
4.1. ANALISIS DE LA PROBLEMÁTICA PRESENTADA 47
4.2. ANALISIS COSTO EFECTIVIDAD DE LOS PROBLEMAS 47
5. DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN AFECTADA Y OBJETIVO 49
5.1. OBJETIVOS DEL PROYECTO 49
5.2. POBLACION AFECTADA 49
5.3. POBLACION OBJETIVO 54
6. CARACTERÍSTICAS SOCIO-CULTURALES DE LA POBLACIÓN Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA. 56
6.1. DISTRIBUCION ESPACIAL 56
6.2. CONDICIONES SOCIALES Y CULTURALES 56
6.3. ESTRATIFICACIÓN 58
6.4. DENSIDAD POBLACIONAL 58
6.5. CRECIMIENTO POBLACIONAL ESPERADO 58
6.6. PERIODOS DEL AÑO EN LOS QUE SE PRESENTAN INCREMENTOS DE LA POBLACIÓN FLOTANTE 59
6.7. NIVELES DE INGRESO Y ACTIVIDADES ECONÓMICAS PREDOMINANTES 60
6.8. CRECIMIENTO Y LAS TENDENCIAS DE DESARROLLO INDUSTRIAL Y COMERCIAL. 60
7. CUANTIFICACIÓN DE LA DEMANDA Y/O NECESIDADES. 62
7.1. CUANTIFICACION DE LA DEMANDA ACTUAL 62

7.2. CUANTIFICACION DE LA DEMANDA FUTURA 66
8. DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE. 68
8.1. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO 68
Descripción del sistema de abastecimiento 68
8.2. PLANTA DE POTABILIZACION 73
8.3. TANQUE DE NIVELACION Y BOMBEO 82
8.4. TANQUE DE ALMACENAMIENTO 4 NIVELES 85
8.5. TANQUE DE ALMACENAMIENTO ELEVADO 2 NIVELES 93
8.6. REDES DE DISTRIBUCION EXISTENTE 101
8.7. ACCIONES DE REHABILITACION, REPOSICION, OPTIMIZACION Y/O AMPLIACION 108
9. ESTUDIOS BASICOS 115
9.1. CONDICIONES GENERALES 115
9.2. DISPONIBILIDAD DE AGUA Y BALANCE HÍDRICO PARA SISTEMAS DE ACUEDUCTO 115
9.2.2.2. Temperatura 119
9.2.2.3. Viento 120
9.2.2.6. Análisis estadístico 125
9.2.2.10. Caudales del rio Lebrija 133
10. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, SUELOS Y GEOTECNIA 136
10.1. GEOLOGIA 136
10.2. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DE ESTUDIO 138
10.3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 139
10.4. SUELOS 140
10.5. RESULTADOS PATOLOGIA ESTRUCTURAL DE LAS UNIDADES EXISTENTES 143
11. TOPOGRAFIA 146
12. FORMULACION Y ANALISIS DE ALTERNATIVAS 152
12.1. DEFINICIÓN DE ALTERNATIVIDAD DEL DISEÑO 152
12.2. SELECCIÓN TÉCNICA DE LOS PROCESOS CONSIDERANDO LAS CARACTERÍSTICAS DE LA FUENTE DE AGUA 152
12.3. SELECCIÓN DE PROCESOS CONSIDERANDO ASPECTOS ECONOMICO, SOCIAL, TECNICO Y AMBIENTAL. 155
12.4. PRESELECCIÓN DE PROCESOS 164
12.5. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA 166
12.6. RESULTADOS DEL ANALISIS DE AGUAS Y TRATABILIDAD 167
12.7. COSTO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA 169
13. REDISEÑO DEL PROCESO Y DISEÑO FINAL 172
13.1. CALCULO SISTEMA DE BOMBEO POZO PROFUNDO 172
13.2. DISEÑO PTAP 174
13.3. ANALISIS ZONAS DE EXPANSION 204
13.4. RED DE DISTRIBUCION. 206
14. OPERACION DEL PREFILTRO Y FILTRO LENTO 223
14.1. INTRODUCCIÓN 223
14.2. PRINCIPIO DEL PROCESO DE PURIFICACIÓN 223

14.3. MODO DE OPERACION 224
14.4. PROCEDIMIENTO DE OPERACIÓN 225
14.5. LIMPIEZA 226
14.6. REGULACION DEL NIVEL DE AGUA SOBRENADANTE 227
14.7. REGISTRO 228
14.8. CONTROL DE CALIDAD 228
14.9. PARADA DE LA PLANTA 228
14.10. LAVADO COMPLETO DEL FILTRO 228
14.11. CONTROL DE ALGAS 228
15. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO 230
15.1. INFORMACIÓN NECESARIA 230
15.2. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO 230
15.3. DISPONIBILIDAD DE ELEMENTOS 232
15.4. EVALUACIÓN DE LOS EQUIPOS EN PLANTA 233
15.5. ACTIVIDADES EN EL MANTENIMIENTO PREVENTIVO 233
15.6. PLAN DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO 234
15.7. CONTRATACIÓN EXTERNA DE SERVICIOS 234
15.8. EQUIPO DE PLANTA 234
15.9. PRESUPUESTO ARRANQUE Y MANTENIMIENTO X 3 MESES 235
16. PLAN DE SOSTENIBILIDAD DEL ACUEDUCTO 237
16.1. TARIFAS APLICADAS AL SERVICIO DEL ACUEDUCTO 237
16.2. ESTUDIO COSTOS Y TARIFAS PARA EL SERVICIO DE ACUEDUCTO 237
16.2.1. Antecedentes 237
16.2.2. Calculo de variables 238
16.2.3. Metodología de tarifa aplicable. 240
16.2.3.1. Tipo de prestador 240
16.2.3.2. Régimen de regulación tarifaria 240
16.2.3.3. Clasificación de lo scostos del servicio de acueducto 240
16.2.3.4. Componentes de la sfórmulas tarifarias. 240
16.2.3.5. Cálculo de los costos económicos de referencia para las personas prestadoras del primer segmento 242
16.2.3.6. Consideraciones generales sobre sistemas de acueducto, alcantarillado y consumos 253
16.2.4. Procedimiento de aprobación 254
16.2.5. Resultado del cálculo tarifario 256
16.2.5.1. Subsidios 256
16.2.5.2. Resultados calculo tarifario 259
17. PRESUPUESTO 267
18. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES 275
19. PLAZOS, ALCANCE DE LOS TRABAJOS Y PRESUPUESTOS, CONSECUCIÓN DE EQUIPOS Y SERVICIOS, Y REALIZACIÓN DE CONTRATACIONES 287
19.1. PLAZOS 287
19.2. ALCANCE DE LOS TRABAJOS Y PRESUPUESTOS 287
19.3. CONCECUCION DE EQUIPOS Y SERVICIOS 287
19.4. CONTRATACIONES 287
20. BIBLIOGRAFIA 288

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Zonas subregionales Rionegro –Santander 14
Tabla 2. Índices demográficos para el municipio de Rionegro Santander 15
Tabla 3. Distribución población étnica 16
Tabla 4. Resultados de laboratorio 29
Tabla 5. Calidad de la fuente Tabla C 2.1 Titulo C RAS 2000 31
Tabla 6. Calculo ETP corregido 34
Tabla 7. Resultados balance hídrico (potencial de acumulación de agua subterránea) 35
Tabla 8. Identificación y calificación de las amenazas 40
Tabla 9. Análisis de vulnerabilidad personas 41
Tabla 10. . Análisis de vulnerabilidad recursos 42
Tabla 11. Análisis de vulnerabilidad sistemas y proceso 42
Tabla 12. Resultado final análisis de vulnerabilidad 43
Tabla 13. Analisis de costo efectividad de los problemas presentados 48
Tabla 14. Resultados censales para el municipio de Rionegro 50
Tabla 15. Resultados proyección de la población de la zona rural municipio de Rionegro 51
Tabla 16. Relación proyecciones aritmético Wappus y DANE 52
Tabla 17. Proyeccion de la población urbana y rural para el municipio de Rionegro según el DANE 53
Tabla 18. Resultados población centro poblado Papayal según censos DANE 55
Tabla 19. Proyección de la población del casco urbano del Papayal 55
Tabla 20. Componente institucional centro poblado el Papayal 57
Tabla 21. Beneficiarios servicio de acueducto en el centro poblado el Papayal 58
Tabla 22. Tasa de crecimiento poblacional en función de diferentes métodos 59
Tabla 23. Calculo población estacionaria más flotante en el casco urbano del Papayal 59
Tabla 24. Componente comercial centro poblado el Papayal 60
Tabla 25. Consumo de agua sector comercial 63
Tabla 26. Consumo de agua sector institucional 63
Tabla 27. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema 63
Tabla 28. Calculo caudal diseño actual para el acueducto del Papayal 65
Tabla 29. Cálculo caudal institucional actual 65
Tabla 30. Calculo caudal inicial sector comercial 65
Tabla 31. Calculo demanda futura de agua potable en el centro poblado del Papayal 66
Tabla 32. Calculo del Factor K Cálculo de Pérdidas bombeo recirculación y descarga 70
Tabla 33. Relación caudal requerido contra capacidad tanque elevado 1 85
Tabla 34. Escenario uno para almacenamiento de agua en el tanque elevado 1 86
Tabla 35. Escenario dos para almacenamiento elevado 1 87
Tabla 36. Relación caudal requerido contra capacidad tanque elevado 2 95
Tabla 37. Escenario uno para almacenamiento de agua en el tanque 2 95
Tabla 38. Escenario dos para almacenamiento de agua en el tanque elevado 2 96
Tabla 39. Inventario de tubería en la red de acueducto del centro poblado del Papayal. 101
Tabla 40. Tuberías que requiere reposición 102
Tabla 41. Evaluación Hidráulica de la red de acueducto existente en el centro poblado el Papayal 103
Tabla 42. Calculo perdidas y velocidad en análisis hidráulico de la red de acueducto del centro poblado el Papayal 104

Tabla 43. Cálculo de presiones dinámica y estática red de acueducto centro poblado el Papayal para la red del tanque uno 106
Tabla 44. Cálculo de presiones dinámica y estática red de acueducto centro poblado el Papayal para la red del tanque elevado dos 108
Tabla 45. Tramos de red de acueducto a reponer 109
Tabla 46. Ensayos a realizarse en la patología estructural 110
Tabla 47. Listado de estaciones pluviométricas y limnimetricas evaluadas para el municipio de Rionegro Santander 118
Tabla 48. Precipitación total estación aeropuerto Yariguies Barrancabermeja 119
Tabla 49. precipitación máxima 24 horas mensual estación aeropuerto Yarigies Barrancabermeja 119
Tabla 50. Resultado calculo evapotranspiración método Thornthwaite 123
Tabla 51. Resultado calculo balance hídrico 123
Tabla 52. Precipitación para diferentes tiempos de duración 125
Tabla 53. Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de duración 126
Tabla 54. Precipitación 24 horas en función del periodo de retorno 130
Tabla 55. Duración de la precipitación en función del periodo de retorno 130
Tabla 56. Parámetros geomorfológicos de la cuenca rio Lebrija 131
Tabla 57. Parámetros hidrológicos del proyecto 132
Tabla 58. Caudal rio Lebrija para diferentes periodos de retorno 133
Tabla 59. Caudales medios en m3/s del rio Lebrija 134
Tabla 60. Caudales máximos en m3/s del rio Lebrija 134
Tabla 61. Caudales mínimos en m3/s del rio Lebrija 134
Tabla 62. Clasificación de las Unidades de Construcción por categorías. 140
Tabla 63. Clasificación preliminar de aguas a ser tratadas 153
Tabla 64. Clasificación preliminar aguas brutas y procesos de tratamiento 154
Tabla 65. Evaluación factores técnico sociales 156
Tabla 66. Niveles técnico sociales 156
Tabla 67. Evaluación de parámetros según disponibilidad de recursos locales 157
Tabla 68. Alternativas de potabilización para fuentes subterráneas con baja concentración de solidos suspendidos 158
Tabla 69. Comparación de costos operativos entre las alternativas de potabilización analizadas 159
Tabla 70. Analisis de alternativas desde el punto de vista ambiental 160
Tabla 71. Procesos de tratamiento de agua con sus registros operacionales 160
Tabla 72. Restricción al uso de procesos de tratamiento de agua en función del grado e desarrollo de las localidades 161
Tabla 73. Matriz seleccion de alternativas 165
Tabla 74. Resultados de laboratorio 167
Tabla 75. Calidad de la fuente Tabla C 2.1 Titulo C RAS 2000 168
Tabla 76. Costo de la alternative seleccionada 169
Tabla 77. Capacidad tanques almacenanmiento 172
Tabla 78. Calculo del Factor K para Cálculo Pérdidas bombeo desde pozo profundo 173
Tabla 79. Rangos de tasa de Filtración lenta en multiples etapas (FIME) 175
Tabla 80. Dimensiones del pre filtro 177
Tabla 81. Rangos de tasa de Filtración lenta en multiples etapas (FIME) 183
Tabla 82. Dimensiones del filtro lento en arena 190
Tabla 83. Dimensiones del tanque de estabilización cloración y bombeo 192

Tabla 84. Valores de Ct = K en mg-min/l para inactivación de quiste Giardia por Cloro libre para log 3 193
Tabla 85. Capacidad tanques almacenanmiento 195
Tabla 86. Calculo del Factor K para el Cálculo de Pérdidas bombeo desde el tanque de nivelación PTAP 196
Tabla 87. Capacidad tanques elevados 199
Tabla 88. Relación caudal requerido contra capacidad suma de los 3 tanques 200
Tabla 89. Escenario uno para almacenamiento de agua los 3 tanques 201
Tabla 90. Escenario dos para almacenamiento de agua en los tres tanques elevados 202
Tabla 91. Red de acueducto para la zona de ampliación 205
Tabla 92 .Selección de material para la tubería 206
Tabla 93. Profundidades minimas a cota clave de la tubería 209
Tabla 94. Tecnologias tratamiento de potabilizacion 211
Tabla 95. Rangos de tasa de Filtración lenta en multiples etapas (FIME) 213
Tabla 96. Remplazos de tubería y expansión de la red de acueducto 214
Tabla 97. Diseño hidráulico red de acueducto - preliminares 215
Tabla 98. Calculo de pérdidas en tubería y velocidad en la red de acueducto del centro poblado el Papayal 216
Tabla 99. Calculo de presiones dinámica y estática de la red de acueducto 218
Tabla 100. Calculo de presiones dinámica y estática de la red de acueducto 220
Tabla 101. Costo deuda consumo energía para el acueducto del Papayal 237
Tabla 102. Suscriptores del servicio de acueducto del centro poblado el Papayal 239
Tabla 103. Suscriptores del servicio de acueducto del centro poblado el Papayal 239
Tabla 104. Porcentaje máximos de subsidios legales 257
Tabla 105. Factores máximos de subsidios y sobreprecios aplicables a las tarifas por estratos 258
Tabla 106. Información general sistema de acueducto del centro poblado del Papayal 259
Tabla 107. Estructura tarifaria actual para el servicio de acueducto 260
Tabla 108. Costos anuales de administración acueducto 260
Tabla 109. Costos anuales de operación y mantenimiento para el acueducto (Año Base 2020) 261
Tabla 110. Estimativos de la demanda del servicio 263
Tabla 111. Calculo costo medio de inversión (CMI) 263
Tabla 112. Consumo mensual de agua proyectado para cada usuario (m^3) 264
Tabla 113. Aproximación del costo medio de inversión ($/m^3$) 264
Tabla 114. Tasa de incremento autorizado por la CRA 264
Tabla 115. Costos medios de inversión actualizados a diciembre de 2020 265
Tabla 116. Factura media mensual a cobrar a diciembre de 2020 – acueducto 265
Tabla 117. Balance financiero del servicio de acueducto 266

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del municipio de Rionegro Santander 13
Figura 2. Vía Rionegro Santander San Alberto Cesar 19
Figura 3. Vía San Alberto Cesar – Papayal Santander 20
Figura 4. Cobertura acueducto en el sector rural del municipio de Rionegro Santander 21
Figura 5. Cobertura alcantarillado sector rural del municipio de Rionegro Santander 22
Figura 6. Cobertura aseo urbano en el sector rural del municipio de Rionegro Santander 23

Figura 7. Hidrografía del centro poblado el Papayal 24
Figura 8. Mapa potencialidad de recarga hídrica 28
Figura 9. Mensual promedio de balance hídrico del suelo 35
Figura 10. Posible zona de inundación en el centro poblado del Papayal por creciente del rio Lebrija 38
Figura 11. Interpretación resultados análisis de amenazas 39
Figura 12. Interpretación del diamante 44
Figura 13. Calificación de la sumatoria de rombos 45
Figura 14. Resultado análisis de riesgos 45
Figura 15. Panorámica del centro poblado el Papayal 56
Figura 16. Detalles de la Institución Educativa Carlos Julio García 57
Figura 17. Carta hidráulica bomba lapicero de 15Hp 72
Figura 18. Detalle de la planta de potabilización 73
Figura 19. Perfil de la planta de potabilización incluyendo la PTAP sin uso 75
Figura 20. Vista en planta de la PTAP 80
Figura 21. Perfil de la PTAP 81
Figura 22. Tanque de nivelación y bombeo 83
Figura 23. localización de columnas, vigas, muros del tanque y riostras 93
Figura 24. Ubicación del tanque elevado 2 94
Figura 25. Distribución de áreas de cobertura para alimentar las redes por los tanques elevados 101
Figura 26. Referencia y código de la estación aeropuerto Yariguies Barrancabermeja 118
Figura 27. Velocidad del viento según atlas del viento IDEAM 121
Figura 28. Dirección del viento durante todo el año en el municipio Sabana de Torres 122
Figura 29. Rosa de los vientos 122
Figura 30. Ubicación estación donde se toman los caudales del rio Lebrija 133
Figura 31. Mapa Geológico de Colombia 2019. Plancha 96 Bocas del Rosario 136
Figura 32. Cimentacion recomendada 143
Figura 33. Ruta programada del dron para generar la ortofoto 146
Figura 34. Ortofoto ajustada al centro poblado el Papayal 150
Figura 35. Sección de ortofoto donde se encuentra la PTAP 151
Figura 36. Proceso de selección de una alternativa de tratamiento 155
Figura 37. Sistema de distribución de agua en el fondo del pre filtro 176
Figura 38, Canales de recolección del agua después del paso del pre filtro 177
Figura 39. Vista en planta de la PTAP 191
Figura 40. Vista en perfil de la PTAP 191
Figura 41. Carta hidráulica de bombeo desde la PTAP hacia los tanques de almacenamiento 198
Figura 42. Zona de expansión del centro poblado el Papayal 204
Figura 43. Resultados red existente 207
Figura 44. Esquema nuevas redes de distribucion 208

LISTADO DE GRAFICAS

Gráfica 1. Distribución población municipio de Rionegro Santander 15
Gráfica 2. Resultado proyección de población de la zona rural municipio de Rionegro Santander 52
Gráfica 3. Relación proyecciones aritmética wappus y DANE 53

Gráfica 4. Comportamiento del tanque elevado 1 en el escenario 1 87
Gráfica 5. Comportamiento del tanque en el escenario 2 88
Gráfica 6. Comportamiento del tanque elevado 2 en el escenario 1 96
Gráfica 7. Comportamiento del tanque elevado 2 en el escenario 2 97
Gráfica 9. Precipitación promedio mensual estación Barrancabermeja 117
Gráfica 10. Variación de la temperatura media mensual en la estación Villa Leiva, ... 120
Gráfica 11. Curva IDF para el municipio de Rionegro Santander 124
Gráfica 12. Caudales máximo, medio y mínimo del rio Lebrija 135
Gráfica 13. Comportamiento de los 3 tanques el escenario 1 202
Gráfica 14. Comportamiento de los tres tanques elevados en el escenario 2 203

LISTADO DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1. Actividad comercial en el centro poblado del Papayal 61
Fotografía 2. Iglesia católica del centro poblado el Papayal 61
Fotografía 3. Pozo profundo para suministro de agua 68
Fotografía 4. Detalle del pozo profundo 69
Fotografía 5. Vista en planta de la PTAP 74
Fotografía 6: Peril PTAP 74
Fotografía 7: Vista lateral anterior PTAP 76
Fotografía 8: Vista lateral posterior PTAP 76
Fotografía 9: Vista gradas acceso PTAP 76
Fotografía 10. Estado de columnas 77
Fotografía 11. Deterioro del refuerzo estructural 77
Fotografía 12. Estado de los estribos 78
Fotografía 13. Agrietamiento de columnas 78
Fotografía 14. Análisis de carbonatacion en columna 79
Fotografía 15. Deterioro de paredes del tanque 83
Fotografía 16. Ensayo de carbonatacion 84
Fotografía 17. Tanque de almacenamiento elevado número 1 89
Fotografía 18. Estado de vigas y columnas tanque elevado 4 niveles 90
Fotografía 19. Fallas constructivas en vigas aéreas 90
Fotografía 20. Estado de la losa superior 91
Fotografía 21. Tanque elevado 2 niveles 98
Fotografía 22. Filtraciones de agua en la parte superior del tanque 99
Fotografía 23. Humedad presente y mal estado de la escalera de acceso 99
Fotografía 24. Estado de losa inferior 100
Fotografía 25. Ensayo Ferroscan 111
Fotografía 26. lectura Ferroscan 111
Fotografía 27. Medicion espesor acero 111
Fotografía 28. Columna que soporta la PTAP en mal estado 111
Fotografía 29. Extracción de núcleos en la PTAP 112
Fotografía 30. Extracción de núcleos en la PTAP 112
Fotografía 31. Mediciónes en núcleos extraídos 112
Fotografía 32. Medición espesores de columnas PTAP 112
Fotografía 33. Medición espesores de vías y columnas tanque 113
Fotografía 34. Ubicación del sitio de estudio, punto de exploración geotécnica. 139
Fotografía 35. Dron en punto de partida 147

Fotografía 36. Configuración de ruta de vuelo 147
Fotografía 37. Ubicación de mojones 148
Fotografía 38. Ubicacion placa 1 149
Fotografía 39. Ubicacion placa 2 149
Fotografía 40. Ubicación gps alta precisión guía para toma puntos en el levantamiento 149
Fotografía 41. Toma de registro GPS en la placa 1 149

1. INTRODUCCIÓN

El agua constituye un elemento identificador y diferenciador de las culturas. Está estrechamente relacionada con el patrimonio cultural de la Nación. Su uso y aprovechamiento se hará de conformidad con las costumbres ancestrales y tradicionales, respetando el ambiente y el interés público y social. De acuerdo con la visión de las comunidades, el agua representa el valor y desarrollo de su cultura y costumbres, alrededor de la cual se desenvuelven las actividades del diario vivir de los conglomerados sociales. Las comunidades, en la ruralidad, tienen una relación directa con el agua, su captación y con la protección de la cuenca, ya que el efecto de su alteración influye de manera directa en su vida y cultura. (Pueblo, 2013)

Por su parte, existen diversos factores que influyen en la calidad del agua que consume una población. Entre estos se encuentran: aspectos culturales y socioeconómicos que condicionan la aceptación o rechazo a ciertas formas de abastecimiento y potabilización de agua y factores políticos que afectan la normatividad relativa a la inversión en el desarrollo y mantenimiento de sistemas de abastecimiento de agua potable. Para la selección de la alternativa de tratamiento óptima, deben considerarse los factores técnicos, económicos, financieros, institucionales y ambientales (Palacio, 2014) .

En las áreas rurales de Colombia, la principal fuente de agua es el río, o la quebrada, o el manantial o nacimiento, la cual es utilizada por el 40% de los hogares; el 24% la extrae de un reservorio o aljibe con o sin bomba y el 23% la toma de un sistema de acueducto o abasto y el 5% de agua lluvia (Saneamiento del sector rural). La expansión de las redes de abastecimiento, el crecimiento de las zonas urbanas y rurales, el incremento de la superficie de riego, el aumento en la producción agropecuaria, la expansión industrial, la mala gestión pública y los bajos costos del agua son factores que explican el deterioro del recurso hídrico. (Munevar, 2015)

El Municipio de Rionegro, Santander se divide territorialmente en tres (03) zonas, una parte montañosa localizada en la cabecera municipal y sus alrededores, una parte plana en cercanías al río Magdalena o bajo Rionegro y la parte de colinas o intermedia entre las dos anteriores, creando condiciones diferenciales de desarrollo económico y social. Lo alargado del territorio crea unas diferencias político-administrativas, distanciando el centro de gobierno local con los centros poblados del bajo Rionegro y la zona intermedia de montaña. (PDM, 2020)

Es importante destacar que, dentro de esta división político – administrativa, Rionegro está constituido por una parte alta que comprende el área urbana rodeada de veredas como El Centro, Galanes, Villa Paz, La Ceiba y otras cuya característica primordial es presentar una topografía totalmente montañosa. Rionegro en la parte media rodeada de veredas como Llaneros, La Tigra, Laguna de Oriente, Venecia,

La Corcovada, Caño Siete, La Unión, Las Palmas, La Plazuela, Maracaibo, Simonica y Platanal que presentan dos topografías, una ondulada en un 70% y otra en terreno plano en un 30% aproximadamente. La parte baja que está rodeada de los corregimientos de San Rafael, Papayal y San José de los Chorros, donde su topografía se completamente plana. (PDM, 2020)

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda - CNPV 2018, en la actualidad Rionegro cuenta con una cobertura de prestación del servicio de acueducto del 56,7%, la cual se encuentra por debajo de la tasa de cobertura nacional y departamental. Desde el año 2005 la cobertura del servicio de acueducto tuvo un incremento de solo 2,5 puntos porcentuales pasando de 54,2% a 56,7%. (PDM, 2020).

Al evaluar los recursos hídricos del centro poblado el Papayal, se identifica que la población cuenta con un servicio de acueducto que no cuenta con un sistema de potabilización adecuado que garantice las condiciones óptimas para el consumo del agua, además que el acueducto no cuenta con las condiciones necesarias para abastecer correctamente a toda la población; de esta manera se puede realizar un programa de Calidad en el Suministro de Agua que tenga la posibilidad de ampliar la cobertura y mejorar la calidad del servicio de agua, por lo tanto, es necesario evaluar el actual estado del acueducto que no tiene sistema de potabilización, el cual fue desechado en al 1995 por defectos estructurales y se cambió el suministro de agua superficial del rio Lebrija por un suministro de agua subterránea debido a la alta turbiedad del rio. Por otro lado, es fundamental brindar una alternativa de potabilización, capacidad de almacenamiento, remplazo de redes colapsadas y ampliación de las misma, de tal manera que se brinde la capacidad para suplir las necesidades de los habitantes del centro poblado del Papayal municipio de Rionegro Santander.

Se prioriza la ejecución del proyecto dentro del Plan de Desarrollo “Rionegro, con sentido social”, mediante la DIMENSIÓN 3. DESARROLLO URBANO, ORDENAMIENTO TERRITORIAL, SERVICIOS PÚBLICOS Y PRESERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE, PROGRAMA 13. SERVICIOS PUBLICOS PARA EL DESARROLLO DEL MUNICIPIO, SUBPROGRAMA 33. SANEAMIENTO BÁSICO Y AGUA POTABLE, METAS 179: Construir un sistema de acueducto en el sector urbano, corregimientos y/o sector rural. META180: Ampliar y/o mejorar dos sistemas de acueductos en el sector urbano y corregimientos y META 181: Realizar construcción, mejoramiento, mantenimiento, adecuación y/o remodelación de 3 acueductos veredales.

2. JUSTIFICACIÓN

El hombre que es parte de la naturaleza debe vivir en armonía con ella, esto significa que las actividades humanas deben desenvolverse de tal manera que sean compatibles con el mantenimiento y mejoramiento del entorno ecológico que lo sustenta y condiciona. El agua es cada vez más escasa debido a diversos factores como sequías y contaminación; factores que no sólo afectan la cantidad, sino que también contribuyen a empeorar la calidad de los recursos hídricos. Estos acontecimientos, unidos a otros aspectos, hacen imprescindible el tratamiento de las aguas para ser utilizadas, tanto para su uso industrial como para el uso potable. (TemasAmbientales, 2017)

Desde el punto de vista social, el propósito de este proyecto es beneficiar a las personas que habitan en el centro poblado del Papayal y mejorar su calidad de vida en cuanto al suministro del agua, teniendo en cuenta que es una población que, aunque cuenta con el servicio de agua; esta no es tratada ni potabilizada y requiere ampliar su cobertura, así como remplazo de redes de distribución en algunos sectores donde la tubería se llenó de sedimentos. Todo esto debido a que el agua es un derecho fundamental el cual indica que todas las personas deben disponer de agua suficiente, salubre, aceptable, accesible y asequible para el uso personal o doméstico, de esta manera, todas las personas deberían poder acceder al servicio de acueducto en cuanto a calidad y cantidad suficiente para abastecer sus necesidades. En el ámbito Económico, el proyecto pretende buscar soluciones a los altos costos económicos que puede generar la potabilización del agua al evaluar la viabilidad y conveniencia que pueda tener el diseñar e implementar una planta de potabilización en la vereda; además, se desean implementar tecnologías que sean costo efectivas y sostenibles para promover el desarrollo rural teniendo en cuenta el entorno en el que se encuentra.

A nivel ecológico, se busca proteger tanto el recurso hídrico como el ecosistema. Con el fin de lograr mayor eficiencia y protección del recurso, se busca que al realizar la potabilización del agua que no genere un incremento desmedido de los valores que actualmente se cobran, con lo cual el servicio público de acueducto sea sostenible para la comunidad del centro poblado el Papayal.

3. DIAGNÓSTICO DETALLADO DE LA SITUACIÓN DEL MUNICIPIO

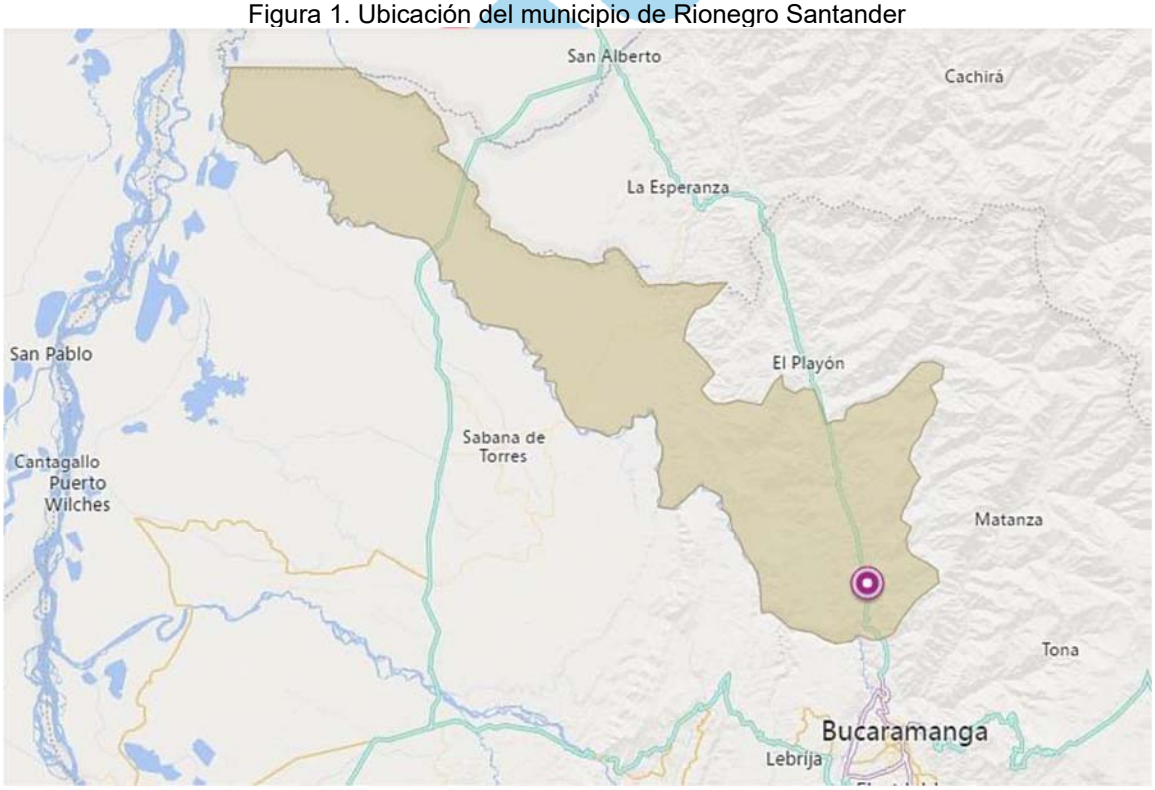
3.1. CONDICIONES DEL ESTADO DE LOS RECURSOS NATURALES Y DEL BIENESTAR SOCIAL.

3.1.1. Ubicación del municipio de Rionegro

El Municipio de Rionegro se localiza geográficamente en la región central norte en al Noroccidente del Departamento de Santander, aproximadamente a 29km de la ciudad de Bucaramanga. Según la Ordenanza Departamental de 09 del 27 de febrero de 2019 Rionegro pertenece a la Provincia Administrativa y de Planeación Metropolitana.

Limita por el Norte con los Departamentos de Cesar, Norte de Santander y con el municipio de El Playón (Departamento de Santander); por el Oriente con Suratá y Matanza a través de una serranía montañosa conocida como Santa Cruz; por el sur con Bucaramanga, Girón, Lebrija, a través de la microcuenca del Aburrido y del río de ese mismo nombre y por el Oeste con Puerto Wilches y Rionegro. (PDM, 2020). La ubicación del municipio se presenta en la Figura 1.

Figura 1. Ubicación del municipio de Rionegro Santander



Fuente: (PDM, 2020)

El municipio de Rionegro está dividido según su estructura territorial en 10 corregimientos y 92 veredas y la mayoría están representadas por las juntas de acción comunal, las cuales tienen una función importante como es la de liderar las propuestas de gestión y desarrollo, en beneficio de su comunidad. La zonificación del municipio de Rionegro se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Zonas subregionales Rionegro –Santander

ZONA FUNCIONAL	SITIO FUNCIONAL	VEREDAS QUE INCLUYE
CIÉNAGAS	La Salina	Montañitas, La Consulta Y La Salina
SAN RAFAEL - PAPAYAL	Núcleo de San Rafael y Papayal	San Rafael De Lebrija, El Taladro, Veinte De Julio, Rosablanca, Punta De Piedras, Caño Doradas, Caño Iguanas, Pacho Díaz, Papayal, Puerto Arturo, Chiguagua, Puerto Príncipe, La Musanda Baja, La Musanda, San José De Los Chorros, La Válvula, Caño Diez
LA TIGRA	La Corcovada	La Plazuela, Laguna De Oriente, Corcovada, Piletas, Caño Siete, Caño Cinco
LEBRIJA - SUPERVÍA	Caseríos de Maracaibo	Tambo Quemado, Simonica, Maracaibo, Venecia, Llaneros, Platanala
CUESTA RICA	Cuesta Rica	Cuesta Rica, Huchaderos, Miramar, La Victoria, Aguablanca, Catatumbo, La Tachuela, Algarrobo, Golconda
GALÁPAGOS	Galápagos o Escuela de Altamira	Galápagos, Peñas Negras, Florencia - El Caballito, Puyana, Unión De Galápagos, Altamira, Centenario - Mensuli, Miralindo, El Caimán
LA CEIBA	La Ceiba	La Calichana, La Virginia Misiguay, La Aguada, Cruces Panamá, Panamá, Aguablanca, Miraflores, Ceiba, Espuma Alta, Espuma Baja, Alto Bello,
CENTRO - LLANO DE PALMAS	Casco Urbano Central o zonas suburbanas colindantes	Centro, Galanes, Sardinas, Malparaiso, La Colorada, La Guayana, San Isidro, Honduras - La Estación, Los Cocos, Honduras - Churricas, Berlín, San Pablo, San Jorge, San Juan, Bremen, Saman, El Aburrido, Vega Carreño, San Ignacio, Villapaz, Portachuelo, El Cairo, Diviso - Palmas, La Cristalina. Llano De Palmas, Alto De La Paja, La Honda, Campoamor, primavera, Cruces Plazuela - La Pradera, El Tambor, San José De Arévalo, Carpinteros, La Suiza, Alto De Pérez, El Diamante, Halirimante, Popas, La Paz, Vegas De Llano De Palmas.

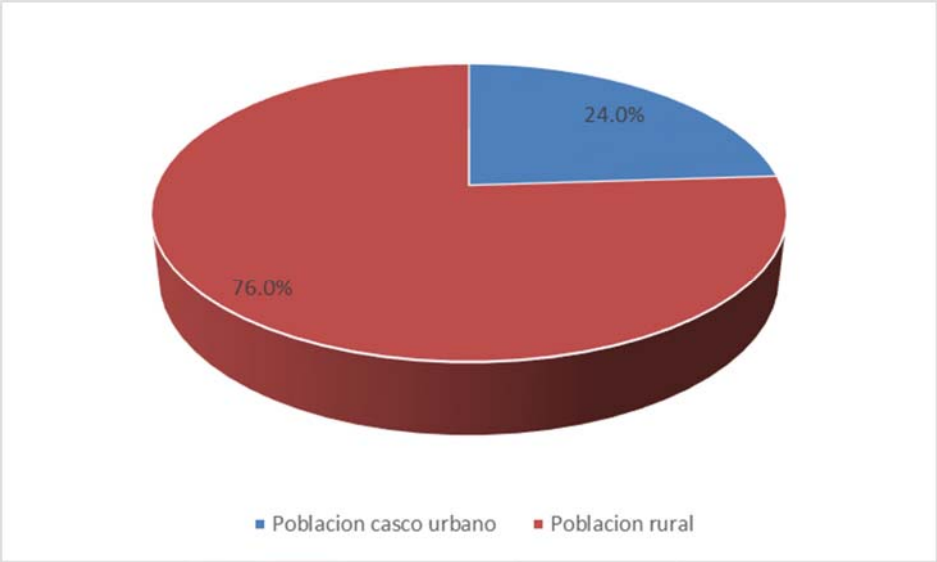
Fuente: (PBOT, 2000)

3.1.2. Caracteristicas socioeconómicas de la población del municipio de Rionegro

3.1.2.1. Demografía

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda - CNPV 2018 Rionegro posee una población de 25.266 personas, de las cuales el 24% (6.338 personas) viven en la cabecera municipal y el 76% (20.100) viven en los centros poblados y zona rural. (DANE, 2018). La distribución de la población se puede observar en la

Gráfica 1. Distribución población municipio de Rionegro Santander



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Del total de la población que reside en el municipio el 47,03% (14.002 personas) son mujeres y el 52,96% (12.434 personas) son hombres.

Los índices demográficos para el municipio de Rionegro se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Índices demográficos para el municipio de Rionegro Santander

INDICES DEMOGRAFICOS	MUNICIPIO DE RIONEGRO	
	CNPV	CG
	2018	2005
Porcentaje de hombres	53%	53,2%
Porcentaje de mujeres	47%	46,8%
Relación de masculinidad	112,6	113,7
Índice demográfico de dependencia	61,8	76,3
Índice demográfico de envejecimiento	57	28,6
Índice de Friz (IF)	122,1	172,2
Descripción IF	Población	Población

	madura	joven
Relación niños mujer	30,3	44,2
Población entre 0 y 14 años (%)	24,3%	33,7%
Población entre 15 y 59 años (%)	61,8%	56,7%
Población mayor de 59 años (%)	13,9%	9,6%

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022) (DANE, Censo general 2005 y Censo Nacional de Poblacion y Vivienda , 2018)

El índice de Friz (porcentaje de población menor de 20 años (entre 0 y 19 años) con respecto al grupo de población de edades comprendidas entre los 30 y los 49 años) para el Municipio de Rionegro-Santander es 122,1, mayor al índice de la Nación y el Departamento, lo que hace que su población se catalogue como joven. (PDM, 2020).

Para el año 2018 se observa un mayor predominio de la población adulta o estacionaria. La población joven tiene una concentración de 48,12% y la adulta 40,03%. La base tiende a moderarse debido a que la natalidad presentó un descenso de forma suave, con relevo generacional.

De acuerdo con las proyecciones del DANE, la población del Municipio de Rionegro Santander muestra una participación de sus grupos de edad de la siguiente manera: 48,12% de población joven (0 a 28 años), 40,03% población adulta (29 a 60 años) y 12,52% población vieja (61 años en adelante). El grupo de edad con mayor número de personas el de 05-09 años el cual posee una suma de 2.261 personas, de los cuales 1.175 son de género masculino y 1.086 de género Femenino.

En la actualidad el Municipio de Rionegro presenta una dinámica demográfica definida por la presencia de fenómenos poblacionales como: la disminución de mortalidad infantil, estabilidad de las defunciones y concentración poblacional en el grupo de edad mayor a setenta años y el aumento de la esperanza de vida.

Situación de la población de Étnica

En el territorio del Municipio de Rionegro – Santander residen 392 personas pertenecientes a la población negra, afro, mulata o afrocolombiana, 6 personas de la población indígena y 4 personas de la población raizal para un total de 402 personas de población étnica, los cuales representan el 1,50% de la población total del municipio. Ver Tabla 3.

Tabla 3. Distribución población étnica

ETNIA	No. de personas	% de la población
Población Indígena	6	0,02%
Población Negra, Afro, Mulata o Afrocolombiana	392	1,46%
Población Raizal	4	0,01%
Población Rom	0	0,00%

Población Palenquera	0	0,00%

Fuente: (PDM, 2020)

Población desplazada

Durante los últimos desde el año 2012 en el municipio de los 1.828 hogares víctimas del municipio de Rionegro han sido beneficiados de atención y ayuda humanitaria. En el año 2109, hubo 119 hogares de personas desplazadas que fueron beneficiadas con atención y ayuda humanitaria

Situación de la población con discapacidad

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda 2018, DANE, solo el 2,1% del total de la población censada en Rionegro, declaró presentar dificultades para realizar actividades diarias.

3.1.2.2. Desarrollo económico, empleo, comercio, industria y turismo

Turismo

El municipio de Rionegro se ha caracterizado históricamente por ser la despensa agrícola del Área Metropolitana de Bucaramanga, pero sus características físicas, su ubicación y la belleza de sus paisajes han hecho que el municipio durante los últimos años destaque por su potencial turístico en especial en el sector agroturístico.

El desarrollo de las actividades turísticas de Rionegro, han surgido de forma espontánea y sin planificación, basadas en los históricos y tradicionales paseos familiares llevados a cabo en los emblemáticos ríos y balnearios del municipio.

Dentro de las ventajas competitivas y comparativas con que cuenta el Municipio para desarrollar su actividad turística se encuentran:

- La cercanía al Área Metropolitana de Bucaramanga
- La ubicación sobre el Corredor Vial Nacional Ruta del Sol
- Los escenarios naturales apto para desempeñar actividades de turismo de vanguardia como senderismo, agroturismo, ecoturismo, deportes extremos y de aventura y turismo de bienestar.

Dentro de los bienes inmateriales del municipio se encuentran: El Festival del Rio, Las Ferias y Fiestas del Municipio de Rionegro, Las Ferias de San Pedro y San Pablo, Las Ferias de solemnidad de la Asunción de la Santísima Virgen María, Las Fiesta Religiosa de la Virgen del Pocillo y La Fiesta Patronal a San León Magno.

Agricultura y desarrollo rural

El municipio de Rionegro se caracteriza por desarrollar una economía propia del sector primario, siendo su actividad económica la agricultura y la ganadería.

La organización social del trabajo en la agricultura descansa sobre la mano de obra familiar como soporte económico de los pequeños productores, donde no existe análisis sobre la rentabilidad de la producción, no hay estudios sobre suministro de crédito y en la mayoría de los casos, la comercialización de los productos se queda en manos de intermediarios sin que exista alguna organización tipo asociativa y/o solidaria. Los productores agrícolas no son beneficiados con capacitación y conocimiento de las aptitudes del suelo y del uso de los recursos existentes, para producir con miras a mejorar la rentabilidad y la organización.

La micro y macroempresa local no han podido insertarse eficientemente en las cadenas productivas locales o nacionales, ni ingresaren los mercados internacionales siendo sus principales problemas: la inexistente capacitación de trabajadores y empresarios, la precariedad de sus mercados, su limitado acceso a la asistencia técnica y a la tecnología para mejorar la productividad y la calidad siendo muy evidente también, la inexistencia de financiamiento oportuno competitivo.

Rionegro cuenta con una excelente producción en cultivos de CITRICOS, como naranja, lima acida Tahití, limón de castilla, mandarina lisa común y otras y AGUACATE, son líneas productivas que en la región están potencializando la economía Municipal. Pero debido a la falta de conocimiento empresarial no se le ha dado la prioridad que tienen. Según el Comité de Cafeteros de Santander actualmente en el Municipio de Rio negro hay 1.272 hectáreas de café sembrado, lo que genera 947 empleos directos.

Economía.

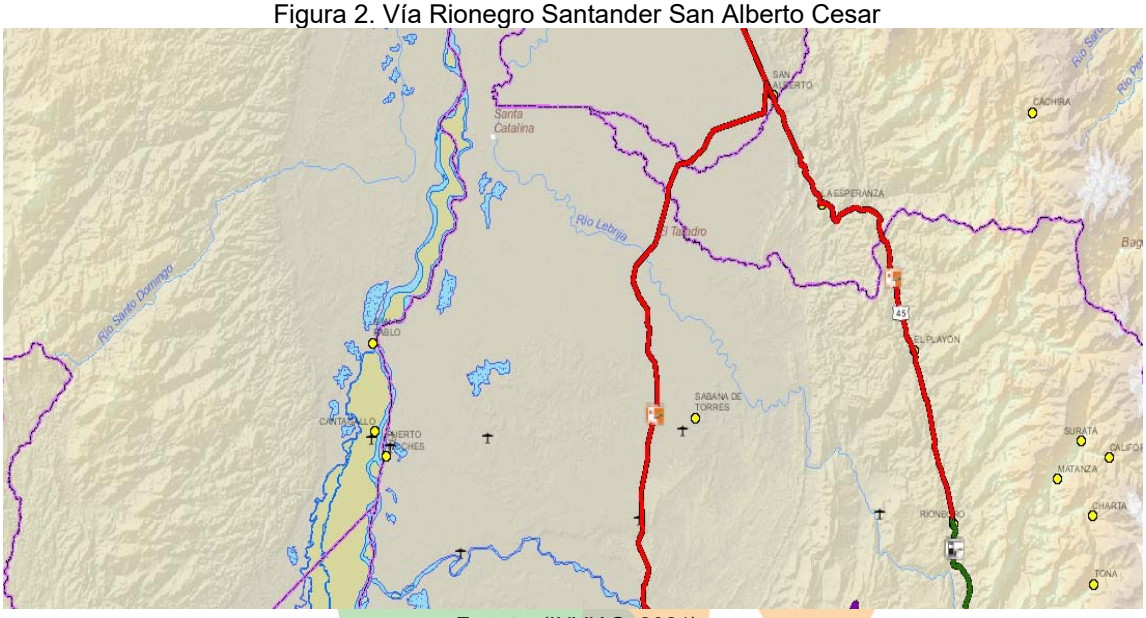
La economía del municipio se concentra básicamente en el sector agrícola con su producción de café, motivo por el cual es conocido Rionegro como la *Capital Cafetera de Santander*. También se destaca su producción de aguacate y cacao, de esta última incluso hay una sede de la Federación Nacional de Cacaoteros (Fedecacao). Dentro de las grandes industrias se destaca una planta de sacrificio de aves, propiedad de la empresa Campollo S.A. en la Vereda Portachuelo, por la vía a El Playón. El sector comercio es activo dentro del municipio con almacenes de víveres y abarrotes, entre otros productos.

3.1.2.3. Como llegar al centro poblado el Papayal

El acceso a la zona baja corresponde a la troncal de La Paz, la cual comunica a través de una entrada vial de dos carriles pavimentada con el centro poblado de San Rafael de Lebrija y de ahí hasta el centro poblado Papayal. Desde la ciudad de Bucaramanga se puede elegir la alternativa de la ruta San Alberto o la ruta Barrancabermeja, desviando en la Lizama al norte.

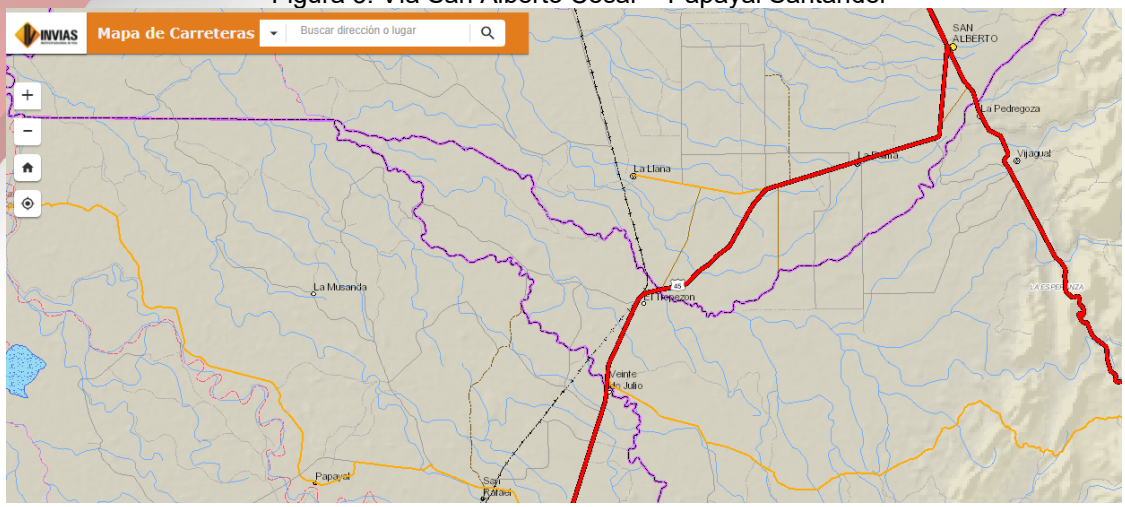
Para llegar al centro poblado el Papayal se toma la vía a San Alberto Cesar por la troncal central con una longitud de 85,6 km. Se toma la troncal del Magdalena en el tramo San Alberto la Lizama en un tramo de 28km hasta el punto el taladro, donde se toma la vía hacia el corregimiento de San Rafael y Papayal en un tramo de 11,33km, donde la vía es terciaria parte asfaltadas y otra destapada. La longitud total del recorrido es de 124,9km. Los detalles del recorrido se presentan en las Figura 2 y Figura 3.

Figura 2. Vía Rionegro Santander San Alberto Cesar



Fuente: (INVIAS, 2021)

Figura 3. Vía San Alberto Cesar – Papayal Santander



Fuente: (INVIAS, 2021)

3.2. COBERTURA DE LA PRESTACIÓN DE LOS SERVICIOS PÚBLICOS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO

El municipio de Rionegro-Santander gestiona la prestación de los servicios públicos domiciliarios (acueducto, alcantarillado, disposición final de residuos sólidos y líquidos que comprende en últimas el Saneamiento Básico), mediante la empresa de servicios - EMSERVIR, empresa de carácter público con aportes del municipio para proyectos de inversión y mejoramiento.

La Empresa de Servicios Públicos de Rionegro – EMSERVIR, se crea por medio del acuerdo número 012 del 09 de agosto de 1991 del Concejo municipal de Rionegro Santander, como empresa de servicios varios del municipio de Rionegro. Posteriormente, mediante acuerdo número 011 del 10 de junio de 1996 del Concejo municipal de Rionegro Santander se autoriza al alcalde municipal para transformar la empresa de servicios varios “EMSERVIR” en empresa industrial y comercial del municipio de Rionegro. (PGIRS, 2015)

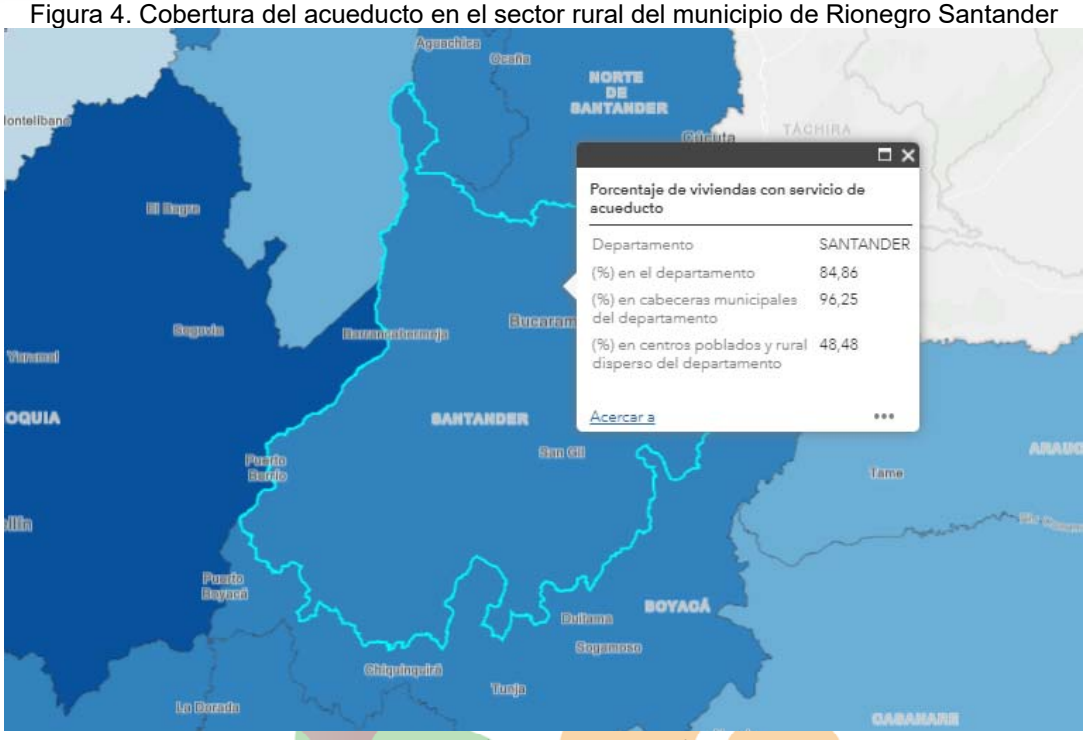
3.2.1. Servicio de acueducto casco urbano Rionegro

EMSERVIR E.S.P cuenta con una planta de tratamiento tipo convencional. La planta registra aproximadamente un poco más de 20 años de funcionamiento y posee una capacidad de funcionamiento de 20 l.p.s limitada por el tanque de almacenamiento con capacidad de 450 m^3 y un tanque auxiliar de 250 m^3, la tubería utilizada es de H.G. Existe una modificación a la planta que registra un poco menos de diez años de funcionamiento y posee una capacidad de 4 l.p.s con un tanque de almacenamiento de 350 m3 y la tubería utilizada es de P.V.C.

Este último sistema de tratamiento no se encuentra en funcionamiento debido a la falta de mantenimiento preventivo y correctivo. La cobertura del acueducto en el casco urbano es del 99,12%

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda - CNPV 2018, en la actualidad el municipio de Rionegro cuenta con una cobertura de prestación del servicio de acueducto en centros poblados rurales y población dispersa del 48,5%, la cual se encuentra por debajo de la tasa de cobertura nacional y departamental.

Figura 4. Cobertura del acueducto en el sector rural del municipio de Rionegro Santander



Fuente: (DANE.maps, 2021)

El servicio de acueducto del casco urbano tiene una continuidad de 24 horas al día los 365 días del año. Por otra parte, el acueducto del centro poblado del Papayal tiene una capacidad reducida en función de la capacidad de almacenamiento de los tanques que es de 84,4m^3. Si se suministra un QMD de 4,93lps ((CIA-S.A.S, 2022) el suministro dura 4,75 horas, lo cual implica una capacidad reducida de almacenamiento.

Por otro lado, la calidad del recurso hídrico para suministro a la comunidad del casco urbano de Rio Negro tiene un IRCA de 0,00, donde tiene un nivel de riesgo NULO (INS, 2020). En el sector rural del municipio de Rionegro la calidad del agua para consumo humano tiene un IRCA de 20,57 con un RIESGO MEDIO (INS-Santander, 2020)

3.2.2. Servicio de alcantarillado

El municipio cuenta con una cobertura de servicio de alcantarillado del 39,5%, por debajo de las tasa nacional y departamental. La cobertura del alcantarillado del casco urbano es del 98,29% y en centros poblados y rural disperso es del 21,68%

Figura 5. Cobertura del alcantarillado en el sector rural del municipio de Rionegro Santander

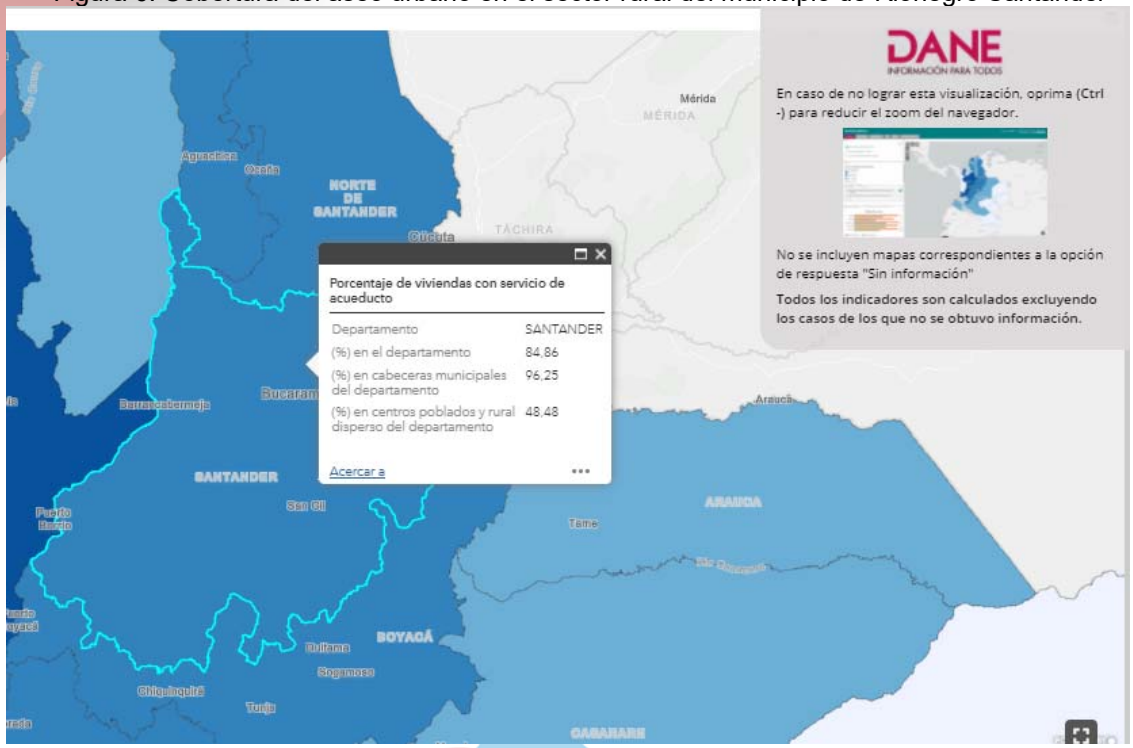


Fuente: (DANE.maps, 2021)

3.2.3. Servicio de recolección de residuos sólidos

Según el Plan de Gestión de Manejo de los Residuos Sólidos Rionegro PGIRS, el Municipio de Rionegro produce un promedio mensual de 140 toneladas de residuos orgánicos y no aprovechables, 1,4 de residuos aprovechables y 19,2 de corta de césped y poda de árboles. El servicio de recolección de aseo en el municipio de Rionegro, se presta con una cobertura del 100%, cubriendo toda el área urbana del municipio y en los corregimientos de San Rafael, Papayal, Llano de Palmas, Bambú, La Ceiba y Portachuelo. EMSERVIR ESP presta el servicio de recolección de residuos sólidos para el casco urbano de Rionegro con una frecuencia de dos veces a la semana, los martes y viernes, utilizando para ambos días el mismo recorrido y la recolección de residuos de tipo orgánico e inerte. La cobertura de recolección de residuos sólidos en el casco urbano es del 96,25% y en los centros poblados y sector rural disperso es del 48,48%.

Figura 6. Cobertura del aseo urbano en el sector rural del municipio de Rionegro Santander



Fuente: (DANE.maps, 2021)

3.3. HIDROGRAFIA

3.3.1. Cuenca del río Lebrija.

El río Lebrija es uno principales componentes de la hidrografía del departamento. Nace al noreste del municipio de Piedecuesta y desemboca en el río Magdalena. En la zona alta de su nacimiento avanza en dirección noreste, regando con las aguas de sus afluentes el valle de Piedecuesta para luego tomar hacia el norte, al pasar por la meseta de Bucaramanga, donde toma el nombre de río de Oro. Al recibir las aguas de la subcuenca del río Suratá compuesta por los ríos Frío y Tona, en las depresiones finales de la meseta de Bucaramanga, se configura el río Lebrija propiamente dicho.

Muy cerca de su desembocadura sigue con rumbo norte y su cauce se divide en numerosos caños que alimentan varias ciénagas, para tributar finalmente sus aguas al río Magdalena, en dos grandes brazos que encierran el delta fluvial que se ha formado en su desembocadura. El río es navegable en un trayecto de aproximadamente 100 km y en el pasado esta arteria fluvial constituyó el principal medio de comunicación del departamento.

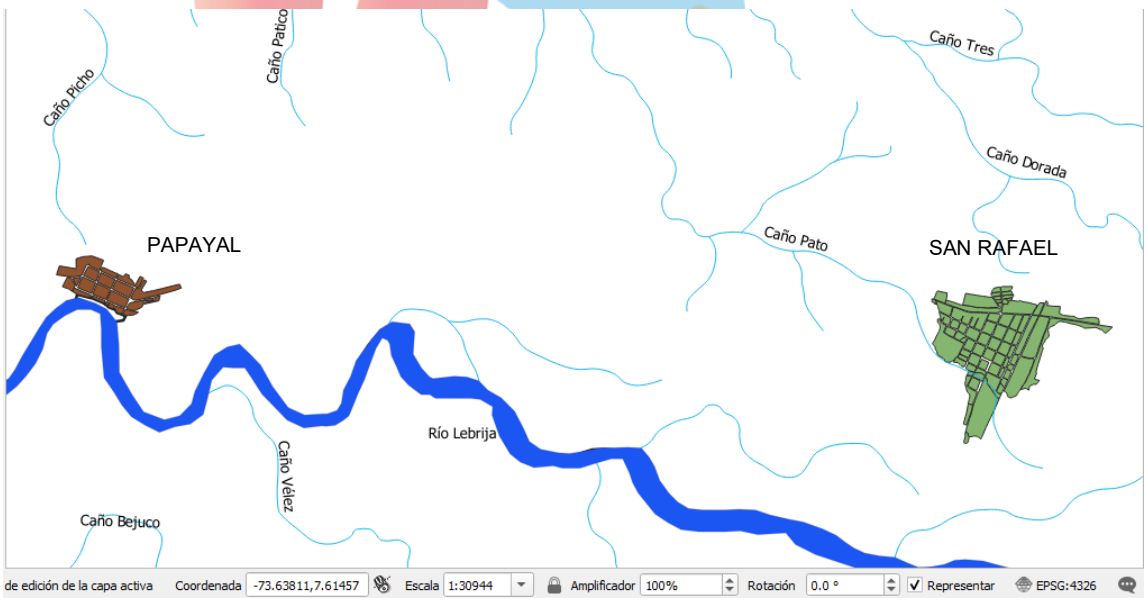
Últimamente la navegación prácticamente ha desaparecido, pero sus aguas se encuentran bien aprovechadas en consumo humano y en desarrollos agrícolas mediante distritos de riego. La subcuenca del río Suratá, a través de sus afluentes los ríos Tona y Frío, le suministran agua potable al área metropolitana de Bucaramanga y en su zona baja se sitúan los distritos de riego de Lebrija y Magará. La cuenca del río Lebrija posee una extensión de 879.000 ha, de las cuales el 54%, o sea 474.660 ha corresponden al departamento de Santander y el 46% restante al departamento del Cesar.

Morfométricamente el cauce tiene una pendiente de 16 m/km desde su nacimiento a 3.800 msnm, hasta su desembocadura a 65 msnm, y una longitud de 228 km. El caudal medio multianual calculado para la cuenca es de 150.3 m^3/s y el máximo multianual es de 462.90 m^3/s. La zona baja es de características inundables en épocas de avenidas, debido a la cantidad de ciénagas y brazos que conforman el valle aluvial del río en este sector, el cual es muy plano, con una pendiente media de solo 0.20m/km, en un trayecto de 56 km.

Las principales subcuencas del río en el departamento de Santander son las de Cáchira del Espíritu Santo, Cáchira sur, Salamanca, Santa Cruz, Suratá y río de Oro. El paso del rio Lebrija por el centro poblado el Papayal se presenta en la

Figura *7*.

Figura 7. Hidrografía del centro poblado el Papayal



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

3.4. HIDROGEOLOGÍA

3.4.1. Analisis hidrogeológico

Dentro del campo de la hidrogeología se considera la relación existente entre la litología (tipo de roca), tectónica y las condiciones climatológicas que han meteorizado la roca parental u originaria, para dar como producto final un determinado tipo de suelo o material alterado. De acuerdo con el grado de alteración que alcanza la roca, se presenta un estilo característico de movimiento del agua superficial dentro de la masa rocosa, que depende, por consiguiente, de la porosidad (primaria o secundaria), la permeabilidad y la disolución.

Según sus características, se clasifican en diaclásica, profunda o superficial. Estos mismos factores permiten que el flujo del agua sea lento o rápido y facilitan su movimiento desde la superficie hasta el subsuelo, o inclusive, el comportamiento que accede al flujo netamente superficial. Por ello, dependiendo de la dirección de movimiento, horizontal o vertical, la roca puede transmitir o impedir el flujo. Cuando todos los factores han actuado sobre una litología determinada, no existe una roca que se resista a permitir el flujo del agua.

En la medida en que las aguas corren superficialmente, arrastran sedimentos aguas abajo, pero al hacerlo sobre rocas de diferente dureza, composición y compactación, afectan las orillas de los cauces de manera diferente. De esta manera se van formando, lenta pero continuamente, los valles profundos hacia las partes altas, ligeramente profundos en la parte media, y hacia su desembocadura, valles amplios. Desde las zonas débiles e inestables las corrientes transportan la mayor cantidad de partículas (sedimentos), con las cuales rellenan posteriormente algunos sectores, en donde pierden energía y capacidad de carga.

Estos factores son los que han hecho que se pierda área para todos los lugares correspondientes a ciénagas, pantanos y humedales. Las principales zonas donde se genera este proceso son las de la meseta de Bucaramanga y hacia las corrientes que atraviesan la formación Mesa, en el sector oriental del río Magdalena, ya que están conformadas por materiales no consolidados totalmente, lo que facilita la erosión lateral y la base de sus escarpes, y genera socavamiento profundo y cárcavas. Comportamientos similares se encuentran en la mesa de Los Santos y parte de los municipios de Barichara, Villanueva y Zapatoca, favorecidos por la poca vegetación y el alta pendiente.

En algunos sectores topográficamente altos, que presentan una pendiente superior a los 40° y donde no ha habido pleno desarrollo de suelos, las aguas superficiales forman drenajes difusos, creciendo en la medida en que encuentran zonas más meteorizadas. De estos sectores merecen atención los que tienen un predominio de areniscas y calizas, ya que se les considera como buenos acumuladores de aguas

subterráneas. Entre estos es conveniente resaltar las áreas de los flancos oriental y occidental de la serranía de Los Yariguíes y algunos sectores asociados con las partes bajas del páramo de Virolín y las estribaciones del páramo del Almorzadero, junto con algunas partes de los municipios de Cimitarra, Landázuri, Sabana de Torres, Barrancabermeja y algunos de las provincias Comunera y Guanentá. Localmente las acumulaciones se encuentran asociadas a estructuras geológicas, donde sobresalen los sinclinales.

Los cuerpos cuaternarios, no consolidados completamente y presentes a lo largo de las riberas de ríos y quebradas, son las principales fuentes de acumulación de aguas subterráneas, ya que presentan alta porosidad, baja permeabilidad, espesores adecuados y una recarga hídrica suficiente con las mismas precipitaciones y corrientes superficiales.

Estas características se encuentran en la franja oriental del río Magdalena, con una extensión lateral de por lo menos 30 kilometros de ancho, incluida la zona de abundantes ciénagas y pantanos ubicada al norte del municipio de Puerto Wilches, en el cañón del río Chicamocha, y en los municipios Puerto Wilches, Barrancabermeja, Puerto Parra, Cimitarra y parte baja de Sabana de Torres, El Playón y Rionegro, sin demeritar acumulaciones menos importantes de otros lugares, como la meseta de Bucaramanga, valles del río Frío y Guatiguará. En todos estos lugares hay excelentes perspectivas de explotación de aguas subterráneas.

Con base en el Programa de Exploración de Aguas Subterráneas, la subdirección de Recursos del Subsuelo de Ingeominas llevó a cabo estudios geológicos, geofísicos e hidrogeológicos en la zona central del departamento de Santander, durante los años 2006 a 2008.

El proyecto cubrió las mesas Guanentina, Los Santos y Ruitoque, en áreas de los municipios de San Gil, Barichara, Villanueva, Cabrera, Curití, Jordán Sube, Los Santos, Piedecuesta e incluso el sector del páramo de Berlín, en busca de una alternativa que fortaleciera el sistema de acueducto de Bucaramanga. Estos estudios se hicieron de manera conjunta con la Universidad Industrial de Santander (UIS), mediante la firma de dos acuerdos específicos, con el propósito de generar el avance del conocimiento en el tema de aguas subterráneas, para cumplir con las metas del Plan Estratégico y como apoyo a las comunidades para encontrar opciones de abastecimiento de agua para consumo humano en época de verano intenso, cuando el agua superficial disminuye considerablemente.

Las actividades realizadas permitieron un cubrimiento de aproximadamente 1700 km^2, con la obtención de los mapas geológicos con énfasis en hidrogeología. En los mapas se incluyen los análisis de rasgos estructurales que indican la favorabilidad para transmitir y almacenar agua en el subsuelo, establecer direcciones de flujo, lo mismo que el tipo de acuíferos que se pueden encontrar en una fase posterior de la exploración. Se efectuaron a la vez, estudios de magnetometría y gravometría, en

la zona guanentina, que aportaron información sobre el subsuelo del área, al igual que estudios específicos de hidrogeología que incluyeron levantamiento geoeléctrico, inventario de puntos de agua y muestreo hidrogeoquímico. En la fase final se abrió un proceso licitatorio para realizar un pozo exploratorio de 200 metros de profundidad, localizado en el municipio de Barichara, cuya información será fundamental para comprobar el buen funcionamiento del modelo hidrogeológico y, dado el caso, hacer los ajustes requeridos, con el fin de proyectar un necesario uso del recurso.

Los resultados preliminares obtenidos de los estudios realizados entre 2006 y 2008, en cuanto al potencial de aguas subterráneas, para cada área de interés son:

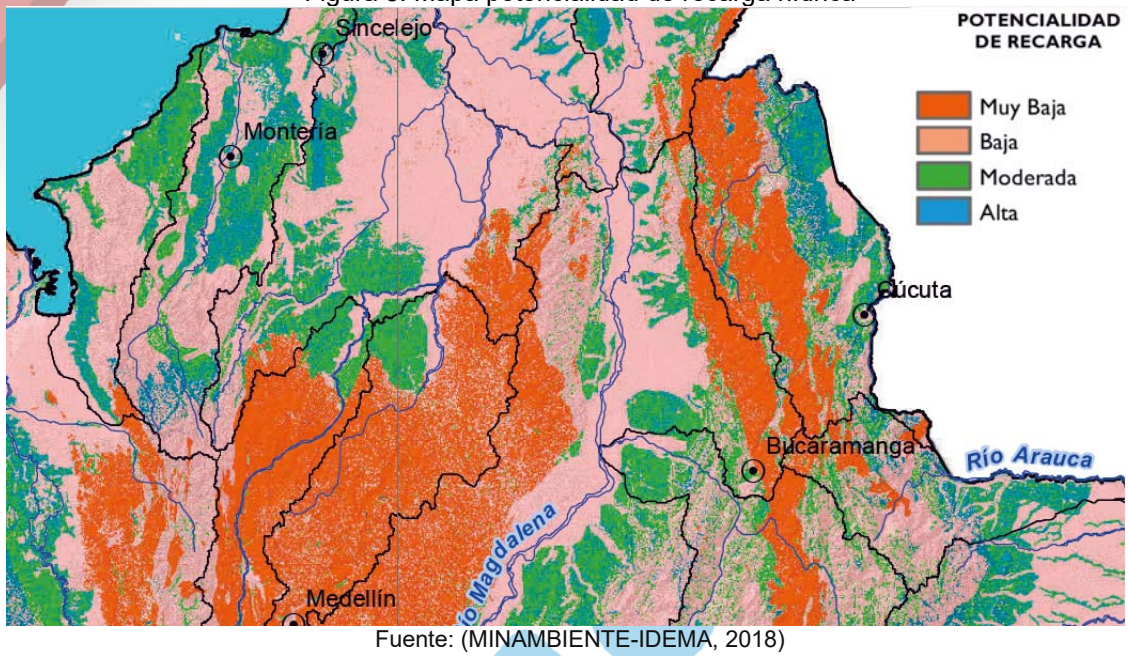
• **Región guanentina.** Se establece que en el área existen zonas de interés hidrogeológico restringidas, con un potencial de acumulación de agua relativamente bajo, debido al desarrollo e interconexión de fracturas. Los rasgos estructurales y la interacción entre los sistemas de fallas indican que el flujo de agua subterránea es principalmente por porosidad secundaria.

• **Macizo de Santander.** Las zonas meteorizadas, por su espesor y las zonas diaclasadas, por su falta de interconexión, se pueden clasificar como de bajo interés hidrogeológico.

• **Mesa de Los Santos.** En el área se definen zonas de interés hidrogeológico de carácter discontinuo, de extensión local, supeditadas a la densidad del fracturamiento. En la formación de Los Santos, donde se definieron tres miembros, se consideran el superior e inferior como acuíferos potenciales. El miembro medio no es de interés hidrogeológico o su recurso de agua subterránea es limitado. La definición se basa en el espesor aprovechable y el grado de interconexión del sistema de fracturamiento. Aunque en la mesa de Los Santos se presenta buen fracturamiento hacia los escarpes y parte sur de la mesa, el flujo de agua a través de las rocas es lento, debido a la baja densidad de fracturas abiertas.

En la zona donde se encuentra el centro poblado el Papayal, se ha generado acuíferos debido al fracturamiento del suelo y la consistencia del suelo que es de tipo arenisca de alta permeabilidad. Por este motivo el acueducto del centro poblado del Papayal se surte de agua subterránea y no del rio Lebrija, debido a su mejor calidad y reducción de costos para bombeo. En la Figura 8, se presenta un mapa de la potencialidad de recarga en acuíferos, donde la zona de estudio tiene un potencial de recarga bajo.

Figura 8. Mapa potencialidad de recarga hídrica



Fuente: (MINAMBIENTE-IDEMA, 2018)

La oferta hídrica en el pozo subterraneo es continua, luego el proceso de recambio hídrico es alto. Por lo anterior el pozo se surte de un acuífero de buena calidad en referencia a la presencia de solidos suspendidos totales.

Así mismo, desde el punto de vista de la geología estructural, hay una baja densidad de fracturamiento y la litología se caracteriza por estar conformada por rocas siliciclásticas, predominantemente de grano fino a muy fino, de mala selección y redondez, compactadas y cementadas, tipo arcillolitas y limolitas; así como calizas lodosas, detríticas y arrecifales.

3.4.2. Evaluacion del pozo profundo

La oferta hídrica en el pozo subterráneo es continua, luego el proceso de recambio hídrico es alto. Por lo anterior el pozo se surte de un acuífero de buena calidad en referencia a la presencia de solidos suspendidos totales.

Así mismo, desde el punto de vista de la geología estructural, hay una baja densidad de fracturamiento y la litología se caracteriza por estar conformada por rocas siliciclásticas, predominantemente de grano fino a muy fino, de mala selección y redondez, compactadas y cementadas, tipo arcillolitas y limolitas; así como calizas lodosas, detríticas y arrecifales.

En este sentido, el pozo profundo que suministra el agua en el acueducto del centro poblado Papayal vienen funcionando sin interrupciones desde al año 1995, por lo cual el suministro es continuo y no se ha observado una reducción en la fuente subterránea, por lo cual se puede considerar que es un acuífero continuo y en conclusión no fue necesario realizar sondeo geo eléctricos, pozos de inspección y pruebas de bombeo para determinar su capacidad de recambio.

El pozo existente tiene una excelente capacidad de recambio y se construyó con una profundo de 76m de largo y un diámetro de 8 pulgadas, manteniendo un suministro continuo y sin variaciones de caudal durante todo el año

El bombeo desde el pozo profundo se realiza con una bomba tipo “Lapicero” de 15 Hp de potencia y el flujo se dirige por tuberías PVC de 3” hacia los tanques elevados uno (1) ubicado en el lote de la planta y dos (2) ubicado por fuera donde la tubería hace un recorrido de 422m.

El bombeo se realiza en el horario de 6am a 10am y 1pm a 3pm todos los días. Se desea llenar un volumen diario de 75,6m^3 en el tanque 1 y 8,4m^3 en el tanque 2. El volumen total es de 84m^3. Este volumen se llena en 6 horas a un caudal de 3,88 lps.

3.4.3. Calidad del agua obtenida en el pozo profundo

A continuación, se reportan los resultados obtenidos en campo y en el laboratorio para el punto Agua de pozo profundo de Papayal, muestras de interés para el diseño de sistema de potabilización.

Tabla 4. Resultados de laboratorio

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO	CUMPLIMIENTO	
			SI	NO
Datos in situ				
pH	Unidades de pH	6,61	X	
Temperatura de la muestra	°C	29,7	-	-
Temperatura ambiente	°C	32,0	-	-
Conductividad	µs/cm	258	X	
Caudal	L/s	3,89	-	-
Cloro residual	mg/L	0,12		X
Alcalinidad total	mg $CaCO_3$/L	134	X	
Laboratorio				
Calcio	mg Ca/L	19,0	X	
Cloruros	mg Cl^-/L	< 3,0	X	
Dureza total	mg $CaCO_3$/L	86,8	X	
Fósforo reactivo total (ortofosfatos)	mg PO_4/L	0,34	X	
Hierro total	mg Fe/L	0,30	X	
Manganeso total	mg Mn/L	0,05	X	
Nitratos	mg NO^-3 /L	< 0,44	X	
Nitritos	mg NO^-2 /L	< 0,016	X	
Oxígeno disuelto	mg O_2/L	2,21	-	-

Sulfatos	mg SO_4/L	< 5,0	X	
Turbidez	UNT	< 2,0	X	
Aluminio +3	mg Al^{3+}/L	< 0,2	X	
Demanda de cloro	mg/L	1,66	-	-
Prueba de jarras	---	^	-	-
Color aparente	UPC	10,00	X	
Fluoruros	mg F^-/L	< 0,1	X	
Coliformes Totales	UFC / 100 mL	< 1	X	
Escherichia coli	UFC / 100 mL	< 1	X	
Recuento de Bacterias Heterotróficas	UFC / 100 mL	< 1,0	X	

Fuente: (SIAMAS.A.S, 2022)

Nota: 1. La variable fosforo reactivo soluble es equivalente a fosfatos

^Para las características del agua no requiere prueba de jarras, pues el color y turbiedad se encuentran dentro de la norma Resolución 2115/2007

Las mediciones tomadas en campo para pH y conductividad se ajustaron a lo indicado por la Resolución 2115 de 2007. De igual manera las variables alcalinidad, calcio, cloruros, dureza total, fósforo reactivo total (fosfatos), hierro, manganeso, nitratos, nitritos, sulfatos, turbidez, aluminio, color aparente, fluoruros, coliformes totales, Escherichia coli y recuento de bacterias heterotróficas (Mesoaerobios o mesófilos aerobios), se encontraron en conformidad con lo establecido en la Resolución mencionada. No obstante, la concentración de cloro residual libre se encontró por debajo del límite mínimo indicado en la normatividad aplicada. (SIAMAS.A.S, 2022).

Adicionalmente los parámetros cloruros, nitratos, nitritos, sulfatos, turbidez, aluminio, fluoruros, coliformes totales, Escherichia coli y recuento de bacterias heterotróficas (Mesoaerobios o mesófilos aerobios), reportaron concentraciones menores al límite de detección de la técnica utilizada por el laboratorio, cumpliendo con lo establecido en la normatividad aplicada. (SIAMAS.A.S, 2022).

Finalmente, la demanda de cloro determinada por el laboratorio fue de 1,66 mg/L, concentración con la cual se asegura una concentración de cloro residual libre que cumpla con la normatividad, cabe aclarar que esta demanda de cloro es la adecuada, bajo las características del agua analizada en el informe de caracterización y análisis de aguas. (SIAMAS.A.S, 2022).

Se realizó cálculo del IRCA (con todas las variables analizadas) teniendo en cuenta los puntajes de riesgo señalados por la norma, para el punto se obtuvo un valor de 15,96%, clasificando el agua como **RIESGO MEDIO**, según el artículo 15 de la Resolución 2115 del 2007. (SIAMAS.A.S, 2022).

Los resultados anteriores implican que, es necesario compararlos con los parámetros base para fuentes, reportados en el titulo C de la RAS 2000 Tabla C.2.1.

Tabla 5. Calidad de la fuente Tabla C 2.1 Titulo C RAS 2000

Parámetros	Análisis según		Nivel de calidad de acuerdo al grado de polución			
	Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Fuente aceptable	2. Fuente regular	3.Fuente deficiente	4. Fuente muy deficiente
DBO 5 días	3630					
Promedio mensual mg/L			≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 - 4	>4
Máximo diario mg/L			1 – 3	3 - 4	4 - 6	>6
Coliformes totales (NMP/100 mL)						
Promedio mensual		D-3870	0 – 50	50 - 500	500 - 5000	> 5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	≥ 4	≥ 4	≥ 4	< 4
PH promedio	3651	D 1293	6.0 - 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D 1889	< 2	2 - 40	40 - 150	≥ 150
Color verdadero (UPC)			< 10	10 -20	20 - 40	≥ 40
Gusto y olor		D 1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D 512	< 50	50 - 150	150 - 200	300
Fluoruros (mg/L - F)		D 1179	< 1.2	< 1.2	< 1.2	> 1.7
GRADO DE TRATAMIENTO						
- Necesita un tratamiento convencional			NO	NO	Sí, hay veces (ver requisitos para uso FLDE : literal C.7.4.3.3)	SI
- Necesita unos tratamientos específicos			NO	NO	NO	SI
- Procesos de tratamiento utilizados			(1) = Desinfección + Estabilización	(2) = Filtración Lenta o Filtración Directa + (1)	(3) = Pretratamiento + [Coagulación + Sedimentación+ Filtración Rápida] o [Filtración Lenta Diversas Etapas] + (1)	(4) = (3) + Tratamientos específicos

En ausencia de Normas Técnicas Colombianas, los métodos de análisis, deben hacerse de acuerdo con los métodos estándar: Standard Methods for the Examination of Water and Waste Water (APHA, AWWA y WPCF, 1995).
Los criterios que se debe tener en cuenta para establecer la confiabilidad de un método de análisis pueden ser:

1. El método debe ser capaz de llegar a los límites de detección requeridos.
2. El método debe ser capaz de suministrar resultados con errores aleatorios y sistemáticos adecuadamente pequeños

La elección de un método analítico, en general, debe quedar en libertad para cada laboratorio de aguas, teniendo como única restricción la de que el método seleccionado debe cumplir con las exigencias de exactitud, precisión y límite de detección requeridos. Para el presente propósito, se debe dar especial énfasis a las técnicas de recolección y manipulación de muestras de agua cruda ya sea de fuentes superficial o subterránea, considerándolas como parte del método de análisis.

*Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el análisis de parámetros como por ejemplo sustancias flotantes, gusto y olor, dependen del método usado. Para el caso específico de **gusto y olor** es de extrema importancia que todos los laboratorios usen el método ASTM D 1292 o, si esto no es posible, debe demostrarse desde el principio que el método utilizado es capaz de dar resultados comparables a los obtenidos con éste.*

Fuente: (RAS, 2000)

Se requiere un tratamiento con filtración lenta o filtración directa mas desinfección y estabilización.

3.4.4. Calculo balance hidrico para agua subterranea

La construcción de un balance hídrico es una de las primeras tareas en la comprensión del régimen de las aguas de un área específica. En términos simples, un balance hídrico es un ejercicio de presupuesto que evalúa la proporción de lluvia que se convierte en flujo de la corriente (o segunda vuelta), la evapotranspiración y drenaje (o recarga de aguas subterráneas). El modelo de balance hídrico, es representado por la siguiente ecuación (Thorntwaite et al, 1955; 1957).

$$P = ET + RO + d\,S\,W + D$$

Donde:

dS W : Es el cambio en el agua del suelo durante el paso del tiempo.
P: Precipitación en mm
ET: Evapotranspiración
RO: Potencial de pérdida de agua acumulada
D: Déficit

De éstas, las precipitaciones y la escorrentía (como flujo de la corriente) se miden directamente, sin embargo, para cerrar el balance de agua, drenaje (recarga de acuíferos) o evapotranspiración (ET) también deben ser estimadas.

La retención y pérdidas de agua se logran a través de modelos de balance de agua. El modelo en Excel ocupado en este cálculo y dispuesto como documento anexo, realiza un seguimiento del estado hídrico del suelo a través del tiempo. Se trata de un modelo globalizado que sigue el agua del suelo a través del tiempo.

La hidratación del suelo se trata como una unidad (por lo tanto, se considera como un "agrupado"). Es apropiado para el modelado en pasos de tiempo diario, semanal o mensual.

El agua se almacena en el depósito del suelo hasta que el contenido de agua del suelo supera la capacidad de agua disponible, en cuyo punto el exceso entra en almacenamiento.

El caudal mensual es una función lineal simple de *P.* La determinación del balance hídrico del suelo requiere de un seguimiento de la pérdida potencial de agua acumulada *(RO)* y la cantidad de agua en el suelo *(HS).*

Todo *exceso de* agua, es decir, el agua por encima de la cantidad de agua acumulada, entra en la cuenca, que, a su vez, alimenta la descarga de las escorrentías

$$S_t = S_{t-1} + Excess$$

Los hidrólogos comúnmente asumen que la descarga es una fracción constante del almacenamiento de las cuencas hidrográficas, en especial para descarga de aguas subterráneas en los ríos, esta suposición se llama el supuesto depósito lineal.

$$Q_o = fS_t$$

Donde *f* es el coeficiente de reserva y 0 <*f* <1. Si se dispone de datos, *f* puede ser determinado empíricamente.

Los cálculos para determinar HS y PPAA se realizan para cada paso de tiempo con la precipitación mensual (P) y la evapotranspiración potencial (ETP). El exceso de agua, es decir, la precipitación neta Δ P) en exceso de la capacidad del suelo de retención de agua (CAD) deja el suelo y se almacena en la tabla de las escorrentías y eventualmente liberados. En el siguiente listado se resumen los cálculos.

Situación en la Cuenca	HS	PPAA	Excesos
Suelo se está secando $\Delta P < 0$	$= CAD \exp\left(\frac{PPAA_t}{CAD}\right)$	$= PPAA_{t-1} + \Delta P$	= 0
Suelo mantiene húmedo $\Delta P > 0$ but $HS_{t-1} + \Delta P \le CAD$	$= HS_{t-1} + \Delta P$	$= CAD \ln\left(\frac{HS_t}{CAD}\right)$	= 0
Suelo moja encima de su capacidad $\Delta P > 0$ pero $HS_{t-1} + \Delta P > CAD$	$= CAD$	= 0	$= HS_{t-1} + \Delta P - CAD$

Cuando P>PET, AET =PET
Cuando P<PET, AET = d(HS) + P

Los modelos de datos necesarios de entrada son los siguientes:

- Las precipitaciones (P): datos de precipitación precisos y locales.
- Evapotranspiración potencial (ETP): Procedimientos para estimar el PET se debe calcular conforme a las cartas pluviométricas de las estaciones de la región, que deben ingresarse en la ficha correspondiente para que el programa ejecute el cálculo de la ETP y ETP_{real}.

Para calcular el balance hídrico son necesarias las siguientes consideraciones:

Evapotranspiración ETR: es la cantidad de agua presente en el suelo, emitida a la atmósfera que depende del tipo de suelo, vegetación y factores climáticos. Esta variable se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$I = \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514}$$

$$\gamma = 0{,}49239 + 0{,}179T - 0{,}0000771T^2 - 0{,}00000000675T^3$$

$$ETP = 1{,}6\left(\frac{\frac{10}{T}}{\sum I}\right)^{\gamma}$$

$$ETPcorregida = ETP * Fotoperiodo$$

Donde:
T: Temperatura Mensual
P: Precipitación Mensual
ETR = Evapotranspiración media mensual (cm)
P = Precipitación media anual (cm)
I= Índice calórico

Tabla 6. Calculo ETP corregido

VARIABLE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Indice calórico I	8.095	7.901	8.116	8.105	8.229	8.095	8.188	8.239	8.281	8.157	7.985	7.936	97.33
Gamma	1.936	1.902	1.940	1.938	1.960	1.936	1.953	1.962	1.969	1.947	1.917	1.908	23.27
Evapotranspiración (ETP) potencial	63.92	60.48	64.29	64.10	66.41	63.92	65.63	66.60	67.40	65.05	61.94	61.08	770.81
Fotoperiodo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	12.00
Evapotranspiración (ETP) corregida	63.92	60.48	64.29	64.10	66.41	63.92	65.63	66.60	67.40	65.05	61.93	61.08	770.81

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

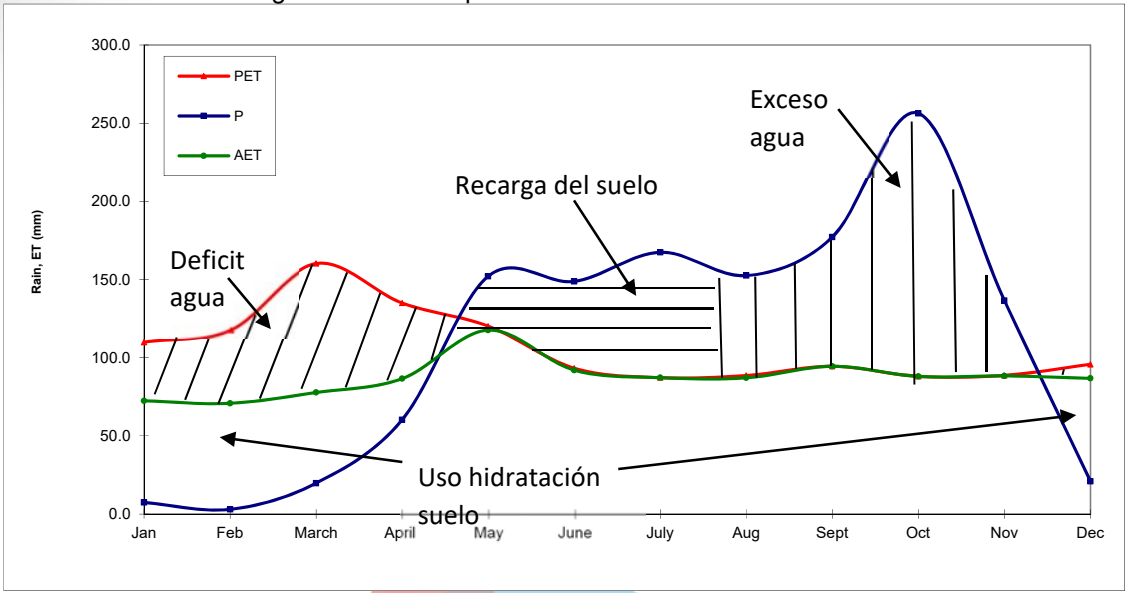
Las estimaciones anuales del balance de agua pueden hacerse con base en el balance hídrico diario o mensual. Los promedios mensuales más de varios años de datos son muy útiles para hacerse una idea del largo plazo el régimen estacional de balance hídrico.

El resultado se puede resumir de una manera muy útil por el cotejo de que a largo plazo los promedios mensuales. Esto permite que el seguimiento del estado de humedad del suelo durante todo el año, para determinar los períodos de déficit hídrico del suelo, la recarga de agua en el suelo, la utilización de agua en el suelo, y el excedente de agua en el suelo Estos períodos se describen en la figura siguiente.

Déficit de Agua del Suelo (AET <PET): a mediados de noviembre a mayo en el ejemplo

Recarga de agua del suelo (a partir de cuándo P> AET hasta acumulada (AET-P) se repone): Mayo a agosto en el ejemplo
Tierra sobrante de agua: septiembre a diciembre en el ejemplo
El uso de agua del suelo (valor de p <AET)

Figura 9. Mensual promedio de balance hídrico del suelo



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los resultados del balance se presentan a continuación:

Capacidad de retención de agua en el suelo FC =		40,0	%
Profundidad de raíces (d) =		400,0	mm
Capacidad de agua disponible (CAD) =	FC*d=	160,0	mm
Capacidad de reserva lineal f		0,700	
Área de la zona acuífera (área del centro poblado Papayal)		9.300.000	M^2

Tabla 7. Resultados balance hídrico (potencial de acumulación de agua subterránea)

DATOS BASICO		ENTRADAS		CALCULOS DEL MODELO							
Meses	Numero dias	P (mm)	PET (mm)	P-PET (mm)	PPAA (mm)	HS (mm)	RHS (mm)	AET (mm)	Deficit (mm)	Sobrante (mm)	Almacenamiento (mm)
ENERO	31	61.7	63.9	-2.2	-2.2	50.0	0.0	61.7	2.2	0.0	0.0
FEBRERO	28	90.4	60.5	29.9	-0.1	79.9	29.9	60.5	0.0	0.0	0.0
MARZO	31	160.9	64.3	96.6	0.0	80.0	0.1	64.3	0.0	96.5	96.5
ABRIL	30	291.8	64.1	227.7	0.0	80.0	0.0	64.1	0.0	227.7	256.6
MAYO	31	327.7	66.4	261.3	0.0	80.0	0.0	66.4	0.0	261.3	338.3
JUNIO	30	217.6	63.9	153.7	0.0	80.0	0.0	63.9	0.0	153.7	255.2
JULIO	31	226.3	65.6	160.7	0.0	80.0	0.0	65.6	0.0	160.7	237.3
AGOSTO	31	261.5	66.6	194.9	0.0	80.0	0.0	66.6	0.0	194.9	266.1
SEPTIEMBRE	30	323.8	67.4	256.4	0.0	80.0	0.0	67.4	0.0	256.4	336.3
OCTUBRE	31	387.1	65.1	322.0	0.0	80.0	0.0	65.1	0.0	322.0	422.9
NOVIEMBRE	30	355.7	61.9	293.8	0.0	80.0	0.0	61.9	0.0	293.8	420.7

DICIEMBRE	31	146.4	61.1	85.3	0.0	80.0	0.0	61.1	0.0	85.3	211.5

DATOS BASICO		CALCULOS DEL MODELO					TOTALES ANUALES			
Meses	Numero dias	Drenaje (mm)	Retencion (mm)	Flujo escorrentia lps	Flujo infiltracion (lps)	Recambio (mm)	Simulación de flujo (mm)	AET (mm)	Precipitacion (mm)	Recambio (mm)
ENERO	31	0.0	0.0	103.8	0.0	-29.9	1988.9	768.6	2851.0	93.5
FEBRERO	28	0.0	0.0	0.0	0.0	59.7				
MARZO	31	67.5	28.9	234.5	100.5	29.2				
ABRIL	30	179.6	77.0	644.5	276.2	48.0				
MAYO	31	236.8	101.5	822.3	352.4	24.5				
JUNIO	30	178.7	76.6	730.4	274.7	-24.9				
JULIO	31	166.1	71.2	595.4	247.2	-5.4				
AGOSTO	31	186.3	79.8	646.7	277.2	8.6				
SEPTIEMBRE	30	235.4	100.9	844.5	361.9	21.1				
OCTUBRE	31	296.0	126.9	1027.9	440.5	26.0				
NOVIEMBRE	30	294.5	126.2	1058.9	452.8	-0.7				
DICIEMBRE	31	148.1	63.5	732.0	220.3	-62.7				

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El recambio es la capacidad de acumulación que se tiene en el suelo y es 95,5mm/año = 0,938mm/día
La acumulación en volumen se obtiene así: V = Recambio diario x Área
V= 0,256mm/día x 1m/1000mm x 9.300.000m^2 = 2382,3m^3/día

El volumen de acumulación diaria es suficiente para la demanda de caudal en el sistema de acueducto, que es de 335,2 m^3/día

3.5. CARACTERIZACIÓN DE ÁREAS DE AMENAZA NATURAL

Las áreas de amenaza natural comprenden áreas frágiles y deterioradas, propensas principalmente a fenómenos de remoción en masa, sismicidad, deslizamientos, inundaciones, que pueden tener la probabilidad de pérdida de vidas humanas, daño a las personas y pérdidas económicas.

Estas áreas se caracterizan por un estado ambiental crítico, con tendencia a empeorar, por efecto de la eliminación de bosques y vegetación protectora en zonas de ladera y altas pendientes y el establecimiento de actividades intensivas agropecuarias y mineras ambientalmente no sostenibles. La delimitación de estas áreas debe ser determinadas con fundamento en estudios especializados y específicos, realizados a escalas apropiadas y cartografiadas adecuadamente; y exigen permanente atención y cuidado, un atinado plan de alertas tempranas con tecnología de punta para poder monitorear factores tales como pluviosidad, clima, estado de las corrientes de agua, comportamiento sismografico, entre otros.

Para el Departamento de Santander se identificaron principalmente las siguientes áreas de amenaza natural:

- Amenazas por inundación. Fuente: IDEAM, 2010;

- Amenazas por remoción en masa. Fuente: Ingeominas, 1999;
- Amenazas por sismicidad. Fuente: Ingeominas, 1997; y
- Amenazas por cambio climático, Visión prospectiva 2030.
- Por incendios forestales CAS, 2014

En el centro poblado del Papayal, la principal amenaza es la inundación

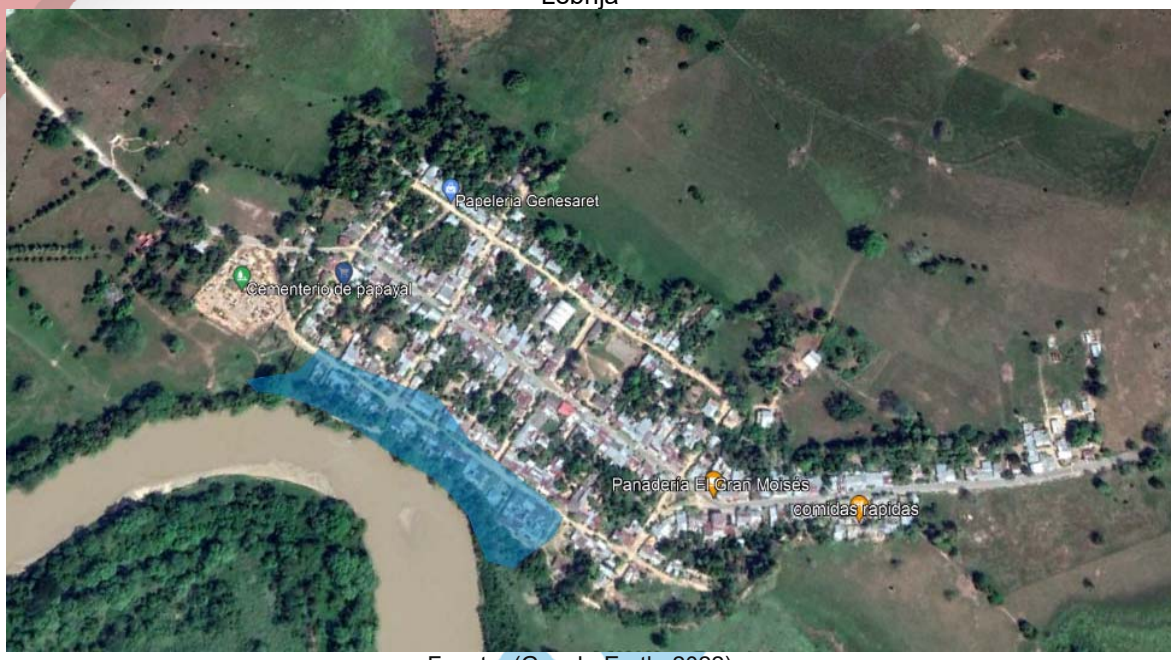
Las inundaciones se expresan usualmente como niveles de agua por encima de un cierto valor normal (efectos) o como área inundada o volumen de agua (magnitud). Estas valoraciones implican el trabajo de especialistas en el tema y como lo dice la definición, para que estos fenómenos constituyan una amenaza deben ocurrir con una magnitud tal que sea capaz de producir algún daño, es decir, que superen la capacidad de ser soportados sin afectación por un cierto elemento expuesto a ellos.

Estos eventos generan aumentos importantes de caudal, así como, durante el período de invierno donde se generan lluvias torrenciales, en muchos casos sobrepasan las capacidades de los cauces de los ríos, provocando el desbordamiento de las aguas generando el fenómeno de inundación. En Santander se localizan principalmente al occidente del territorio departamental, en la llanura del Magdalena Medio en el piso basal tropical.

En el mes de octubre del año 2014, las precipitaciones aumentaron el caudal de los ríos que caen al Lebrija, y éste es el que ha ocasionado inundaciones en el bajo Rionegro.

En el corregimiento Papayal, de unos 900 habitantes, se registraron algunas inundaciones, por fortuna nada de gravedad. Algunas fincas aledañas a la vereda la Tigra y al sector Rosa Blanca también se inundaron. El fenómeno en este punto es que hay una curva en el centro poblado del Papayal por donde ingreso el rio Lebrija al centro poblado y desde ese momento fue necesario la construcción de muros de contención para evitar el futuro ingreso del rio. La zona susceptible para inundación se presenta en la Figura 10.

Figura 10. Posible zona de inundación en el centro poblado del Papayal por creciente del rio Lebrija



Fuente: (Google-Earth, 2022)

3.6. ANALISIS GESTION DE RIESGO PARA DETERMINAR LA VIABILIDAD DEL PROYECTO

3.6.1. Evaluación amenazas

Es in peligro o factor de riesgo externo de un sujeto o sistema, representado por un peligro latente, asociado con un fenómeno físico de origen natural, tecnológico o antrópico, que se puede presentar en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, bienes o en el medio ambiente.

Matemáticamente se expresa como la probabilidad de ocurrencia del fenómeno, con una cierta intensidad y potencialmente nocivo para las personas, bienes, infraestructura o el medio ambiente, dentro de un período específico de tiempo y en un área delimitada geográficamente

De acuerdo con su origen, se pueden clasificar como:

a) Externas. Cuando proviene del exterior del proyecto, las cuales pueden ser de origen natural o antrópicas.

b) Internas. Cuando se presentan al interior del proyecto y son causadas por el desarrollo de los procesos o por las tecnologías utilizadas.

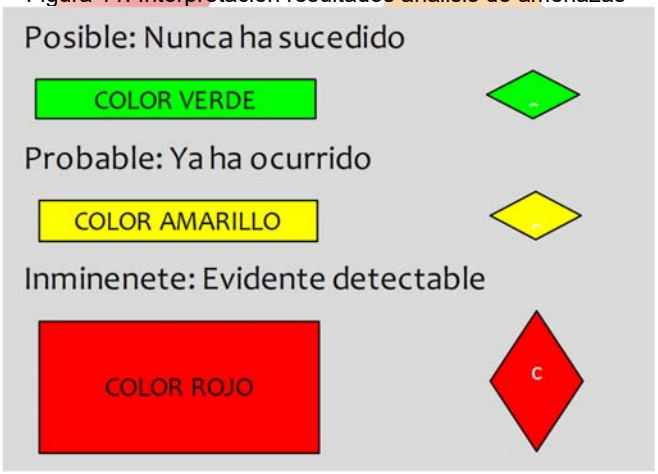
Dependiendo de la causa, las amenazas se pueden clasificar como

- **Naturales.** Relacionados con fenómenos naturales desarrollados en un espacio y tiempo limitado que altera patrones normales de conducta y ocasiona pérdidas materiales, humanas y económicas. Dentro de este tipo de desastre se encuentra los sismos, procesos volcánicos, avenidas torrenciales, movimiento de masas y asentamientos y lluvias fuertes.
- **Tecnológicas.** Son aquellas amenazas inherentes a los procesos, equipos, materias primas e insumos, desarrollados y utilizados por las empresas.
- **Social**. Sabotaje y vandalismo, multitud de personas.

El Estudio de Amenazas analizará detalladamente todas las variables técnicas y naturales, y sociales que puedan afectar a la planta de potabilización, tanques de almacenamiento y redes de distribución en el acueducto del centro poblado el Papayal y/o terceros, a fin de definir los métodos de control que eviten o minimicen situaciones de inseguridad, incluyendo el dimensionamiento de los sistemas y equipos contra incendios. Se identificará y describirá todos los peligros posibles que puedan ocurrir en cada una de las etapas del desarrollo de la actividad a nivel tecnológico, nivel social y a nivel natural.

La calificación de amenazas se realiza con el formato de diamantes, conforme a la siguiente interpretación de colores:

Figura 11. Interpretación resultados análisis de amenazas



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

3.6.2. Resultado del análisis de amenazas

La identificación y calificación de las amenazas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 8. Identificación y calificación de las amenazas

TIPO DE AMENAZA	AMENAZA	ORIGEN TECNICO	INT	EXT	DESCRIPCIÓN DE LA AMENAZA	CALIFICACIÓN	COLOR
NATURALES	Tectónicos	Sismos		X	Deterioro de la PTAP, tanques de almacenamiento y redes en el acueducto del centro poblado el Papayal	Posible	
NATURALES	Hidrometeorológicos	Inundaciones (Lentas y/o rápidas)		X	Inundacion por la creciente del rio Lebrija que ingresa al centro poblado y puede afectar el suministro de agua potable	Probable	
NATURALES	Hidrometeorológicos	Sequías		X	Reduccion de la capacidad de almacenamiento de agua subterranea para abastecer el acueducto	Probable	
TECNOLÓGICOS	Industriales	Derrames o fugas	X		Fugas de agua en las redes de distribucion o tanques de almacenamiento existentes	Probable	
TECNOLÓGICOS	Secundarias a Procesos Productivo	Contaminación por el proceso en sí mismo (agua, tierra, aire)	X		Falta de mantenimiento y limpieza en la PTAP y tanques de almacenamiento	Posible	
TECNOLÓGICOS	Operacional	Fallas en el flujo eléctrico		X	Suspension del servicio de acueducto	Inminente	
TECNOLÓGICOS	Operacional	Fallas en la red de acueducto	X		Fuga de agua por redes de distribucion viejas y mal estado	Probable	
SOCIALES	Sociales	Orden público - Asonadas, Manifestaciones, Desordenes civiles, etc		X	Asonada al lote donde se encuetra la PTAP por falta de servicio, calidad del mismo	Posible	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

3.6.3. Analisis de vulnerabilidad

Definición

Definida como el grado de pérdida o daño de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso, expresado en una escala desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total).

En términos generales, la vulnerabilidad puede entenderse, entonces, como la predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño debido a posibles acciones externas.

El análisis de vulnerabilidad contempla tres elementos expuestos, cada uno de ellos analizado desde tres aspectos: personas, recursos, sistemas y procesos. Para cada uno de los aspectos se desarrollan formatos de manera cualitativa que permiten dar

un panorama general que le permita al evaluador calificar como mala, regular o buena, la vulnerabilidad de las personas, los recursos y los sistemas y procesos de su organización ante cada una de las amenazas descritas, es decir, el análisis de vulnerabilidad completo se realiza por cada amenaza.

El análisis de la vulnerabilidad se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 9. Análisis de vulnerabilidad personas

PERSONAS							
VARIABLE	ASPECTO A VERIFICAR DE VULNERABILIDAD	Cumple	Cumple	No Cumple	PUNTAJE	OBSERVACIONES	OPORTUNIDAD DE MEJORA
Gestión Organizacional	¿Existe una política general en gestión del riesgo donde se indican lineamientos de emergencias?	x			0.0		
	Existe comité de emergencias y tiene funciones asignadas?			x	1.0		
	¿Existe un esquema organizacional para la respuesta a emergencias con funciones y responsables asignados (brigada, sistema de comandos de incidentes - SCI, entre otros) y se mantiene actualizado?		x		0.5		
	¿promueve activamente la participación de sus trabajadores en un programa de preparación para emergencias?		x		0.5		
	¿Existe brigada de emergencias y tienen funciones asignadas?			x	1.0		
	¿Existen instrumentos para hacer inspecciones a la áreas para la identificación de condiciones inseguras que puedan generar una emergencia?		x		0.5		
	Existe y se mantiene actualizado todos los componentes del Pl an de Emergencias y Contingencias			x	1.0		
	Promedio Gestión Organizacional				**0.6**		
Capacitación y entrenamiento	¿Se cuenta con un programa de capacitación en prevención y respuesta a emergencias?		x		0.5		
	¿todos los miembros de la organización se han capacitado de acuerdo al programa de capacitación en prevención y respuesta a emergencias?		x		0.5		
	Se cuenta con un programa de entrenamiento en respuesta a emergencias para todos los miembros de la organiciòn?			x	1.0		
	¿Se cuenta con mecanismos de difusión en temas de prevención y respuesta a emergencias?			x	1.0		
	Promedio capacitación y entrenamiento				**0.75**		
Características de seguridad	Se ha identificado y clasificado el personal fijo y flotante en los diferentes horarios laborales y no laborales (menores de edad, adultos mayores, personas con discapacidad física)	x			0.0		
	Se han contemplado acciones específicas teniendo en cuenta la clasificación de la población en la preparación y respuesta a e mergencia		x		0.5		
	Se cuenta con elementos de protección suficientes y adecuados para el personal de la organización en sus actividades de rutina?		x		0.5		
	Se cuenta con elementos de protección personal para la respue sta a emergencias, de acuerdo con las amenazas identificadas y las necesidades de su Organización		x		0.5		
	¿Se tienen implementos básicos de primeros auxilios en caso de requerirse?		x		0.5		

	Promedio Características de seguridad	**0.40**	
Suma de promedios vulnerabilidad en Personas		**1.79**	**MEDIA**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Tabla 10. . Análisis de vulnerabilidad recursos

RECURSOS							
VARIABLE	**ASPECTO A VERIFICAR DE VULNERABILIDAD**	**Cumple**	**Cumple Parcialmente**	**No Cumple**	**PUNTAJE**	**OBSERVACIONES**	**OPORTUNIDAD DE MEJORA**
Suministros	Se cuenta con implementos bàsicos para la respuesta de acuerdo a la amenaza indentificada?		x		0.5		
	¿Se cuenta con implementos básicos para la atención de heridos, tales como: camillas, botiquines, guantes, entre otros, de acuerdo con las necesidades de su organización?	x			0.0		
	Promedio suministros				**0.25**		
Edificación	¿El tipo de construcción es sismo resistente?	x			0.0		
	¿Existen puertas y muros cortafuego,puertas antipànico, entre otras caracterìsticas de seguridad?		x		0.5		
	Estan definidas las rutas de evacuaciòn y salidas de emergencias, debidamente señalizadas y con iluminaciòn alterna?		x		0.5		
	Se tienen identificados espacios para la ubicación de instalaciones de e mergencias (puntos de encuentro, puestos de mando, Módulos de est abilización de heridos, entre otros)?	x			0.0		
	¿Las ventanas cuentan con película de seguridad?			x	1.0		
	Se tienen asegurados o anclados enseres, gabinetes u objetos que puedan caer		x		0.5		
	Promedio Edificación				**0.42**		
Equipos	¿Se cuenta con un sistema de detección y/o monitoreo de la amenaza identificada?		x		0.5		
	¿Se cuenta con algùn sistema de alarma en caso de emergencias?		x		0.5		
	¿Se cuenta con sistemas de control o mitigaciòn de la amenaza identificada?		x		0.5		
	Se cuenta con un sistema de comunicaciones internas para la respuesta a emergencias?	x			0.0		
	Se cuenta con medios de transportes para el apoyo logistico en caso de una emergencia?		x		0.5		
	¿Se cuenta con programa de mantenimiento preventivo para los equipos de emergencia?		x		0.5		
	Promedio Equipos				**0.42**		
Suma de promedios Vulnerabilidad en recursos					**1.08**	**BAJA**	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Tabla 11. Análisis de vulnerabilidad sistemas y proceso

SISTEMAS Y PROCESOS							
VARIABLE	**ASPECTO A VERIFICAR DE VULNERABILIDAD**	**Cumple**	**Cumple Parcialmente**	**No Cumple**	**PUNTAJE**	**RECOMENDACIÓN**	**OPORTUNIDAD DE MEJORA**
Servicios	Se cuenta con buen suministro de energía permanente?	x			0.0		
	Se cuenta con buen suministro de agua permanente	x			0.0		

	Se cuenta con un programa de de gestiòn de residuos?	x			0.0		
	Se cuenta con buen servicio de comunicaciones internas	x			0.0		
	Promedio Servicios Públicos				**0.00**		
Sistemas alternos	Se cuenta con un sistema redundantes para el suministro de agua(tanque de reserva de agua, pozos subterráneos, carrotanque, entre otros?	x			0.0		
	Se cuenta con sistemas redundantes para el suministro de energia (plantas elctricas, acumuladores, paneles solares, entre otros)?		x		0.5		
	Se cuenta con hidrantes exteriores		x		0.5		
	Se cuenta con un buen sistema de SEGURIDAD física	x			0.0		
	Se cuenta con un sistema de comunicación diferente al público	x			0.0		
	Promedio Sistemas alternos				**0.20**		
Recuperación	Se tienen identificados los procesos vitales para el funcionamiento de su organizaciòn		x		0.5		
	Se cuenta con un plan de continuidad del negocio		x		0.5		
	Se cuenta con algùn sistema de seguros para los integrantes de la organizaciòn?		x		0.5		
	Está asegurada la edificación en caso de terremoto, incendio, atentados terroristas, etc.	x			0.0		
	Se encuentra asegurada la informaciòn digital y anàloga de la organizaciòn		x		0.5		
	Promedio Recuperación				**0.40**		
Suma de promedios Vulnerabilidad en Sistemas y procesos					**0.60**	**BAJA**	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El resultado final de la vulnerabilidad para las personas, recursos y sistemas – procesos se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 12. Resultado final análisis de vulnerabilidad

Suma de promedios vulnerabilidad en Personas	0.24	BAJA
Suma de promedios Vulnerabilidad en recursos	0.67	BAJA
Suma de promedios Vulnerabilidad en Sistemas y procesos	0.20	BAJA

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Se concluye que la vulnerabilidad para personas, recursos – sistemas y procesos del acueducto del centro poblado el Papayal, es BAJA. Esto incluye que la vulnerabilidad de la PTAP y tanques de almacenamiento es BAJA, en función de la evaluación general del sistema de acueducto, de acuerdo a la metodología expuesta.

3.6.4. Analisis de riesgo

Definiciones:

En forma general, el análisis o evaluación de riesgos se define como el proceso de estimar la probabilidad de que ocurra un evento no deseado con una determinada severidad o consecuencias en la seguridad, salud, medio ambiente y/o bienestar

público. Asimismo, se debe contar con un Plan de Contingencia que permita mitigar riesgos del sistema de acueducto específicamente en la PTAP y los tanques elevados, asi como atender los eventos con la suficiente eficacia, minimizando los daños a la comunidad y al ambiente y recuperarse en el menor tiempo posible.

En esta evaluación se considerará la naturaleza del riesgo, su facilidad de acceso o vía de contacto (posibilidad de exposición), las características del sector y/o población expuesta (receptor), la posibilidad de que ocurra y la magnitud de exposición y sus consecuencias, para de esta manera, definir medidas que permitan minimizar los impactos que se puedan generar. Dentro de este análisis se identificará los peligros asociados con los riesgos mencionados, entendiendo a estos peligros como el potencial de causar daño.

La metodología de análisis de riesgos por colores, es una forma general y cualitativa que permite desarrollar análisis de amenazas y análisis de vulnerabilidad de personas, recursos y sistemas y procesos, con el fin de determinar el nivel de riesgo a través de la combinación de los elementos anteriores, con códigos de colores.

La diferencia fundamental entre la amenaza y el riesgo está en que la amenaza está relacionada con la probabilidad que se manifieste un evento natural o un evento provocado, mientras que el riesgo está relacionado con la probabilidad que se presenten ciertas consecuencias, las cuales están íntimamente relacionadas no solo con el grado de exposición de los elementos sometidos, sino con la vulnerabilidad que tienen dichos elementos de ser afectados por el evento.

El resultado del diamante correspondiente al análisis de riesgos se interpreta conforme a la siguiente figura:

Figura 12. Interpretación del diamante



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La calificación de los riesgos, se asocia a la siguiente figura:

Figura 13. Calificación de la sumatoria de rombos

SUMATORIA DE ROMBOS	CALIFICACIÓN
3 o 4	ALTA
1 o 2	MEDIA
3 o 4	
0	BAJA
1 o 2	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Resultado análisis de riesgos

El resultado del análisis de riesgos se presenta en la siguiente tabla

Figura 14. Resultado análisis de riesgos

ANALISIS DE AMENAZA				ANALISIS DE VULNERABILIDAD															NIVEL DE RIESGO	
				PERSONAS					RECURSOS					SISTEMAS Y PROCESOS						
AMENAZA	FUENTE	CALIFICACION	COLOR DE AMENZA	1. GESTION ORGANIZACIONAL	2. CAPACITACION Y ENTRENAMIENTO	3. CARACTERISTICAS DE SEGURIDAD	TOTAL VULNERABILIDAD PERSONAS	COLOR DE ROMBO PERSONAS	1.MATERIALES	2. EDIFICACIONES	3. EQUIPOS	TOTAL VULNERABILIDAD RECURSOS	COLOR DE ROMBO RECURSOS	1. SERVICIOS	2. SISTEMAS ALTERNOS	3. RECUPERACION	TOTAL VULNERABILIDAD SISTEMAS Y PROCESOS	COLOR DE ROMBO SISTEMAS Y PROCESOS	RESULTADO DEL DIAMANTE	INTERPRETACION
Tectónicos	Sismos	Posible		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja
Hidrometeoro lógicos	Inundaciones (Lentas y/o rápidas)	Probable		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja
Hidrometeoro lógicos	Sequías	Probable		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja
Industriales	Derrames o fugas	Probable		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja
Secundarias a Procesos Productivo	Contaminación por el proceso en sí	Posible		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja
Operacional	Fallas en el flujo eléctrico	Inminente		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Media
Operacional	Fallas en la red de acueducto	Probable		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja
Sociales	Orden público Asonadas, Manifestacion	Posible		0.64	0.75	0.40	1.79		0.25	0.42	0.42	1.08		0.00	0.20	0.40	0.60			Baja

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Las fallas de fluido eléctrico tienen un nivel de riesgo medio, las demás fuentes de amenaza tienen un riesgo bajo. Por lo anterior, la viabilidad es favorable para la implementación del proyecto.

4. PROBLEMAS PRESENTADOS POR LA PRESTACION DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO EN EL CENTRO POBLADO EL PAPAYAL

4.1. ANALISIS DE LA PROBLEMÁTICA PRESENTADA

4.1.1. Problema central

Alto índice de hogares con condiciones inadecuadas para el acceso al agua potable en el centro poblado el Papayal del municipio de Rionegro Santander

4.1.2. Causas directas

- Deficiencia de tratamiento del agua para consumo humano
- Ausencia de un sistema de potabilización

4.1.3. Causas indirectas

- Deficiente planificación y proyección de la infraestructura para suministro de agua potable
- Baja inversión territorial en infraestructura para suministro de agua potable.

4.1.4. Efectos directos

- Aumento de la morbilidad por enfermedades de tipo gastrointestinal, respiratoria y de piel.
- Incremento en gastos de atención en salud

4.1.5. Efectos indirectos

- Altos índices de deserción escolar y ausentimo laboral
- Bajo desarrollo socioeconómico de la región

4.2. ANALISIS COSTO EFECTIVIDAD DE LOS PROBLEMAS

El problema central “Alto índice de hogares con condiciones inadecuadas para el acceso al agua potable en el centro poblado el Papayal del municipio de Rionegro Santander” deriva en los siguientes problemas colaterales:

- Altos índices de riesgo para el consumo de agua por falta de potabilización
- Ausencia de una planta de tratamiento de agua potable
- Falta capacidad de almacenamiento para la distribución del agua
- Perdidas de agua en algunas redes que se encuentran en mal estado

- No hay redes en la zona de expansión del centro poblado donde se esta construyendo viviendas.

Con estos problemas, se evalua el análisis de costo y efectividad

Tabla 13. Analisis de costo efectividad de los problemas presentados

Problema	Costo	Efectividad
Altos índices de riesgo para el consumo de agua por falta de potabilización	El costo del hipoclorito de calcio para la potabilización, no es causal para reducir o suspender el suministro de este producto por parte de ente territorial	Mientras se cumpla con la concentración mínima de cloro residual en agua el índice de riesgo se reduce a bajo.
Ausencia de una planta de tratamiento de agua potable	El deterioro de la PTAP, existente de tipo convencional que se alimentaba del agua del rio Lebrija, obligo al uso de agua subterránea que se alimenta a los tanques de distribución donde se somete a desinfección, por lo anterior los costos de tratamiento se reducen al no operar PTAP, pero los riesgos por SST y otros componentes aumentan por falta de tratamiento, por lo cual los costos de tratamiento médico para los usuarios del acueducto pueden aumentar	La ausencia de una PTAP, no permite un eficiente tratamiento del agua para acueducto.
Falta capacidad de almacenamiento para la distribución del agua	Los tanques de almacenamiento de agua tienen fisuras y su estabilidad estructural requiere mejoramiento, lo cual es un costos que se debe contemplar además de la construcción de un nuevo tanque	Los tanques existentes funcionan, pero la capacidad de distribución es de máximo 7 horas al día
Pérdidas de agua en algunas redes que se encuentran en mal estado	Se presenta un sobrecosto por la pérdida de agua en las tuberías con mal estado, además de que no llegue el agua con suficiente presión a unos sectores	La distribución del agua no es equivalente en todos los sectores. Hay una eficiencia media en la distribución
No hay redes en la zona de expansión del centro poblado donde se está construyendo viviendas.	Se deja de percibir recursos por adhesión de nuevos usuarios al no extender las redes	La cobertura del acueducto no es al 100%, luego la ampliación de las redes hace más eficiente el servicio

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

5. DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN AFECTADA Y OBJETIVO

5.1. OBJETIVOS DEL PROYECTO

5.1.1. Objetivo central

Disminuir el índice de hogares con condiciones inadecuadas para el acceso al agua potable en el centro poblado el Papayal del municipio de Rionegro Santander

5.1.2. Objetivos espeficicos directo

- Mejoramiento de tratamiento del agua para consumo humano
- Presencia de un sistema de potabilización

5.1.3. Objetivos específicos indirectos

- Mejorar la planificación y proyección de la infraestructura para suministro de agua potable
- Aumentar la inversión territorial en infraestructura para suministro de agua potable.

5.1.4. Efectos directos

- Reducción de la morbilidad por enfermedades de tipo gastrointestinal, respiratoria y de piel.
- Reduccion de los gastos de atención en salud

5.1.5. Efectos indirectos

- Bajos índices de deserción escolar y ausentimo laboral
- Alto desarrollo socioeconómico de la región

5.2. POBLACION AFECTADA

La población afectada es la rural del municipio de Rionegro departamento de Santander.

Para evidenciar la tendencia de crecimiento de la población, se empleó proyecciones del censo del Departamento Administrativo Nacional de Estadística(DANE).

Por otra parte, se reviso la informacion del Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Rionegro Santander, según Acuerdo 56 del 25 de enero de 2011, "por medio del cual se adopta la revisión y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial para el municipio de Rionegro" (POT, 2011), se encontró información especifica sobre la demografía pero no esta actualizada al censo 2018, por lo cual no se uso.

Por otro lado, la informacion sobre demografía del Plan de Desarrollo del municipio de Rionegro Santander 2020 - 2023 "Rionegro con sentido social" (PDM, 2020), presenta una demografía especifica para el año 2018, conforme a los resultados del censo DANE 2018, además de un histórico de población de los censos entre los años 1985 – 2018.

Ademas de unos indicadores demográficos comparativos entre los censos 2005 y 2018, mas no presenta una proyección de población con la cual comparar.

La tasa de crecimiento poblacional se estima tomando en cuenta los resultados de los censos históricos realizados para los años 1993, 2005 y 2018. Es necesario proyectar la población de la zona rural del municipio de Rionegro Santander, para ello se referencio la tabla b.2.1, del título B del RAS 2000, donde para un nivel de complejidad MEDIO, es necesario realizar proyecciones aritméticas, Geométrico, exponencial y otro (wappus). Los resultados censales para el sector rural del municipio de Puerto asís, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 14. Resultados censales para el municipio de Rionegro

Año censal	Poblacion Rural
1993	31323
2005	23230
2018	20100

Fuente: (DANE, Resultados censales para los años 1993, 2005 y 2018 para el municipio de Rionegro Santander, 2021)

Las ecuaciones de los diferentes métodos son:

Método lineal: $P_f = P_i(1 + r.t)$

Método geométrico: $P_f = P_i(1 + r)^t$

Método de Wappus: $P_f = P_i . \frac{(P_{mr} - P_{mr})}{M} N$

Regresión lineal: $Y_i = A + mX_i + \varepsilon_i$

Regresión exponencial: $Y = A r^X$ con $r = 10^m$ y $A = 10^b$

Donde:

P_f: Población final en el año N de proyección.
P_i: Población inicial de proyección.
r: Rata o velocidad de crecimiento.
t: Años de proyección
P_{mr}: Población más reciente establecida por un censo
P_{mr}: Población mas antigua establecida por un censo
N: Diferencia entre el año de la proyección y el año del último censo establecido
M: Diferencia de tiempo entre los censos establecidos
Y_i: Población en el año i
X_i: Población para el año 0

A: Valor constante de la regresión $A = \frac{\sum Y - m(\sum X)}{n}$

m: Pendiente $m = \frac{n\sum XY - (\sum X)(\sum Y)}{n\sum(X_2) - (\sum X)^2}$

ε: Error acumulativo.

La proyección de la población se realiza a 25 años, donde el año de inicio es 2022, tomando en cuenta que el proyecto se encuentra en etapa de formulación. Los resultados de la proyección de población se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 15. Resultados proyección de la población de la zona rural municipio de Rionegro

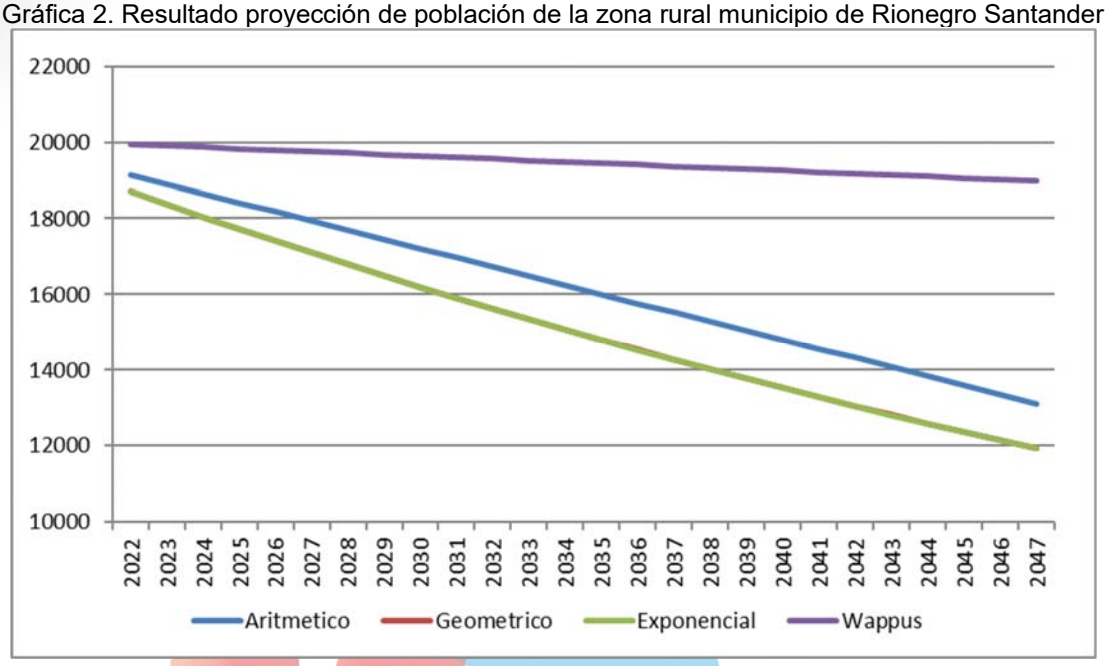
Año	Aritmetico	Geometrico	Exponencial	Wappus
2022	19137	18704	18702	19943
2023	18896	18370	18368	19903
2024	18655	18043	18040	19864
2025	18415	17721	17718	19825
2026	18174	17405	17401	19786
2027	17933	17094	17091	19748
2028	17692	16789	16785	19709
2029	17452	16490	16486	19670
2030	17211	16196	16191	19631
2031	16970	15907	15902	19593
2032	16729	15623	15618	19554
2033	16488	15345	15339	19516
2034	16248	15071	15065	19478
2035	16007	14802	14796	19439
2036	15766	14538	14532	19401
2037	15525	14279	14272	19363
2038	15285	14024	14017	19325
2039	15044	13774	13767	19287
2040	14803	13528	13521	19249
2041	14562	13287	13280	19211
2042	14322	13050	13043	19174
2043	14081	12817	12810	19136
2044	13840	12589	12581	19098
2045	13599	12364	12356	19061
2046	13358	12144	12136	19023

2047	13118	11927	11919	18986

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Para analizar los resultados, se requiere graficar los resultados de la proyección de población, la cual se presenta en la Gráfica 2.

Gráfica 2. Resultado proyección de población de la zona rural municipio de Rionegro Santander



Fuente: Este estudio 2020

Se observa que las proyecciones generadas tienen un comportamiento decreciente, donde la pendiente menos inclinada la otorga el método de proyección wappus.

La proyección wappus, tiene una menor pendiente negativa, por lo cual la proyección de la población tiene menor reducción, aunque se requiere la comparación de este método con el aritmético (mas usado en proyecciones) y los resultados de la proyección que realiza el DANE, de acuerdo a los resultados del censo 2018.

Es necesario comparar los métodos de proyección con los datos de proyección de población realizada por el DANE para el periodo 2018 - 2035 (dane.gov.co, 2021). Ver Tabla 16.

Tabla 16. Relación proyecciones aritmético Wappus y DANE

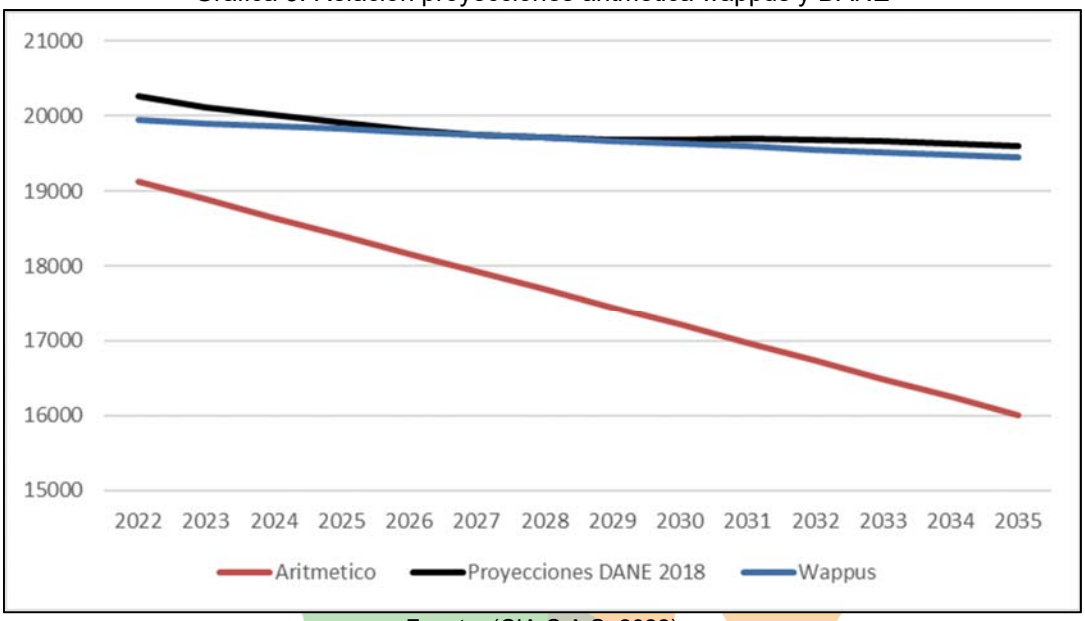
Año	Aritmetico	Wappus	Proyecciones DANE 2018
2022	19137	19943	20254
2023	18896	19903	20120
2024	18655	19864	20009

2025	18415	19825	19918
2026	18174	19786	19818
2027	17933	19748	19748
2028	17692	19709	19719
2029	17452	19670	19678
2030	17211	19631	19680
2031	16970	19593	19700
2032	16729	19554	19679
2033	16488	19516	19661
2034	16248	19478	19635
2035	16007	19439	19598

Fuente: (DANE, Anexo proyeccion poblacion municipal area 2018 - 2035 en excel, 2018)

Estos resultados se resumen en la Gráfica 3.

Gráfica 3. Relación proyecciones aritmética wappus y DANE



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La proyección wappus es similar a la proyección del DANE, por lo cual se selecciona los resultados de la proyección del censo DANE ya que cuenta con soporte documentado. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 17. Proyeccion de la población urbana y rural para el municipio de Rionegro según el DANE

año	casco urbano	Rural	Total
2018	6,338	20,100	26,438
2019	6,486	20,260	26,746
2020	6,622	20,440	27,062
2021	6,982	20,379	27,361
2022	7,317	20,254	27,571
2023	7,647	20,120	27,767
2024	7,804	20,009	27,813

2025	7,912	19,918	27,830
2026	8,000	19,818	27,818
2027	8,075	19,748	27,823
2028	8,148	19,719	27,867
2029	8,212	19,678	27,890
2030	8,277	19,680	27,957
2031	8,331	19,700	28,031
2032	8,389	19,679	28,068
2033	8,435	19,661	28,096
2034	8,485	19,635	28,120
2035	8,526	19,598	28,124
2036	8693	19978	28671
2037	8863	20366	29229
2038	9037	20761	29798
2039	9214	21164	30378
2040	9395	21574	30969
2041	9579	21993	31572
2042	9767	22419	32186
2043	9958	22854	32813
2044	10153	23298	33451
2045	10352	23750	34102
2046	10555	24210	34766
2047	10762	24680	35442

Fuente: (DANE, Anexo proyeccion poblacion municipal area 2018 - 2035 en excel, 2018)

5.3. POBLACION OBJETIVO

La población objetivo del proyecto es la que conforma el centro poblado del Papayal que será beneficiada con el proyecto de mejoramiento del servicio de acueducto para la localidad.

Para el centro poblado de Papayal, se encontró información donde indicaba que el centro poblado poseía una población de 768 habitantes en el año 2005 y 876 habitantes en el año 2018.[1]

De acuerdo al artículo 5 de la Resolución No.0844 del 2018 tenemos que: "…Por excepción, cuando se evidencie una tendencia de crecimiento de la población rural en la zona de actuación, el proyecto deberá diseñarse con una tasa de crecimiento anual de 0,5%, en un horizonte de veinticinco (25) años."

Para hacer una proyección de la población del centro poblado el Papayal, es fundamental los resultados censales realizados por el DANE, conforme a la Tabla 18.

[1]https://www.citypopulation.de/en/colombia/santander/rionegro/68615013__papayal/

Tabla 18. Resultados población centro poblado Papayal según censos DANE

Año censal	Poblacion Papayal
1993	125
2005	768
2018	876

Fuente: (DANE, Resultados censales para los años 1993, 2005 y 2018 para el municipio de Rionegro Santander, 2021)

Con estos datos censales se proyecta la población del centro poblado el Papayal, que se resume en la Tabla 19.

Tabla 19. Proyección de la población del casco urbano del Papayal

Año	Aritmetico	Geometrico	Exponencial	Wappus
2022	909	1222	1210	974
2023	918	1328	1311	1000
2024	926	1443	1422	1027
2025	934	1568	1541	1055
2026	942	1704	1671	1083
2027	951	1852	1811	1112
2028	959	2013	1963	1143
2029	967	2187	2128	1174
2030	976	2377	2307	1206
2031	984	2583	2501	1239
2032	992	2808	2711	1274
2033	1001	3051	2939	1309
2034	1009	3316	3186	1346
2035	1017	3604	3454	1383
2036	1026	3916	3745	1423
2037	1034	4256	4059	1463
2038	1042	4625	4401	1505
2039	1050	5026	4770	1549
2040	1059	5462	5171	1594
2041	1067	5936	5606	1641
2042	1075	6451	6077	1689
2043	1084	7011	6588	1740
2044	1092	7619	7142	1793
2045	1100	8280	7742	1848
2046	1109	8998	8393	1905
2047	1117	9779	9098	1964

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En conclusión, la población objetivo es de 1117 personas, mas un 10% de población flotante para un total de 1229 habitantes.

El centro poblado del Papayal tiene una densidad de población de 3 habitantes/vivienda (dane.gov.co, 2021).

6. CARACTERÍSTICAS SOCIO-CULTURALES DE LA POBLACIÓN Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA.

6.1. DISTRIBUCION ESPACIAL

El centro poblado del Papayal se encuentra en las siguientes coordenadas 7° 36´41,20" N 73° 38´22.55" O y 68 m.s.n.m.

El Área de prestación de servicios que será atendida por la Junta administradora del servicio púbico de acueducto en el centro poblado de Papayal, en el Municipio de Rionegro – Santander, Así:

DEPARTAMENTO:	SANTANDER
MUNICIPIO:	RIONEGRO
CENTRO POBLADO.	PAPAYAL
CODIGO DANE:	6861504

El área total del centro poblado del Papayal es de 236155m^2.

Figura 15. Panorámica del centro poblado el Papayal

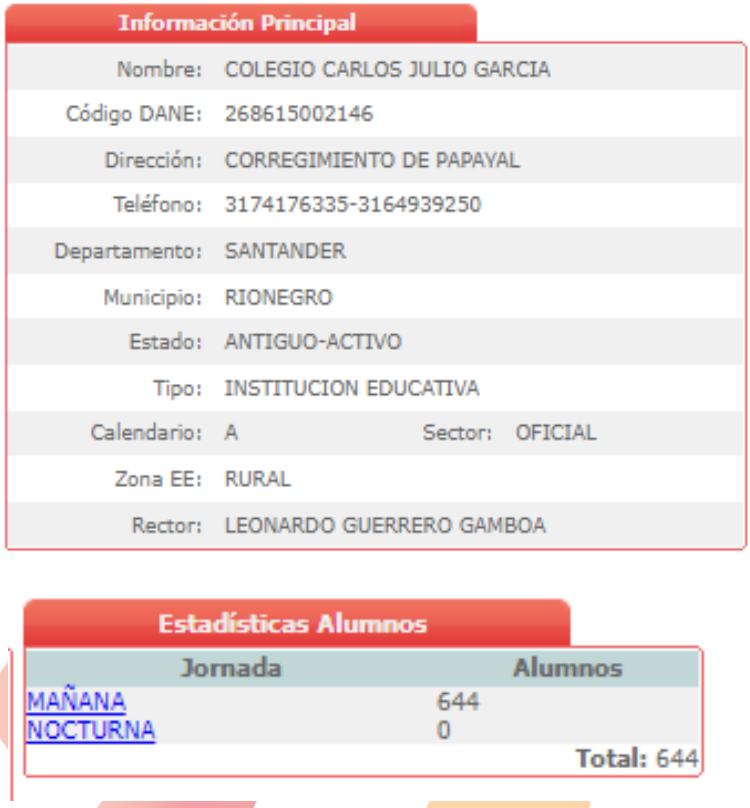


Fuente: (RIONEGRO, 2021)

6.2. CONDICIONES SOCIALES Y CULTURALES

Entre las instituciones educativas se encuentra la Institución Educativa Carlos Julio García que cuenta con 644 estudiantes.

Figura 16. Detalles de la Institución Educativa Carlos Julio García



Información Principal

Nombre:	COLEGIO CARLOS JULIO GARCIA
Código DANE:	268615002146
Dirección:	CORREGIMIENTO DE PAPAYAL
Teléfono:	3174176335-3164939250
Departamento:	SANTANDER
Municipio:	RIONEGRO
Estado:	ANTIGUO-ACTIVO
Tipo:	INSTITUCION EDUCATIVA
Calendario:	A Sector: OFICIAL
Zona EE:	RURAL
Rector:	LEONARDO GUERRERO GAMBOA

Estadísticas Alumnos

Jornada	Alumnos
MAÑANA	644
NOCTURNA	0
	Total: 644

Fuente: Fuente: (MINEDUCACION, 2021)

Por otro lado, se cuenta con dos centros de congregación religiosa, que se presenta en la Tabla 20.

Tabla 20. Componente institucional centro poblado el Papayal

Entidad	Personas
IE Carlos Julio Garcia	644
Iglesia cristana Cruadrangular	30
Iglesia catolica San Roque	20
Iglesia Pentecostal	20
Iglesia Adventista	20
Iglesia cristiana	20
TOTAL	**754**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El centro poblado del Papayal tiene unas necesidades básicas insatisfechas del 19,06%. 3,2% de la población en miseria. (NBI-DANE, 2018).

6.3. ESTRATIFICACIÓN

Actualmente, no se cuenta con estudio de estratificación socioeconómica para la zona rural dispersa y centros poblados. Por parte de la administración Municipal se está en desarrollo de todos los procesos técnicos y financieros para realizar los estudios de estratificación de estas zonas. En la Tabla 21, se presenta los usuarios estratificados del servicio de acueducto.

Tabla 21. Beneficiarios con el servicio de acueducto en el centro poblado el Papayal

SUSCRIPTORES DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO EN EL CENTRO POBLADO DEL PAPAYAL	DIC		
	U	R	T
ESTRATO 1	330	0	330
ESTRATO 2	0	0	0
ESTRATO 3	0	0	0
ESTRATO 4	0	0	0
ESTRATO 5	0	0	0
ESTRATO 6	0	0	0
TOTAL RESIDENCIALES	**330**	**0**	**330**
COMERCIALES	0	0	0
INDUSTRIALES	0	0	0
OFICIALES	0	0	0
OTROS	0	0	0
TOTAL NO RESIDENCIALES	**0**	**0**	0
TOTAL SUSCRIPTORES SERVICIO DE ACUEDUCTO	**330**	**0**	330

Fuente: (Mendoza-Patricia, 2021)

6.4. DENSIDAD POBLACIONAL

La densidad de población en el centro poblado el Papayal es de 901 habitantes/ 236,15Ha = 3,81 habitantes/hectárea.

La densidad de habitantes/vivienda es de 3 hab/vivienda ya que si hay 330 suscriptores multiplicado por 3 hab/vivienda se obtiene una población de los 990 habitantes, muy cercana a la población calculada de 901 habitantes.

6.5. CRECIMIENTO POBLACIONAL ESPERADO

De acuerdo a la Tabla 19. Proyección de la población del casco urbano del Papayal, el crecimiento poblacional proyectado es del 0,5% (según el artículo 5 de la Resolución No.0844 del 2018), para efecto de cálculo de demanda, aunque el crecimiento poblacional del municipio de Rionegro es decreciente, como se observa en la Tabla 22.

Tabla 22. Tasa de crecimiento poblacional en función de diferentes métodos

Censo	Urbano (Cabecera)	Rural (Resto)	Total	Tasa de crecimiento							
				Método Aritmético		Método Geométrico		Método Exponencial		Método Wappus	
				Urbana	Rural	Urbana	Rural	Urbana	Rural	Urbana	Rural
2005	6037	20797	26834								
2018	6338	20100	26438	2,50	-5,75	1,01	1,00	0,01	0,00	0,62	-0,31

Fuente: (RIONEGRO, 2021)

6.6. PERIODOS DEL AÑO EN LOS QUE SE PRESENTAN INCREMENTOS DE LA POBLACIÓN FLOTANTE

No hay una temporada especifica en la que se incremente la población flotante, salvo la temporada de fin de año y semana santa, aunque no se tiene establecido el porcentaje de este crecimiento. Por lo anterior se establece un factor de crecimiento de 0,1% para población flotante, en función de la población local. En la Tabla 23, se calcula la población total incluyendo la población flotante.

Tabla 23. Calculo población estacionaria más flotante en el casco urbano del Papayal

AÑO	casas	Población (hab)	Población Flotante (hab)	Población Total (hab)
2021	330	901	90	991
2022	333	909	91	1,000
2023	336	918	92	1,009
2024	339	926	93	1,018
2025	342	934	93	1,028
2026	345	942	94	1,037
2027	348	951	95	1,046
2028	351	959	96	1,055
2029	354	967	97	1,064
2030	357	976	98	1,073
2031	360	984	98	1,082
2032	363	992	99	1,092
2033	367	1,001	100	1,101
2034	370	1,009	101	1,110
2035	373	1,017	102	1,119
2036	376	1,026	103	1,128
2037	379	1,034	103	1,137
2038	382	1,042	104	1,146
2039	385	1,050	105	1,156
2040	388	1,059	106	1,165
2041	391	1,067	107	1,174

2042	394	1,075	108	1,183
2043	397	1,084	108	1,192
2044	400	1,092	109	1,201
2045	403	1,100	110	1,210
2046	406	1,109	111	1,219
2047	409	1,117	112	1,229

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

6.7. NIVELES DE INGRESO Y ACTIVIDADES ECONÓMICAS PREDOMINANTES

La población del Papayal se dedica principalmente a la ganadería y trabajo en las plantaciones de palma de aceite. Adicionalmente de actividades comerciales que contempla tiendas, peluquerías, panaderías, bares y otras actividades comerciales Los centros de comercio del centro poblado el Papayal, se presentan en la Tabla 24 .

Tabla 24. Componente comercial centro poblado el Papayal

Comercio	Personas
Comidas rapidas	10
Tienda Emmanuel	10
Panaderia Gran Moises	10
Panaderia Joes	10
Restaurante la Salina	16
Papeleria Genesareth	6
Papeleria Joes	6
Supermercado Jehoba Shalom	12
Disco bar la Barra	20
Almacen veterinario Asisvet	10
Peluqueria Karol	10
Estacion de servicio Branguel	10
Heladeria Meiki	10
Tiendas	65
Queseras	10
TOTAL	**215**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

6.8. CRECIMIENTO Y LAS TENDENCIAS DE DESARROLLO INDUSTRIAL Y COMERCIAL.

El crecimiento y desarrollo comercial se estructura en la creación de negocios a pequeña escala como minimarkets, tiendas y almacenes de variedades. Se cuenta con dos queseras artesanales. Las actividades agropecuarias aportan poco al desarrollo del centro poblado ya que los cultivos de palma de aceite no tienen centros de proceso y la ocupacion de personal es rural.

La comunidad activa laboralmente, depende de trabajos esporádicos otorgados por los cultivos de palma de aceite, obras civiles que ejecuta el municipio de Rionegro.

Fotografía 1. Actividad comercial en el centro poblado del Papayal



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Fotografía 2. Iglesia católica del centro poblado el Papayal



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

7. CUANTIFICACIÓN DE LA DEMANDA Y/O NECESIDADES.

7.1. CUANTIFICACION DE LA DEMANDA ACTUAL

Definición del nivel de complejidad

De acuerdo con la población proyectada beneficiada, el nivel de complejidad del sistema se cataloga como BAJA con una población de 991 habitantes beneficiados con el proyecto del acueducto en el centro poblado del Papayal municipio de Rionegro Santander, (Cap. A.3.1 RAS 2000).

Periodo de diseño

De acuerdo con el artículo 40, capítulo I de la Resolución 330 de 2017, para todos los componentes del sistema de acueducto, alcantarillado y aseo, se adoptará como periodo de diseño 25 años.

Proyección de la población

La informacion sobre demografía del Plan de Desarrollo del municipio de Rionegro Santander 2020 - 2023 “Rionegro con sentido social” (PDM, 2020), presenta una demografía especifica para el año 2018, conforme a los resultados del censo DANE 2018, además de un histórico de población de los censos entre los años 1985 – 2018.

Según el PSMV (actualización del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del casco urbano y el centro poblado de San Rafael y formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos de los centros poblados de Papayal y San José de los Chorros del municipio de Rionegro, Santander), para el centro poblado de Papayal, se encontró información donde indicaba que el centro poblado poseía una población de 768 habitantes en el año 2005 y 876 habitantes en el año 2018. Según la página donde se encontró la información, esta fue tomada de la página del DANE

La población de diseño se calcula multiplicando el número de viviendas del centro poblado por el número de habitantes proyectado para cada una de estas viviendas, por lo tanto, se tiene:

Número de viviendas inicial = 330 Viviendas
Densidad = 3,0 Habitantes/Vivienda
Población actual = 901 Habitantes
Población flotante actual= 90 habitantes (10% población actual)

Población total actual= 901 Habitantes fijo + flotante = 991 habitantes
Población proyectada = 1117 Habitantes fijo + flotante= 1229 habitantes

Dotaciones de agua

De acuerdo a esto la dotación por habitante asignada se realizó teniendo en cuenta los parámetros sugeridos por el RAS B.2.3.3 así:

Tabla 25. Consumo de agua sector comercial

GASTO	CONSUMO L/hab-Día
Plaza de mercado	3
Graneros y tiendas	4
Restaurantes y cafeterías	8
Almacenes	4
TOTAL	19

Fuente. (RAS, 2000)

Tabla 26. Consumo de agua sector institucional

GASTO	CONSUMO L/hab-día
Puesto de salud	0.5
Matadero	0.3
Centros Educativos	25
Fines Públicos	2.4
Total	28.2

Fuente. (RAS, 2000)

Dotación neta mínima y máxima calculada

La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema y sus valores mínimo y máximo se establecen de acuerdo con la Tabla.

Tabla 27. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema

ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MAXIMA (L/hab·día)
> 2000 m.s.n.m	120
1000 – 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente: (Resolucion330, 2017)

Se selecciona una dotación neta mínima de 140 litros /habitante- día, por ser una localidad de clima cálido.

Demanda bruta

La demanda bruta se calcula con la ecuación:

$$D_b = \left[\frac{D_{neta}}{1 - \%P}\right]$$ (artículo 44 resolución 330 de 2017)

Donde:

D_{neta}: Demanda neta calculada = 140 l/hab-día
P: Pérdidas estimadas o calculadas en el sistema de distribución. Se estima un 25% de pérdidas.

D_b= 140 L/hab-día / (1-0,25) = 186,7 lps

Calculo de la demanda media diaria de agua

La demanda media total de agua (Q_{md}) es la suma de la demanda media residencial (Q_{mr}) más la demanda de otros usos (Q_{ou}).

Demanda media residencial (Qmr)

$$Q_{mr} = \frac{P_s * D_B}{86400}$$ (Cap. D.3.2.2.1 RAS 2000)

Donde:

Población servida (P_s) : número de usuarios residenciales x densidad habitantes
Demanda bruta D_B : 186,7 litros/habitante/día.

Ahora, como no se cuenta con micro medición, no se puede calcular los usos adicionales. Por lo tanto, se tomará en cuenta el caudal máximo diario (QMD),

$Q_{MD} = Q_{md}\ k_1$ (Articulo 47 parágrafo 2 resolución 330 de 2017)
$Q_{MH} = Q_{MD}\ k_2$ (Articulo 47 parágrafo 2 resolución 330 de 2017)

Para poblaciones menores o iguales a 12500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K1 será superior a 1,3 ni el factor K2 superior a 1,6.

Demanda media para red contraincendios (Qrci)

Según el artículo 70 de la Resolucion RAS 330 de 2017, la demanda minima contra incendios debe estimarse teniendo en cuenta las siguientes especificaciones:

Para sistemas con poblaciones de diseño menores de 12.500 habitantes, los hidrantes deben instalarse en tuberfas con capacidad de conducir al menos 5 L/s y deben descargar como mínimo un caudal de 5 L/s.

Caudal de diseño (Qc)

El caudal de diseño se calcula conforme a la siguiente tabla:

Tabla 28. Calculo caudal de diseño actual para el acueducto del centro poblado el Papayal

AÑO	casas	Población (hab)	Población Flotante (hab)	Población Total (hab)	Dotacion meta	Perdidas	CAUDALES RESIDENCIALES				Caudal institucional	Caudal comercial	CAUDALES DE DISEÑO	
							Dotacion bruta	Caudal medio diario "QMD"	Caudal maximo diario (QMD)	Caudal maximo horario (QMH)			Con caudal maximo diario (QMD)+ Institucional + Comercial	Con caudal maximo horario (QMH)+ Institucional + Comercial
2021	330	901	90	991	140	25%	186.7	2.14	2.78	4.45	0.28	0.02	3.09	4.76

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El caudal medio diario (QMD) de diseño para la población actual del centro poblado el Papayal es 3,09 lps. Donde los caudales institucionales y comerciales se calculan en función del personal presente en los establecimientos (ver Tabla 20, Tabla 24, Tabla 25, Tabla 26).

El caudal comercial e institucional se calculan así:

Tabla 29. Cálculo caudal institucional actual

Entidad	Personas	Dotacion l/hab.dia	k1	Caudal lps
IE Carlos Julio Garcia	644	25	1.3	0.24
Iglesia cristana Cruadrangular	30	25	1.3	0.01
Iglesia catolica San Roque	20	25	1.3	0.01
Iglesia Pentecostal	20	25	1.3	0.01
Iglesia Adventista	20	25	1.3	0.01
Iglesia cristiana	20	25	1.3	0.01
TOTAL	**754**			0.28

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Tabla 30. Calculo caudal inicial sector comercial

Comercio	Personas	Dotacion l/hab.dia	k1	Caudal lps
Comidas rapidas	10	8	1.3	0.0012
Tienda Emmanuel	10	8	1.3	0.0012
Panaderia Gran Moises	10	8	1.3	0.0012

Panaderia Joes	10	8	1.3	0.0012
Restaurante la Salina	16	8	1.3	0.0019
Papeleria Genesareth	6	8	1.3	0.0007
Papeleria Joes	6	8	1.3	0.0007
Supermercado Jehoba Shalom	12	8	1.3	0.0014
Disco bar la Barra	20	8	1.3	0.0024
Almacen veterinario Asisvet	10	8	1.3	0.0012
PelUqueria Karol	10	8	1.3	0.0012
Estacion de servicio Branguel	10	8	1.3	0.0012
Heladeria Meiki	10	8	1.3	0.0012
Tiendas	65	4	1.3	0.0039
Queseras	10	8	1.3	0.0012
TOTAL	**215**			**0.0220**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

7.2. CUANTIFICACION DE LA DEMANDA FUTURA

La demanda futura se calcula en la Tabla 31.

Tabla 31. Calculo de la demanda futura de agua potable en el centro poblado del Papayal

AÑO	casas	Población (hab)	Población Flotante (hab)	Población Total (hab)	Dotacion Neta	Perdidas	CAUDALES RESIDENCIALES				Caudal institucional	Caudal comercial	CAUDALES DE DISEÑO			Caudal de diseño (QMD)+ Institucional + Comercial+ contraincendios
							Dotacion bruta	Caudal medio diario "QMD"	Caudal maximo diario (QMD)	Caudal maximo horario (QMH)			Con caudal maximo diario (QMD)+ Institucional + Comercial	Con caudal maximo horario (QMH)+ Institucional + Comercial	Caudal contra incendios lps	
2021	330	901	90	991	140	25%	186.7	2.14	2.78	4.45	0.28	0.02	3.09	4.76	5.00	8.09
2022	333	909	91	1,000	140	25%	186.7	2.16	2.81	4.49	0.29	0.02	3.12	4.80	5.00	8.12
2023	336	918	92	1,009	140	25%	186.7	2.18	2.83	4.54	0.29	0.02	3.14	4.84	5.00	8.14
2024	339	926	93	1,018	140	25%	186.7	2.20	2.86	4.58	0.29	0.02	3.17	4.89	5.00	8.17
2025	342	934	93	1,028	140	25%	186.7	2.22	2.89	4.62	0.29	0.02	3.20	4.93	5.00	8.20
2026	345	942	94	1,037	140	25%	186.7	2.24	2.91	4.66	0.29	0.02	3.23	4.97	5.00	8.23
2027	348	951	95	1,046	140	25%	186.7	2.26	2.94	4.70	0.29	0.02	3.25	5.01	5.00	8.25
2028	351	959	96	1,055	140	25%	186.7	2.28	2.96	4.74	0.29	0.02	3.28	5.06	5.00	8.28
2029	354	967	97	1,064	140	25%	186.7	2.30	2.99	4.78	0.30	0.02	3.31	5.10	5.00	8.31

2030	357	976	98	1,073	140	25%	186.7	2.32	3.01	4.82	0.30	0.02	3.33	5.14	5.00	8.33
2031	360	984	98	1,082	140	25%	186.7	2.34	3.04	4.86	0.30	0.02	3.36	5.19	5.00	8.36
2032	363	992	99	1,092	140	25%	186.7	2.36	3.07	4.91	0.30	0.02	3.39	5.23	5.00	8.39
2033	367	1,001	100	1,101	140	25%	186.7	2.38	3.09	4.95	0.30	0.02	3.42	5.27	5.00	8.42
2034	370	1,009	101	1,110	140	25%	186.7	2.40	3.12	4.99	0.30	0.02	3.44	5.31	5.00	8.44
2035	373	1,017	102	1,119	140	25%	186.7	2.42	3.14	5.03	0.30	0.02	3.47	5.36	5.00	8.47
2036	376	1,026	103	1,128	140	25%	186.7	2.44	3.17	5.07	0.31	0.02	3.50	5.40	5.00	8.50
2037	379	1,034	103	1,137	140	25%	186.7	2.46	3.19	5.11	0.31	0.02	3.53	5.44	5.00	8.53
2038	382	1,042	104	1,146	140	25%	186.7	2.48	3.22	5.15	0.31	0.02	3.55	5.48	5.00	8.55
2039	385	1,050	105	1,156	140	25%	186.7	2.50	3.25	5.19	0.31	0.02	3.58	5.53	5.00	8.58
2040	388	1,059	106	1,165	140	25%	186.7	2.52	3.27	5.23	0.31	0.02	3.61	5.57	5.00	8.61
2041	391	1,067	107	1,174	140	25%	186.7	2.54	3.30	5.27	0.31	0.02	3.63	5.61	5.00	8.63
2042	394	1,075	108	1,183	140	25%	186.7	2.56	3.32	5.32	0.31	0.02	3.66	5.66	5.00	8.66
2043	397	1,084	108	1,192	140	25%	186.7	2.58	3.35	5.36	0.32	0.02	3.69	5.70	5.00	8.69
2044	400	1,092	109	1,201	140	25%	186.7	2.60	3.37	5.40	0.32	0.02	3.72	5.74	5.00	8.72
2045	403	1,100	110	1,210	140	25%	186.7	2.61	3.40	5.44	0.32	0.02	3.74	5.78	5.00	8.74
2046	406	1,109	111	1,219	140	25%	186.7	2.63	3.43	5.48	0.32	0.02	3.77	5.83	5.00	8.77
2047	409	1,117	112	1,229	140	25%	186.7	2.65	3.45	5.52	0.32	0.03	3.80	5.87	5.00	8.80
2048	412	1,125	113	1,238	140	25%	186.7	2.67	3.48	5.56	0.32	0.03	3.83	5.91	5.00	8.83
2049	415	1,134	113	1,247	140	25%	186.7	2.69	3.50	5.60	0.33	0.03	3.85	5.95	5.00	8.85
2050	418	1,142	114	1,256	140	25%	186.7	2.71	3.53	5.64	0.33	0.03	3.88	6.00	5.00	8.88

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El caudal máximo diario de diseño es de 8,80 lps, para la red de distribución, por la adicion del caudal contraincendios, este caudal será asegurado por los tres tanques de almacenamiento elevados.

Para el diseño de la PTAP y los sistemas de bombeo, se utiliza un caudal maximo diario (QMD)+ Institucional + Comercial, es decir 3,8 lps. Por otro lado, para el diseño de la capacidad de los tanques de almacenamiento y la red de distribución se utiliza un caudal de diseño de 8,8lps.

8. DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE.

8.1. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

Descripción del sistema de abastecimiento

El sistema de abastecimiento en la planta de potabilización que se construyó en el año 1988 fue por bombeo desde el rio Lebrija, la red de conducción recorría un tramo de 3km hasta llegar a la planta de potabilización. En el año 1995 se retiró este sistema de abastecimiento por los múltiples inconvenientes que se presentaban debido a la alta presencia de solidos suspendidos que dificultaba su potabilización y que el rio Lebrija modificaba constantemente su curso y caudal que obligaba a modificar la ubicación de la bomba.

A partir de 1995, se optó por un suministro subterráneo, por lo cual se construyó un pozo profundo de 76m de largo y un diámetro de 8 pulgadas, que es el sistema de abastecimiento que actualmente se utiliza.

Fotografía 3. Pozo profundo para suministro de agua



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Fotografía 4. Detalle del pozo profundo



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El bombeo desde el pozo profundo se realiza con una bomba tipo “Lapicero” de 15 hp de potencia y el flujo se dirige por tuberías PVC de 3” hacia los tanques elevados uno (1) ubicado en el lote de la planta y dos (2) ubicado por fuera donde la tubería hace un recorrido de 422m.

El bombeo se realiza en el horario de 6am a 10am y 1pm a 3pm todos los días. Se desea llenar un volumen diario de 75,6m^3 en el tanque 1 y 8,4m^3 en el tanque 2. El volumen total es de 84m^3. Este volumen se llena en 6 horas a un caudal de 3,88 lps.

Calculo de la potencia de la bomba existente

Para mayor claridad se calcula el caudal de bombeo mediante la siguiente ecuación:

$$Q_b = V_{\tan que} \bullet \frac{1000}{3600 \bullet N}$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo, l/s.
Vtanque = Volumen de los tanques= 84m^3
N = Número de horas de bombeo (6 horas)

El caudal de bombeo se calcula con la ecuación:
Qb = 93,6m^3/(3600x 6hr) = 0,000433m^3/s = 4,33lps

La carga dinámica o altura manométrica total se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_b = H_s + H_i$$

Donde:
Hb = Altura dinámica o altura de bombeo, m.
Hs = Carga de succión =76 m.
Hi = Carga de impulsión = 15,4 metros tomando en cuenta un factor de seguridad del 10%.

La diferencia de cotas entre el punto de bombeo y descarga es de 90m (76m de succión más 15,4m de impuso hasta el tanque 1):

Hb = 91,4m

Carga neta de succión positiva (NPSH)

El NPSH requerido es función del diseño de fábrica de la bomba, su valor, determinado experimentalmente, es proporcionado por el fabricante. El NPSH requerido corresponde a la carga mínima que necesita la bomba para mantener un funcionamiento estable. Se basa en una elevación de referencia, generalmente considerada como el eje del rodete.

El NPSH disponible es función del sistema de succión de la bomba, se calcula en metros de agua, mediante la siguiente fórmula:

$$NSPH_{disp} = H_{atm} - (H_{vap} + h_s + \Delta H_s)$$

Donde:

NPSHdisp = Carga neta de succión positiva disponible, m.
Hatm = Presión atmosférica = 10,25 m
Hvap = Presión de vapor (27ºC) = 0,32 m.
hs = Altura estática de succión = 76 m.
ΔHs = Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería = 0,8 m.

Para tuberías en PVC, se utiliza las siguientes fórmulas para el cálculo de pérdidas:

$$h_c = \frac{0{,}473 \bullet Q^{1,75} \bullet}{D^{4,75}} L$$ Para tuberías

$$hf = \frac{K \bullet V^2}{2g}$$ Para accesorios

Se tiene en cuenta el siguiente listado de accesorios y tuberías:

Tabla 32. Calculo del Factor K para el Cálculo de Pérdidas bombeo recirculación y descarga

ACCESORIO	CANTIDAD	K	PERDIDAS TOTALES m
Tubería bombeo	512	C = 140	0.56
Rejilla	0	0.75	0.00
Codo 90º	4	0.75	0.11

Válvula globo	0	10	0.00
Te salida lateral	0	1.8	0.00
Entrada al tubo	1	0.5	0.02
Válvula retención	1	2	0.07
Purga	0	10	0.00
Ventosa	0	2.5	0.00
Salida del tubo	1	1	0.04
PERDIDAS ACCESORIOS			**0.24**
PERDIDAS POR FRICCION			**0.56**
PERDIDAS TOTALES			**0.80**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Datos para cálculo de pérdidas:

Tipo y diámetro de tubería seleccionado: Tubería PVC de 3" para el tramo largo de bombeo hasta el tanque 2
Distancia de bombeo: 422 metros
Caudal de bombeo: Q= 4,33 lps
Velocidad de bombeo calculada: $V=Q/A = \frac{4{,}33\text{x}10^{-3}\text{m}^3/\text{s}}{4{,}56\text{x}10^{-3}\text{m}^2} = 0{,}95\text{m/s}$

La carga de impulso está dada por la carga dinámica Hb más las pérdidas totales en tubería.

Hi = 76 m + 15,4m+ 0,8m = 92,2 metros.

Potencia de la bomba.

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$Pb = \frac{Q_b \bullet H_b}{76\,\eta}$$

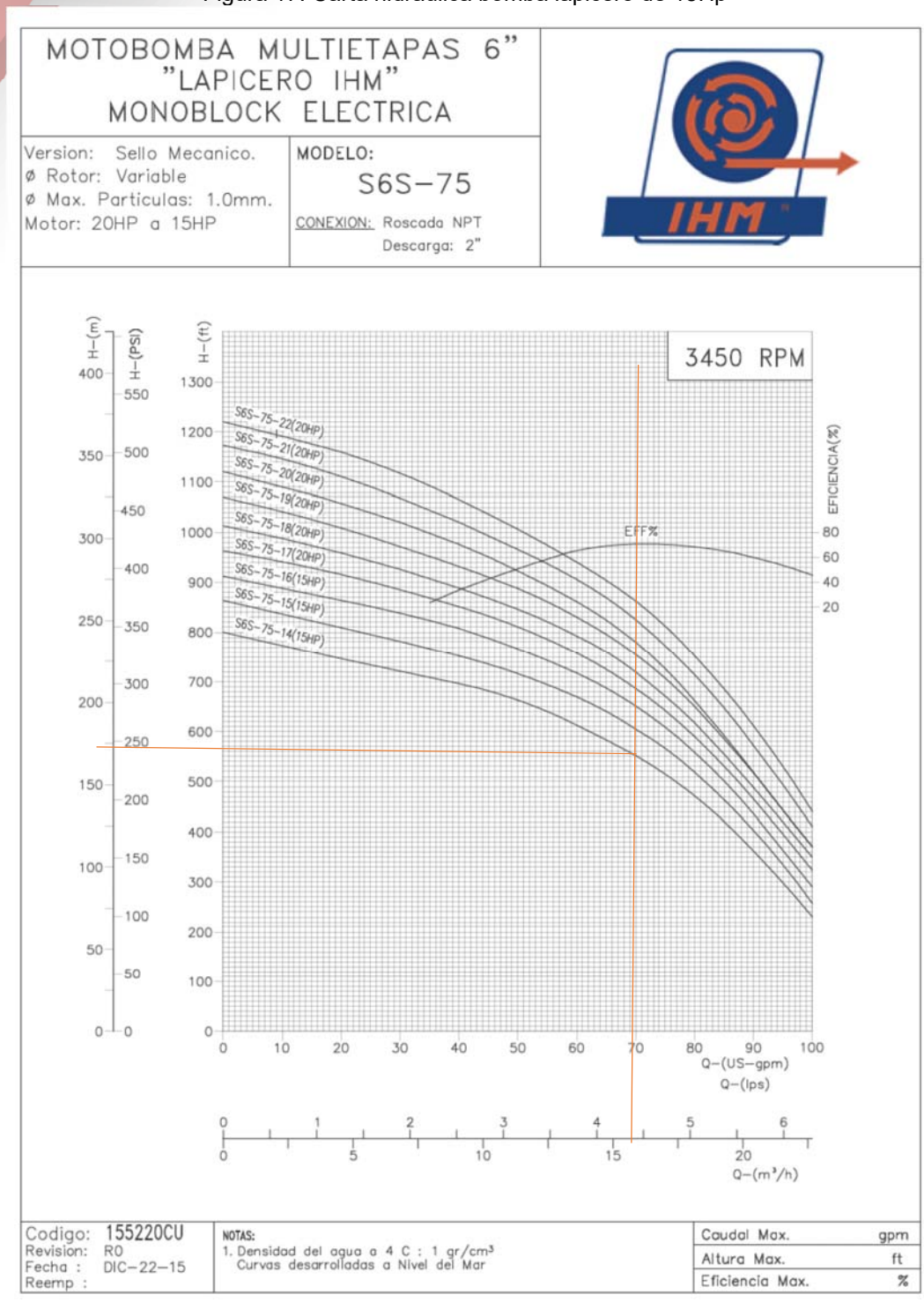
Donde:

Pb = Potencia de la bomba y del motor (HP).
Qb = Caudal de bombeo = 4,33 lps (máximo caudal de bombeo)
Hb = Altura manométrica total = 92,2 m
η = Eficiencia del sistema de bombeo, η = η motor η bomba = 0,5

Pb = 10,53 Hp

Por lo tanto, se selecciona una bomba sumergible tipo lapicero, motor trifásico de 15Hp succión/descarga 3", capaz de bombear 4,33 lps a una altura de 92,2 metros. La bomba se selecciona según la siguiente carta de bombeo. Ver Figura 17.

Figura 17. Carta hidráulica bomba lapicero de 15Hp



Fuente: (IHM, 2021)

La bomba tipo lapicero de 15Hp, tiene la capacidad de elevar a una altura de 170m, un caudal de 4,33lps. Con una eficiencia del 50%.

8.2. PLANTA DE POTABILIZACION

La planta de tratamiento de agua potable – PTAP, existente es de tipo convencional, su estado es deteriorado, que contaba con procesos básicos de floculación, filtración y desinfección, dadas las características fisicoquímicas y microbiológicas del Rio Lebrija, la cual era la fuente abastecedora en la vigencia 1988 – 1995.

Actualmente, esta planta no se encuentra en funcionamiento debido a su mal estado estructural, para lo cual se requiere una evaluación técnica para verificar su efectividad o funcionamiento, debido a que no se usa desde al año 1995. El caudal con el que trabajaba esta PTAP, se estima de forma empírica en 3l/s. La planta de potabilización se detalla en la Figura 18.

Figura 18. Detalle de la planta de potabilización



Fuente: (GEOTECNIA, 2021)

Fotografía 5. Vista en planta de la PTAP



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Fotografía 6: Peril PTAP

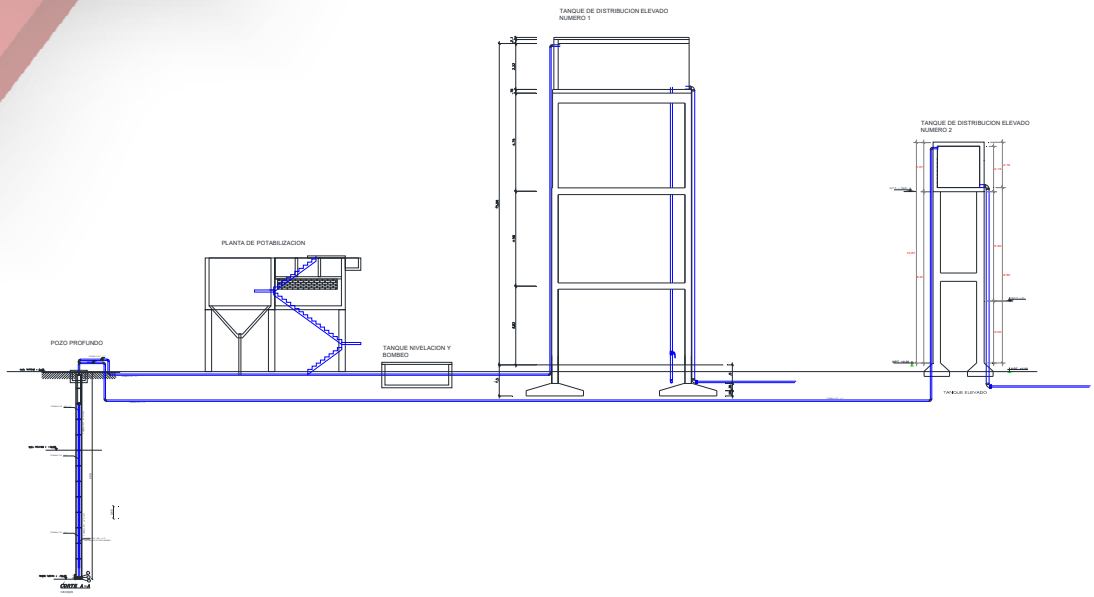


Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La PTAP, cuenta con un tanque de nivelación a nivel de piso, que recoge el agua después del proceso filtración para luego bombear el agua a los tanques elevados.

Las dimensiones de este tanque son: 3,3m de largo x 2,4m de ancho x 1m de profundidad; es decir 7,92m^3 de capacidad. No se encuentra en uso y también requiere de un concepto técnico especializado en patología estructural para determinar si se puede usar o demoler. Los detalles de la planta se presentan en la Figura 19 y el plano 6.

Figura 19. Perfil de la planta de potabilización incluyendo la PTAP sin uso



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Tomando en cuenta que la PTAP, no está en operación desde el año 1995, no es posible calcular su desempeño hidráulico y es necesario los resultados de la patología estructural para determinar si aún es funcional o no.

De la patología estructural de la PTAP se obtuvo las siguientes conclusiones:

Fotografía 7: Vista lateral anterior PTAP



Se observa planta de tratamiento abandonada, con un alto grado de deterioro estructural, debido a humedades, perdida de recubrimiento de concreto, acero de refuerzo con alto grado de corrosión. Columnist en muy mal estado, deficiencia de acero principal.

Fotografía 8: Vista lateral posterior PTAP



Vista lateral de planta de tratamiento, se observan humedades alrededor de toda la estructura.

Fotografía 9: Vista gradas acceso PTAP



Vista lateral de planta de tratamiento, se observan humedades en escalera, construcción en mal estado, deteriorada y sin protección para personal de mantenimiento.

Fuente (SuelosyGeotecnia, 2022)

Fotografía 10. Estado de columnas



Fuente (SuelosyGeotecnia, 2022)

Columna esquinera 27x27cm, con pérdida de sección transversal de concreto debido al descascaramiento del concreto, acero con alto grado de corrosión, perdida del diámetro de la barra de refuerzo en acero principal, se registraron medidas con diámetros de 15, 17 y 18.7mm. Columnas en mal estado.

Fotografía 11. Deterioro del refuerzo estructural



Fuente (SuelosyGeotecnia, 2022)

Fotografía 12. Estado de los estribos



Fuente (SuelosyGeotecnia, 2022)

Fotografía 13. Agrietamiento de columnas



Fuente (SuelosyGeotecnia, 2022)

Fotografía 14. Análisis de carbonatacion en columna



Fuente (SuelosyGeotecnia, 2022)

Se realizó el ensayo de carbonatación en los puntos donde las columnas presentaban mayor afectación de concreto y acero, por lo que se evidenció claramente la patología que afecto directamente toda la estructura en general, el cual hace referencia al ácido carbónico producto de la mezcla del CO_2 del ambiente con la humedad existente atacando el concreto desde la superficie hasta llegar al acero de refuerzo.

Igualmente, en las muestras extraídas se tomó frente de carbonatación el cual se evidencia que el concreto está despasivado, y el refuerzo está sin protección a la corrosión debido a la presencia de humedades y de oxígeno.

Toda la estructura presenta un 90% de área con humedades, las cuales han deteriorado paulatinamente la estructura y afectando directamente su estabilidad.

La PTAP, comienza con una unidad donde se dosificaba sulfato de aluminio para coagular el agua que venia del rio Lebrija con alta carga de sedimentos, pasa a una unidad de coagulación y sedimentación en tres etapas, donde los sedimentos se recogen en la parte baja en forma cónica.

Esta forma cónica, permite descargar por gravedad los lodos depositados, que son llevados al sistema de alcantarillado.

A continuación, sigue un sistema de filtración compuesto por dos líneas de filtración lenta compuesta por tres unidades cada una. La primera unidad en grava y las siguientes en arena. El objeto de esta unidad de filtración es eliminar los sedimentos residuales. Luego se pasa a un canal final de 0,55m de ancho x 2m de largo x 0,5m de altura, de donde se envía el agua a un tanque ubicada en la parte baja de la unidad de filtros donde se agrega el cloro sólido para desinfección y posterior bombeo hacia los tanques elevados.

La unidad de floculación, coagulación y sedimentación tiene 3,1m de largo x 2m de ancho x 2,16m en la parte operativa y una unidad de almacenamiento de lodos en forma cónica con volumen de 2,68m^3. Donde la ecuación del volumen del cono truncado es:

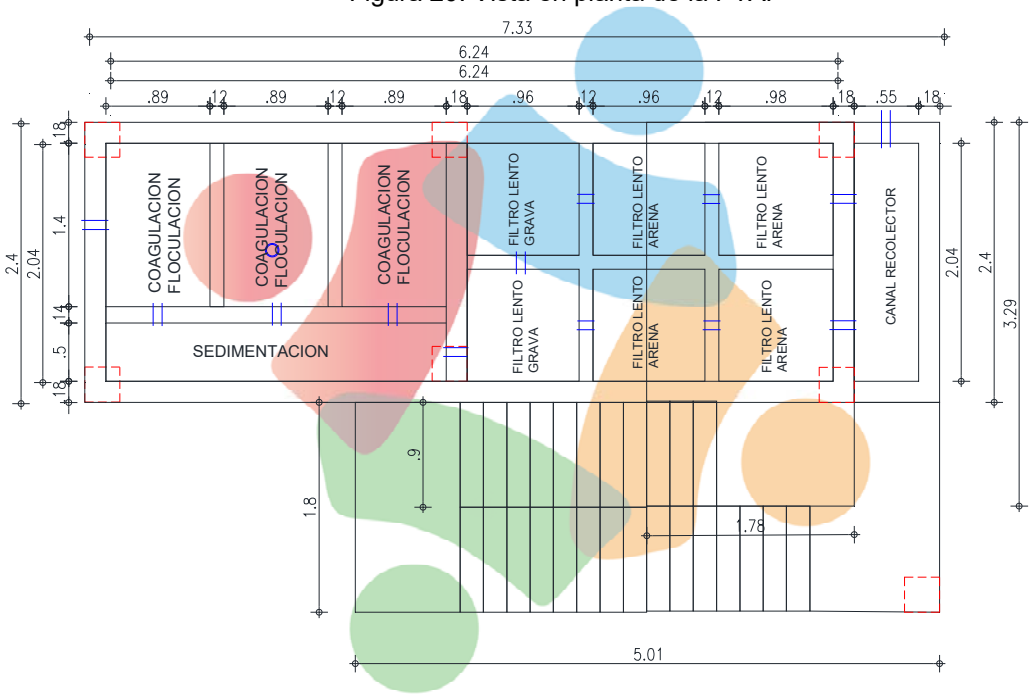
$$V = \frac{1}{3}\pi\, h(r_1^2 + r_2^2 + r_1\ r_2)$$

h= 1,36m
r_1= 1,34m
r_2= 0,118m

La unidad de filtración tiene 6 secciones de 0,96m x 0,96m x 0,9m de altura.

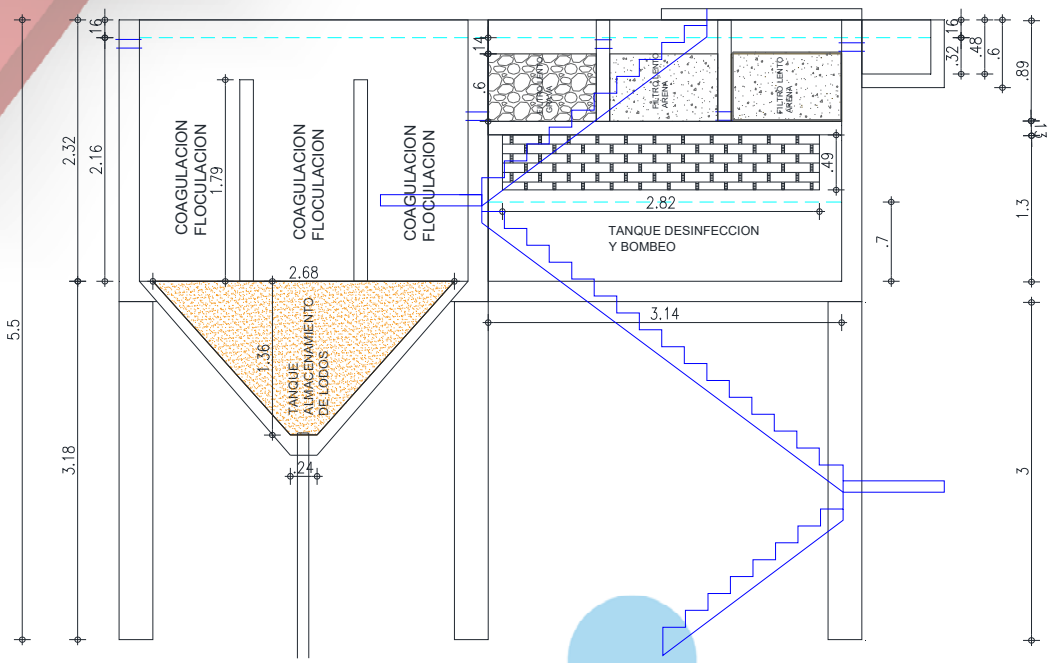
El tanque de almacenamiento y desinfección tiene 3,14m de largo x 2m de ancho x 0,7m de altura para un volumen total de 4,76m^3. De este tanque se lleva el agua tratada a un tanque de nivelación. Los detalles de la PTAP se presentan en la Figura 20 y Figura 21.

Figura 20. Vista en planta de la PTAP



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Figura 21. Perfil de la PTAP



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En conclusión, el sistema de potabilización estaba diseñada para el tratamiento de aguas con concentraciones de sedimentos entre media y baja (50mg/l – 500mg/l). Incluso el rio Lebrija lleva concentraciones de SST superiores a 1000mg/l, lo cual dificulta el tratamiento por esa alta concentración de sedimentos, lo que implica suspensión del servicio.

Al cambiar la fuente de abastecimiento al pozo profundo, la concentración de sedimentos se reduce radicalmente y las características del agua son estables durante todo el tiempo.

La PTAP existente puede tratar el agua del pozo subterraneo, pero por falta de presupuesto para la operación de la PTAP (insumos químicos, costos de energía electrica por bombeo), no se siguió operando la planta y se dejó el bombeo de agua cruda hacia los tanques elevados donde se desinfecta el agua utilizando un sistema de contacto con hipoclorito de calcio a la entrada de los tanques para desinfección del agua.

Ahora, es necesario el dictamen definitivo de la patología estructural para ver si se puede reactivad la PTAP o definitivamente debe ser demolida y el diseño y construcción de una nueva alternativa de tratamiento.

Los resultados del análisis patológico de la PTAP entrego las siguientes conclusiones (SuelosyGeotecnia, 2022):

- La resistencia del concreto de la estructura NO cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.
- Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en la mayor parte de la estructura.
- La estructura tiene un problema irreversible por la carbonatación del concreto, el cual reduce el Ph y deja sin protección al acero de la corrosión, por lo tanto, toda la estructura está en riego de colapso.
- Las columnas principales están comprometidas, ya que el acero de refuerzo esta corroído y hay reducción de la sección de concreto.
- Toda la estructura presenta problemas de humedades
- Se concluye que esta estructura no es estable por lo que se recomienda su demolición total.

En estos ambientes rurales lejanos donde la presencia institucional es poca, la inversión en los servicios básicos de saneamiento es limitada, incluso el servicio de acueducto no tiene un operador aprobado por la Super Intendencia de Servicios Públicos Domiciliarios que puede ser una Junta Administradora de Acueducto, Cooperativa o asociación de usuarios. La operación la realiza el fontanero quien cobra 6000 pesos mensuales a los usuarios para solventar su salario por operación del servicio. Los costos eléctricos, suministro de insumos y materiales para recambio o ampliación de la red, son asumidos por la Alcaldía de Rionegro.

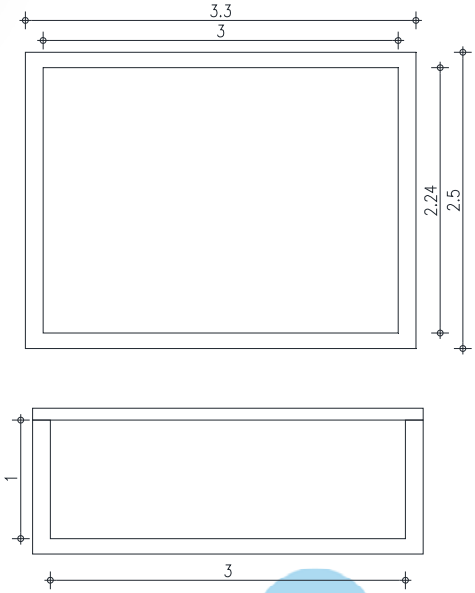
Todos estos elementos determinaron el abandono de la operación en la PTAP y prestar el servicio público de acueducto, con los elementos más básicos que permitan la operación del servicio con sus falencias (atraso en el pago del servicio de energía).

8.3. TANQUE DE NIVELACION Y BOMBEO

El tanque de nivelación y bombeo se encuentra a nivel de piso y tiene las siguientes dimensiones 3m de largo x 2,24m de ancho x 1m de altura y un volumen de 6,72m^3.

Este tanque también se sometió a una patología estructural, se considera que esta fisurado en su interior por falta de operación desde el año 1995. Estos tanques vacíos por efectos de cambio térmico terminan por dilatar juntas y lo más seguro es que tenga fugas.

Figura 22. Tanque de nivelación y bombeo



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los resultados de la patología estructural encontraron las siguientes fallas en esta unidad:

Fotografía 15. Deterioro de paredes del tanque



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

Con el menor golpe se retira concreto suelto y se observa acero de refuerzo en alto grado de corrosión.

Fotografía 16. Ensayo de carbonatacion



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

Ensayo de carbonatación en regata en muro lateral de tanque subterraneo, se observa el concreto despasivado ya que no se observa el color violeta de la reacción a la fenolftaleína.

La resistencia del concreto de muro es de 19MPa, el cual con estos valores se puede determinar que el concreto no cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.

Se realizó el ensayo de carbonatación sobre el muro que colinda con el cuarto de máquinas, el cual se evidenció la afectación del ácido carbónico producto de la mezcla del CO2 del ambiente con la humedad existente atacando el concreto desde la superficie hasta llegar al acero de refuerzo.

La resistencia del concreto de la tapa 25.7MPa y muro de tanque 22.5MPa, este resultado corrobora la información obtenida con la resistencia del núcleo extradido, ya que su resultado es menor a la resistencia mínima especificada en NSR-10 de 28MPa.

Por lo anterior se concluye que (SuelosyGeotecnia, 2022):

- La resistencia del concreto de la estructura NO cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.
- Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en algunos puntos de la estructura.
- Se evidencia problemas de carbonatación en la estructura, despasivación del concreto y corrosión de aceros.
- Por el tiempo de construido el tanque y la baja resistencia de concreto, sumado a las húmedas, el alto grado de corrosión del acero, y la afectación por carbonatación, la estructura no cumple con los requerimientos exigidos en la norma para estructuras ambientales, lo que se recomienda la demolición total de la estructura.

8.4. TANQUE DE ALMACENAMIENTO 4 NIVELES

El tanque de almacenamiento 1 es de tipo elevado a 14m de altura. Tiene una longitud de 6m por 6m de ancho y 2,1m de altura para un volumen de 75,6m^3.

El agua se bombea al tanque directamente desde el pozo profundo hasta el tanque por una tubería PVC de 3 pulgadas. La descarga se realiza en tubería PVC de 6" hasta la parte baja donde se reduce a 3" dentro de la red de distribución.

Este tanque se encuentra operativo.

Condiciones operativas:

Población actual objetivo: 991 habitantes
Dotación bruta: 186,7 litros/hab. día
Caudal máximo diario actual: 3,09 lps
Caudal total almacenado: 75,6m^3
Tiempo de operación a vaciado: 6,8 horas
Altura del tanque: 2,1m
Ancho del tanque: 6m
Altura del tanque: 6m

El tanque se llena en 6 horas, una vez al día, después de lleno, entregaría un caudal de 0,88lps durante el vaciado en 24 horas.

Para determinar la verdadera capacidad del tanque de almacenamiento, es necesario evaluar la capacidad en función de la demanda con una oferta continua de líquido, ya que en estado estacionario (sin suministro desde pozo profundo) solo tiene capacidad para 24 horas. Los detalles de los caudales y capacidad se presentan en la Tabla 33.

Tabla 33. Relación caudal requerido contra capacidad tanque elevado 1

Tanque	**Caudal de diseño**	**capacidad taque**	**demanda total**
	Litros/segundo	Litros día	Litros día
Tanque 1	**2.493**	**75,600**	**215,380**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El caudal medio diario requerido en el centro poblado del Papayal es de 3,09 lps, de los cuales el 81% es decir 2,49 lps los suministra el tanque 1 y el resto 0,83 lps el tanque 2. Como se observa en la Tabla 33, la capacidad del tanque 1 no es suficiente para abastecer la demanda total.

Es necesario evaluar los escenarios de consumo del tanque en 24 horas con el supuesto de que se llenó el tanque y se deja 24 horas operativo sin bombeos adicionales.

En el escenario 1, la mayor parte del líquido se consume entre 6am y 4 pm (56,9%) del volumen, lo cual se presenta en la Tabla 34:

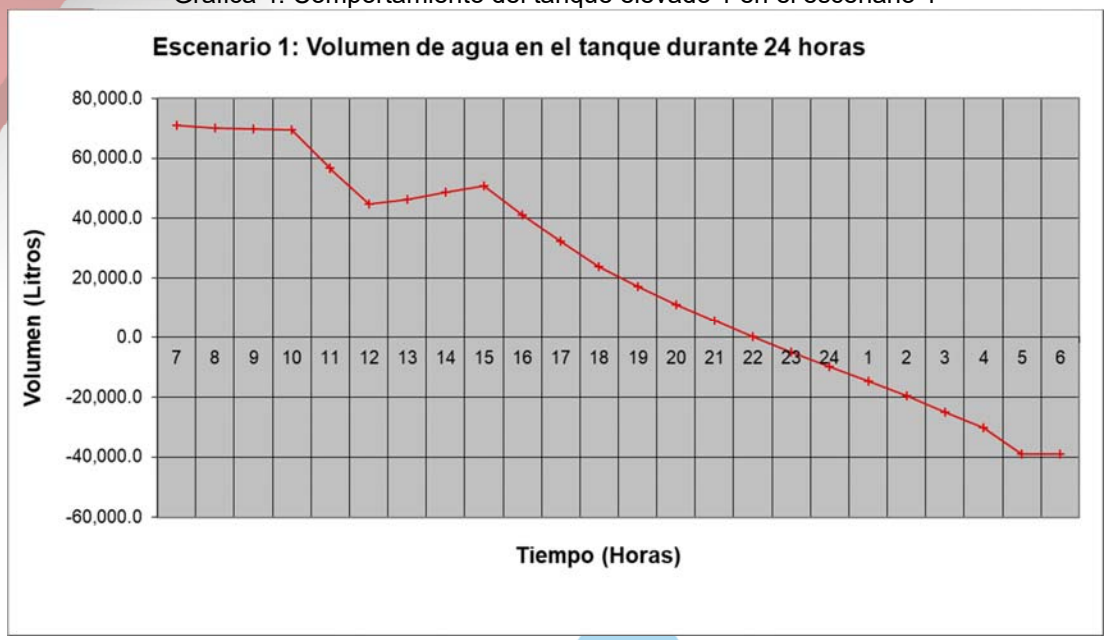
Tabla 34. Escenario uno para almacenamiento de agua en el tanque elevado 1

Periodo Horas	Tiempo Horas	% de uso	Demanda Litros	Flujo de entrada Litros	Cambios de volumen Litros	Cambio acumulativo Litros
6am-8am	7	8.041	4,120.4	2,995.2	-1,125.2	16,874.8
	8	6.227	3,190.9	2,995.2	-195.7	16,679.1
8am-4pm	9	5.938	3,042.8	2,995.2	-47.6	16,631.5
	10	6.021	3,085.3	2,995.2	-90.1	16,541.4
	11	5.897	3,021.8	0.0	-3,021.8	13,519.6
	12	5.485	2,810.7	0.0	-2,810.7	10,708.9
	13	5.237	2,683.6	2,995.2	311.6	11,020.5
	14	4.742	2,429.9	2,995.2	565.3	11,585.8
	15	4.784	2,451.5	2,995.2	543.7	12,129.5
	16	4.536	2,324.4	0.0	-2,324.4	9,805.2
4pm-6pm	17	4.124	2,113.3	0.0	-2,113.3	7,691.9
	18	3.918	2,007.7	0.0	-2,007.7	5,684.2
6pm-6am	19	3.134	1,605.9	0.0	-1,605.9	4,078.3
	20	2.763	1,415.8	0.0	-1,415.8	2,662.4
	21	2.598	1,331.3	0.0	-1,331.3	1,331.2
	22	2.474	1,267.7	0.0	-1,267.7	63.4
	23	2.433	1,246.7	0.0	-1,246.7	-1,183.3
	24	2.309	1,183.2	0.0	-1,183.2	-2,366.5
	1	2.144	1,098.6	0.0	-1,098.6	-3,465.2
	2	2.392	1,225.7	0.0	-1,225.7	-4,690.9
	3	2.433	1,246.7	0.0	-1,246.7	-5,937.6
	4	2.474	1,267.7	0.0	-1,267.7	-7,205.4
	5	4.082	2,091.7	0.0	-2,091.7	-9,297.1
	6	5.814	2,979.3	2,995.2	15.9	-9,281.2

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Este comportamiento se presenta en la Gráfica 4:

Gráfica 4. Comportamiento del tanque elevado 1 en el escenario 1



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La oferta del tanque elevado 1, se mantiene hasta las 10pm. Posteriormente el fluido se acaba y requiere un nuevo bombeo desde las 6am. Es necesario compensar los requerimientos para el horario nocturno entre las 10pm y 6am.

En el escenario dos, la mayor parte de la demanda se presenta en el periodo de 7am a 1pm y no hay consumos entre las 7pm y 5am.

Tabla 35. Escenario dos para almacenamiento elevado 1

Periodo Horas	Tiempo Horas	% de uso	Demanda Litros	Flujo de entrada Litros	Cambios de volumen Litros	Cambio acumulativo Litros
5am-7am	6	5	2562.1	2995.2	433.1	18000.0
	7	5	2562.1	2995.2	433.1	18000.0
7am-11am	8	6.25	3202.7	2995.2	-207.5	17792.5
	9	6.25	3202.7	2995.2	-207.5	17585.1
	10	6.25	3202.7	2995.2	-207.5	17377.6
	11	6.25	3202.7	0.0	-3202.7	14174.9
11am-1pm	12	17.5	8967.5	0.0	-8967.5	5207.4
	13	17.5	8967.5	2995.2	-5972.3	-764.9
1pm-5pm	14	5	2562.1	2995.2	433.1	-331.8
	15	5	2562.1	2995.2	433.1	101.3
	16	5	2562.1	0.0	-2562.1	-2460.9
	17	5	2562.1	0.0	-2562.1	-5023.0
5pm-7pm	18	5	2562.1	0.0	-2562.1	-7585.2

	19	5	2562.1	0.0	-2562.1	-10147.3
7pm-5am	20	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	21	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	22	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	23	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	24	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	1	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	2	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	3	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	4	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	5	0	0	0.0	0.0	-10147.3

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Este comportamiento se presenta en la siguiente gráfica

Gráfica 5. Comportamiento del tanque en el escenario 2



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En este escenario el tanque elevado 1, se vacía entre las 6am y 1 pm y el bombeo realizado entre la 1pm y 3pm, no compensa la perdida. El tanque se puede ver en la Fotografía 17.

Fotografía 17. Tanque de almacenamiento elevado número 1



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Según el estudio de patología estructural para este tanque, durante el proceso de inspección visual y levantamiento estructural se pudo determinar que el recubrimiento de algunos puntos de intersección viga/columna es deficiente, debido a que quedaron oquedades o agujeros después del proceso de fundida producto de una falta de vibración del concreto.

Se realiza el levantamiento de toda la estructura con el fin de realizar un modelo en un software especializado, y así determinar si la estructura cumple los requerimientos de resistencia en sus materiales.

Se llevó a cabo la inspección visual de cada elemento del tanque de almacenamiento, para verificar el estado de estos y determinar lesiones existentes. A continuación, se incluye el reporte fotográfico y la descripción de las lesiones encontradas:

Se observa tanque elevado en funcionamiento, en la estructura al estar a la intemperie se observa las manchas de humedades, no se evidencian infiltraciones de agua.

No se evidencian grietas o fallas de cortante en vigas, ni en columnas.

Fotografía 18. Estado de vigas y columnas tanque elevado 4 niveles



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

Se evidencia concreto con hormigones y acero expuesto en vigas, falla constructiva.

Fotografía 19. Fallas constructivas en vigas aéreas



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

La losa superior de tanque elevado, se detalla el acero de refuerzo principal de columnas. No se observa grietas, estructura en buen estado.

Fotografía 20. Estado de la losa superior



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

Haciendo verificación de los aceros que sobresalen en la losa superior de la columna y en los empalmes de viga/columna donde se presentaban oquedades, se pudo determinar exactamente la cantidad y espaciamiento de los aceros que cuenta en la estructura. (SuelosyGeotecnia, 2022).

El acero dispuesto para refuerzo longitudinal en columnas se detectó 8 varillas de acero corrugado de diámetro 3/4", estribos de 3/8” espaciamiento c/10cm.

El acero dispuesto para refuerzo longitudinal en las vigas consta de 2 varillas de acero corrugado de diámetro 3/4", estribos de 3/8” espaciamiento c/10cm.

La resistencia del concreto de la columna de 28.9MPa, de la viga 29.8MPa, este resultado es satisfactorio ya que la resistencia mínima es de 28MPa.

De acuerdo a los ensayos realizados de FERROSCAN a la estructura y cuyos resultados se encuentran en los anexos, el acero dispuesto para refuerzo longitudinal en las columnas consta de 8 varillas de acero corrugado de diámetro 3/4". (SuelosyGeotecnia, 2022).

Acero suministrado = 22.72 [cm2]
Acero requerido = 54.03 [cm2] Columna eje B1

Por lo tanto, el acero suministrado no es suficiente.

El acero dispuesto para refuerzo longitudinal en las vigas consta de 2 varillas de

acero corrugado de diámetro 3/4".
Acero suministrado = 5.68 [cm2]
Acero requerido = 15.23 [cm2] Viga nivel 1

Por lo tanto, el acero suministrado no es suficiente.

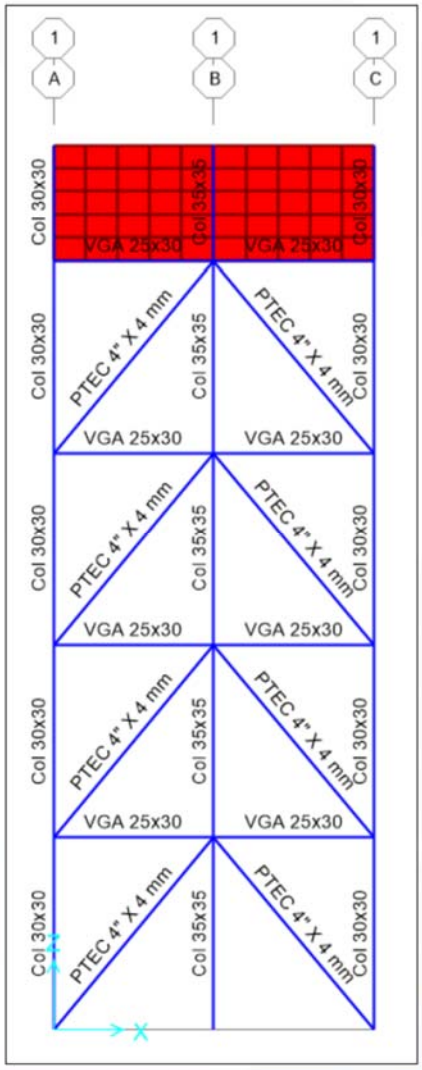
Debido a que los requerimientos de acero en la estructura no son suficientes, se plantea realizar la instalación de riostras externas en la estructura.

Las dimensiones y espesores de las zapatas encontradas cumplen con los criterios de diseño por punzonamiento y cortante.

Las conclusiones de la patología estructural para este tanque elevado son: (SuelosyGeotecnia, 2022).

- La resistencia del concreto de la estructura cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.
- Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en algunos puntos de la estructura.
- Se deben realizar trabajos de recubrimiento en todas las secciones de columnas, vigas y muros del tanque, a manera de ganar el recubrimiento efectivo para la protección de los aceros de la estructura, dicho recubrimiento debe llevar algún aditivo que impermeabilice la mezcla (Aplicación de mortero impermeabilizante).
- Se evidenció que el tanque no tiene ningún tipo de revestimiento interno, es decir los muros están expuestos al líquido directamente, por lo que se recomienda colocar algún tipo de cerámica, la cual ayuda en la protección de los muros y adicionalmente mantiene una mejor calidad del líquido.
- Se recomienda realizar arriostramientos en la estructura debido a que actualmente tiene exceso de flexibilidad, lo cual causa derivas mayores a las permitidas, adicionalmente los requerimientos de aceros en las columnas y vigas no son suficientes. Esto obedece a que el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía (R0) es de 2.0 para este tipo de estructuras. Lo cual hace que requerimientos por resistencia en las combinaciones de carga donde se tienen en cuenta las fuerzas de sismo, sean mayores.

Figura 23. localización de columnas, vigas, muros del tanque y riostras



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

8.5. TANQUE DE ALMACENAMIENTO ELEVADO 2 NIVELES

Se cuenta además con un segundo tanque de almacenamiento, ubicado aproximadamente, a 201 m de la Planta de tratamiento de agua, el cual surte la parte norte de centro poblado y cuenta con una capacidad aproximada de 18 m^3. Las dimensiones de este tanque son; 3m de largo, 3m de ancho y 2m de altura.

El agua se bombea desde el pozo profundo en tubería PVC de 3", por un recorrido de 442m hasta llegar al tanque ubicado en las coordenadas 7° 36´ 38,54" N y 73° 38´ 12.24" O. El agua se descarga por tubería PVC de 6" y en la parte baja se junta

con una tubería PVC de 3" que distribuye el agua en el sector oriental del centro poblado de Papayal. La ubicación de este tanque se presenta en la Figura 24.

Figura 24. Ubicación del tanque elevado 2



Fuente: (Google-Earth, 2022)

Este tanque se encuentra operativo.

Condiciones operativas:

Caudal total almacenado: 18m^3
Tiempo de operación a vaciado: 1,62 horas
Altura del tanque: 2,0m
Ancho del tanque: 3m
Altura del tanque: 3m

El tanque se llena en 6 horas, una vez al día, después de lleno, entregaría un caudal de 0,59lps durante el vaciado en 24 horas.

Para determinar la verdadera capacidad del tanque de almacenamiento, es necesario evaluar la capacidad en función de la demanda con una oferta continua de líquido, ya que en estado estacionario (sin suministro desde pozo profundo) solo tiene capacidad para 24 horas. Los detalles de los caudales y capacidad se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36. Relación caudal requerido contra capacidad tanque elevado 2

Tanque	Caudal de diseño	capacidad taque	demanda total
	Litros/segundo	Litros día	Litros día
Tanque 2	**0.593**	**18,000**	**51,243**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El caudal medio diario requerido en el centro poblado del Papayal es de 3,09 lps, de los cuales el 19,2% es decir 0,59 lps los suministra el tanque 2. Como se observa en la Tabla 36, la capacidad del tanque 2 no es suficiente para abastecer la demanda total. Incluso la suma de los tanques 1 y 2, no satisfacen las demandas actual y futura y es necesario analizar la posibilidad de integrar un tercer tanque de almacenamiento elevado.

Es necesario evaluar los escenarios de consumo del tanque en 24 horas con el supuesto de que se llenó el tanque y se deja 24 horas operativo sin bombeos adicionales.

En el escenario 1, la mayor parte del líquido se consume entre 6am y 4 pm (56,9%) del volumen, lo cual se presenta en la Tabla 37.

Tabla 37. Escenario uno para almacenamiento de agua en el tanque 2

Periodo Horas	Tiempo Horas	% de uso	Demanda Litros	Flujo de entrada Litros	Cambios de volumen Litros	Cambio acumulativo Litros
6am-8am	7	8.041	4,120.4	2,995.2	-1,125.2	16,874.8
	8	6.227	3,190.9	2,995.2	-195.7	16,679.1
8am-4pm	9	5.938	3,042.8	2,995.2	-47.6	16,631.5
	10	6.021	3,085.3	2,995.2	-90.1	16,541.4
	11	5.897	3,021.8	0.0	-3,021.8	13,519.6
	12	5.485	2,810.7	0.0	-2,810.7	10,708.9
	13	5.237	2,683.6	2,995.2	311.6	11,020.5
	14	4.742	2,429.9	2,995.2	565.3	11,585.8
	15	4.784	2,451.5	2,995.2	543.7	12,129.5
	16	4.536	2,324.4	0.0	-2,324.4	9,805.2
4pm-6pm	17	4.124	2,113.3	0.0	-2,113.3	7,691.9
	18	3.918	2,007.7	0.0	-2,007.7	5,684.2
6pm-6am	19	3.134	1,605.9	0.0	-1,605.9	4,078.3
	20	2.763	1,415.8	0.0	-1,415.8	2,662.4
	21	2.598	1,331.3	0.0	-1,331.3	1,331.2
	22	2.474	1,267.7	0.0	-1,267.7	63.4
	23	2.433	1,246.7	0.0	-1,246.7	-1,183.3
	24	2.309	1,183.2	0.0	-1,183.2	-2,366.5
	1	2.144	1,098.6	0.0	-1,098.6	-3,465.2
	2	2.392	1,225.7	0.0	-1,225.7	-4,690.9
	3	2.433	1,246.7	0.0	-1,246.7	-5,937.6
	4	2.474	1,267.7	0.0	-1,267.7	-7,205.4

	5	4.082	2,091.7	0.0	-2,091.7	-9,297.1
	6	5.814	2,979.3	2,995.2	15.9	-9,281.2

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Este comportamiento se presenta en la Gráfica 6

Gráfica 6. Comportamiento del tanque elevado 2 en el escenario 1



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La oferta del tanque elevado 2, se mantiene hasta las 10pm. Posteriormente el fluido se acaba y requiere un nuevo bombeo desde las 6am. Es necesario compensar los requerimientos para el horario nocturno entre las 10pm y 6am.

En el escenario dos, la mayor parte de la demanda se presenta en el periodo de 7am a 1pm y no hay consumos entre las 7pm y 5am.

Tabla 38. Escenario dos para almacenamiento de agua en el tanque elevado 2

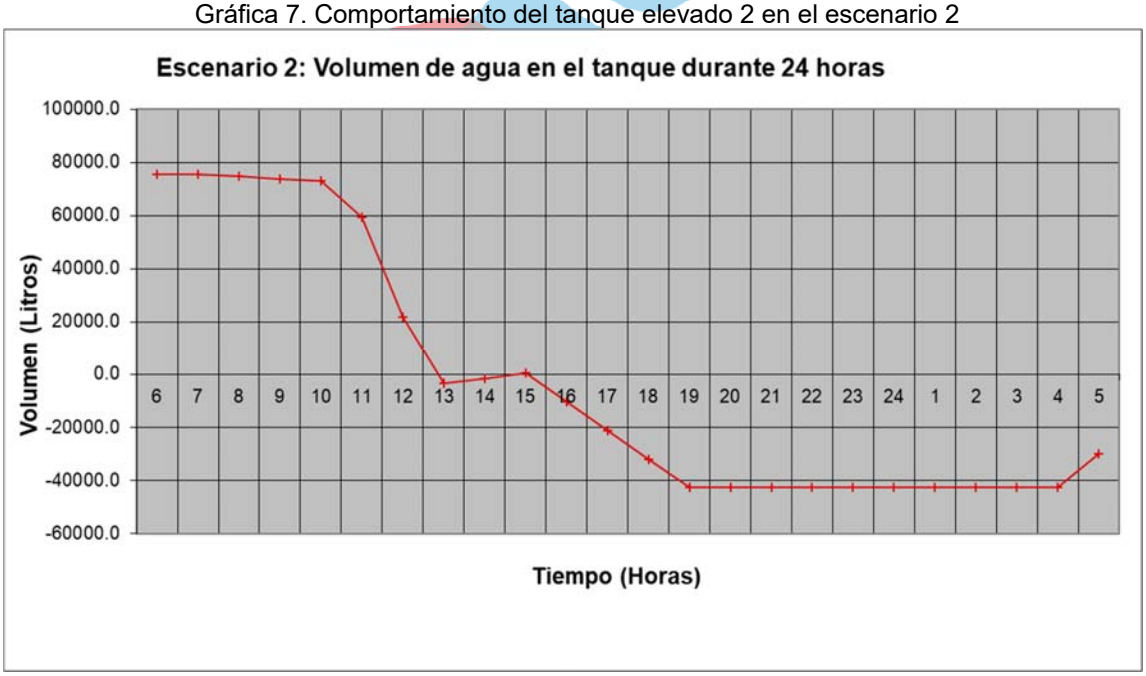
Periodo Horas	Tiempo Horas	% de uso	Demanda Litros	Flujo de entrada Litros	Cambios de volumen Litros	Cambio acumulativo Litros
5am-7am	6	5	2562.1	2995.2	433.1	18000.0
	7	5	2562.1	2995.2	433.1	18000.0
7am-11am	8	6.25	3202.7	2995.2	-207.5	17792.5
	9	6.25	3202.7	2995.2	-207.5	17585.1
	10	6.25	3202.7	2995.2	-207.5	17377.6
	11	6.25	3202.7	0.0	-3202.7	14174.9
11am-1pm	12	17.5	8967.5	0.0	-8967.5	5207.4

	13	17.5	8967.5	2995.2	-5972.3	-764.9
1pm-5pm	14	5	2562.1	2995.2	433.1	-331.8
	15	5	2562.1	2995.2	433.1	101.3
	16	5	2562.1	0.0	-2562.1	-2460.9
	17	5	2562.1	0.0	-2562.1	-5023.0
5pm-7pm	18	5	2562.1	0.0	-2562.1	-7585.2
	19	5	2562.1	0.0	-2562.1	-10147.3
7pm-5am	20	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	21	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	22	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	23	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	24	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	1	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	2	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	3	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	4	0	0	0.0	0.0	-10147.3
	5	0	0	0.0	0.0	-10147.3

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los datos de esta tabla se reflejan en la Gráfica 7

Gráfica 7. Comportamiento del tanque elevado 2 en el escenario 2



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En este escenario el suministro solo dura hasta la 1pm y el llenado entre las 1pm y 3pm no compensa los requerimientos.

Fotografía 21. Tanque elevado 2 niveles



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Durante el proceso de inspección visual y levantamiento estructural se pudo determinar que la estructura presenta humedades en el nivel superior del tanque, el tanque está construido en mampostería tradicional, con revoque en mortero. Las filtraciones presentes en los muros del tanque han generado humedades en las vigas y columnas de la estructura. (SuelosyGeotecnia, 2022).

La cimentación de la estructura está completamente expuesta, es decir a nivel 0.00 con respecto al terreno natural.

Este tanque presentaba filtraciones de agua en pared superior, según indagaciones está construida en mampostería y se le hizo un mantenimiento de impermeabilización superficial.

Fotografía 22. Filtraciones de agua en la parte superior del tanque



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

Se observan humedades y goteo constante de agua de filtraciones, la escalera está construida del mismo acero de refuerzo, presenta un riesgo para el personal de mantenimiento, no cumple la norma de seguridad.

Fotografía 23. Humedad presente y mal estado de la escalera de acceso



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

Losa inferior de tanque no presenta agrietamiento, se observan humedades en los bordes de las filtraciones externas. Columnas en buen estado.

Fotografía 24. Estado de losa inferior



Fuente: (SuelosyGeotecnia, 2022)

La resistencia del concreto de la columna es de 26MPa y la viga 28.9MPa, el resultado de columnas dio por debajo de 28MPa por lo tanto NO cumple la resistencia mínima requerida según NSR-10. (SuelosyGeotecnia, 2022).

Las conclusiones de estudio de patología estructural entrego los siguientes resultados. (SuelosyGeotecnia, 2022).

- La resistencia del concreto de la estructura NO cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.
- Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en algunos puntos de la estructura, ya que se observa a simple vista el refuerzo con corrosión.
- La estructura presenta problemas de humedades por filtraciones de agua entre las paredes en mampostería del tanque.
- Como resultado que los requerimientos por derivas máxima y resistencias no se cumplen, razón por la cual se determina la demolición de la estructura, ya que plantear un reforzamiento es más costoso que hacerla de nuevo.

Es importante anotar que un proceso de demolición del tanque requiere cumplir con unos estándares de protección para que las viviendas cercanas no sean afectadas. Por otro lado, se debe demostrar la propiedad del lote donde se encuentra este tanque a favor de la Alcaldía Municipal de Rionegro Santander para proceder a la construcción de un nuevo tanque en ese mismo lugar, de otro modo es mejor reparar las fugas de agua mediante la impermeabilización del tanque, construcción de una escalera de acceso segura (que cumpla con las normas de seguridad en alturas) y verificar estructuralmente que refuerzo se puede realizar (riostras) para mantener activo este tanque.

8.6. REDES DE DISTRIBUCION EXISTENTE

La red de distribución está compuesta por tubería en PVC de 6, 4, 3, 2.5, 2 y 1.5 pulgadas, las cuales inician con un bombeo desde el pozo profundo con dirección hacia los tanques elevados uno y dos. Cada tanque alimenta las redes de distribución, que se dividen en dos sectores así:

Tanque elevado 1: 143.867 m^2 o el 85,31%
Tanque elevado 2: 24.764 m^2 o el 14,68%

Los detalles se pueden ver en la Figura 25

Figura 25. Distribución de áreas de cobertura para alimentar las redes por los tanques elevados



Fuente: (Google-Earth, 2022). Área roja cobertura tanque 1 - Área azul cobertura tanque 2

Durante el levantamiento topográfico se realizó el inventario de redes existente, con la colaboración del fontanero y operador del servicio de acueducto del centro poblado del Papayal. El consolidado de la longitud de la red en función del diámetro de tubería se presentan en la Tabla 39.

Tabla 39. Inventario de tubería en la red de acueducto del centro poblado del Papayal

TIPO DE TUBERIA	LONGITUD	PORCENTAJE
Tuberia PVC 6 "	57.37	1.59%
Tuberia PVC 4"	220.73	6.13%
Tuberia PVC 3"	2970.64	82.52%
Tuberia PVC 2.5"	228.5	6.35%
Tuberia PVC 2"	58.8	1.63%
Tuberia PVC 1.5"	63.8	1.77%

TOTAL	3599.84	100.00%

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022) (GEOTECNIA, 2021)

La red de acueducto comprende 3599,8 metros lineales de tubería y el fontanero confirma que las tuberías con diámetro inferior a 3 pulgadas deben reponerse con un diámetro de por lo menos 3 pulgadas, debido a que estas se encuentran saturadas de sedimentos y porque los accesorios de mantenimiento para la tubería de 2,5 pulgadas son de difícil adquisición en la ferretería del centro poblado del Papayal.

Por otro lado, hay un tramo de tubería de 3 pulgadas que se encuentra saturado de sedimentos y requiere su reposición. El listado de los tramos que requieren su reposición se presentan en la Tabla 40.

Tabla 40. Tuberías que requiere reposición

Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	PVC	1.5	63.8
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	PVC	3	82.8
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	PVC	3	70
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	PVC	3	49.8
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	PVC	3	93.4
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	PVC	3	126.6
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	PVC	3	119.25
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	PVC	2.5	103.8
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	PVC	2.5	81
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	PVC	2.5	43.7
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	PVC	2	58.8
TOTAL					892.95

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Se requiere la reposición de 893 metros lineales de tubería.

La red de acueducto se divide en dos tramos que alimentan los tanques elevados uno y dos, por lo tanto, la evaluación hidráulica se realiza en do secciones. La primera que sale del tanque elevado uno tiene una longitud total de 2672.5 m.l y abastece a 257 usuarios. La segunda sección que sale del tanque elevado 2 tiene una red con una longitud de 927.3 ml y abastece a 73 usuarios.

Según lo anterior la red de distribución del acueducto tiene una longitud total de 3599.8 ml y abastece a 330 usuarios.

La evaluación hidráulica de la red de acueducto existente en el centro poblado el Papayal del municipio de Rionegro Santander se presenta en la Tabla 41.

Tabla 41. Evaluación Hidráulica de la red de acueducto existente en el centro poblado el Papayal

DESDE EL TANQUE ELEVADO UNO											
Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia	Usuarios	Dotación	Caudal	Vía	Accesorio	Estado
POZO TK 1	Pozo profundo	Tanque elevado 1	PVC	3	97.91	0	0.000	3.30		Valvula	Bueno
TK1 Calle 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	PVC	6	22.57	0	0.000	3.30		Valvula	Bueno
TK1 Calle 6 arriba	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	PVC	4	61.38	2	0.021	3.28	destapada		Bueno
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	PVC	4	42.65	2	0.014	3.26	destapada		Bueno
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	PVC	4	18.5	2	0.014	3.25	destapada		Bueno
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	PVC	4	98.2	8	0.08	3.17	destapada		Bueno
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	PVC	3	162.8	20	0.19	2.98	Asfalto		Bueno
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	PVC	3	138.8	14	0.13	2.86	Asfalto		Bueno
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	PVC	3	61.2	12	0.11	2.74	Asfalto		Bueno
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	PVC	3	132.13	20	0.18	2.56	Asfalto		Bueno
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	PVC	3	111.9	17	0.16	2.40	Asfalto		Bueno
Carrera 8	calle 6	Calle 7	PVC	3	82.44	16	0.15	2.25	destapada		Bueno
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	PVC	3	99.99	14	0.13	2.12	destapada		Bueno
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	PVC	3	139.14	13	0.12	2.00	destapada		Bueno
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	PVC	3	162.6	10	0.09	1.91	destapada		Bueno
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	PVC	3	84.12	8	0.07	1.84	destapada		Bueno
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	PVC	3	87.3	4	0.04	1.81	destapada		Bueno
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	PVC	3	50.01	5	0.04	1.77	destapada		Bueno
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	PVC	1.5	63.8	7	0.06	1.70	destapada		Requiere remplazo
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	PVC	3	82.8	5	0.05	1.65	destapada		Requiere remplazo
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	PVC	3	70	3	0.03	1.62	destapada		Requiere remplazo
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	PVC	3	49.8	2	0.02	1.60	destapada		Requiere remplazo
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	PVC	3	93.4	8	0.07	1.53	destapada		Requiere remplazo
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	PVC	3	126.6	16	0.15	1.39	destapada		Requiere remplazo
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	PVC	3	119.1	14	0.13	1.25	destapada		Requiere remplazo
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	PVC	3	105.4	8	0.08	1.17	destapada		Bueno
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	PVC	3	79.5	4	0.04	1.14	destapada		Bueno
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	PVC	2 1/2	103.8	11	0.10	1.04	destapada		Bueno
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	PVC	2.5	81	13	0.12	0.92	destapada		Requiere remplazo
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	PVC	2.5	43.7	3	0.03	0.89	destapada		Requiere remplazo

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Continua Tabla 41

DESDE EL TANQUE ELEVADO DOS											
Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia	Usuarios	Dotación	Caudal	Vía	Accesorio	Estado
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	PVC	3	499.7	0	0.00	3.30	Asfalto		Bueno
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	PVC	6	34.8	0	0.00	4.19	Destapado		Bueno
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	PVC	3	195.2	26	0.24	3.95	Asfalto		Buena
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	PVC	3	53.1	14	0.13	3.82	Destapado		Buena
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	PVC	2	58.8	12	0.11	3.71	Destapado		Requiere remplazo
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	PVC	3	32.8	8	0.07	3.63	Destapado		Buena
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	PVC	3	52.9	13	0.12	3.51	Destapado		Buena

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

En la siguiente tabla se presenta el calculo de perdidas y velocidades en en el análisis de la red de distribuición para los tanques elevados uno y dos.

Tabla 42. Calculo perdidas y velocidad en análisis hidráulico de la red de acueducto del centro poblado el Papayal

DESDE EL TANQUE ELEVADO UNO														
TRAMO			COTA TERRENO		COTA RAZANTE		LONGITUD		SUMAT	CAUDAL	DIAM	PERDIDAS			VEL
Direccion	Desde	Hasta	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	REAL	CALC	LONG	TRAMO	PLG	UNITARIA	TOTAL	SUMA	m/s
			m	m	m	m	m	1,05*LR	CALC	LPS		m/m	m	m	
POZO TK 1	Pozo profundo	Tanque elevado 1	92.00	80.30	92.00	80.30	97.9	102.8	102.8	3.30	3	0.0071	0.728	0.728	0.73
TK1 Calle 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	80.30	66.40	80.30	65.40	22.6	23.7	23.7	3.30	6	0.0002	0.006	0.734	0.18
TK1 Calle 6 arriba	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	66.40	65.16	65.40	64.16	61.4	64.4	64.4	3.28	4	0.0017	0.111	0.846	0.41
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	65.16	65.22	64.16	64.22	42.7	44.8	44.8	3.26	4	0.0017	0.077	0.922	0.40
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	66.40	66.12	65.40	65.12	18.5	19.4	19.4	3.25	4	0.0017	0.033	0.955	0.40
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	66.12	65.52	65.12	64.52	98.2	103.1	103.1	3.17	4	0.0016	0.168	1.123	0.39
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	66.12	67.38	65.12	66.38	162.8	170.9	170.9	2.98	3	0.0059	1.005	2.128	0.66
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	67.38	67.41	66.38	66.41	138.8	145.7	145.7	2.86	3	0.0054	0.791	2.919	0.63
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	67.41	68.45	66.41	67.45	61.2	64.3	64.3	2.74	3	0.0050	0.324	3.243	0.60
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	66.12	66.12	65.12	65.12	132.1	138.7	138.7	2.56	3	0.0044	0.615	3.859	0.56
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	66.12	65.47	65.12	64.47	111.9	117.5	117.5	2.40	3	0.0039	0.462	4.320	0.53
Carrera 8	calle 6	Calle 7	65.47	64.77	64.47	63.77	82.4	86.6	86.6	2.25	3	0.0035	0.302	4.623	0.50
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	64.77	65.43	63.77	64.43	100.0	105.0	105.0	2.12	3	0.0031	0.329	4.952	0.47
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	65.43	65.16	64.43	64.16	139.1	146.1	146.1	2.00	3	0.0028	0.412	5.363	0.44
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	65.16	66.83	64.16	65.83	162.6	170.7	170.7	1.91	3	0.0026	0.441	5.805	0.42
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	66.83	67.38	65.83	66.38	84.1	88.3	88.3	1.84	3	0.0024	0.213	6.017	0.41

Carrera 5	Calle 6	Calle 5	67.38	65.52	66.38	64.52	87.3	91.7	91.7	1.81	3	0.0023	0.213	6.231	0.40
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	65.52	66.67	64.52	65.67	50.0	52.5	52.5	1.77	3	0.0022	0.117	6.348	0.39
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	65.52	67.28	64.52	66.28	63.8	67.0	67.0	1.70	1.5	0.0607	4.066	10.413	1.50
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	65.52	64.92	64.52	63.92	82.8	86.9	86.9	1.65	3	0.0020	0.171	10.585	0.36
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	65.52	65.24	64.52	64.24	70.0	73.5	73.5	1.62	3	0.0019	0.140	10.725	0.36
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	65.24	66.73	64.24	65.73	49.8	52.3	52.3	1.60	3	0.0019	0.098	10.823	0.35
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	65.24	65.52	64.24	64.52	93.4	98.1	98.1	1.53	3	0.0017	0.168	10.991	0.34
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	65.52	64.79	64.52	63.79	126.6	132.9	132.9	1.39	3	0.0014	0.189	11.180	0.31
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	64.79	64.65	63.79	63.65	119.1	125.1	125.1	1.25	3	0.0012	0.148	11.328	0.28
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	64.65	65.47	63.65	64.47	105.4	110.7	110.7	1.17	3	0.0010	0.116	11.444	0.26
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	65.47	65.11	64.47	64.11	79.5	83.5	83.5	1.14	3	0.0010	0.083	11.526	0.25
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	66.12	64.79	65.12	63.79	103.8	109.0	109.0	1.04	2.5	0.0020	0.222	11.748	0.33
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	66.12	65.43	65.12	64.43	81.0	85.1	85.1	0.92	2.5	0.0016	0.138	11.887	0.29
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	65.43	65.12	64.43	64.12	43.7	45.9	45.9	0.89	2.5	0.0015	0.070	11.957	0.28

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Continua Tabla 42

DESDE EL TANQUE ELVADOS DOS															
TRAMO			COTA TERRENO		COTA RAZANTE		LONGITUD		SUMAT	CAUDAL	DIAM	PERDIDAS			VEL
Direccion	Desde	Hasta	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	REAL	CALC	LONG	TRAMO	PLG	UNITARIA	TOTAL	SUMA	m/s
			m	m	m	m	m	1,05*LR	CALC	LPS		m/m	m	m	
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	88.01	78.01	88.01	78.01	499.7	524.7	524.7	3.30	3	0.00709	3.7179	3.718	0.73
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	78.01	68.45	78.01	67.45	34.8	36.5	36.5	4.19	6	0.00038	0.0138	3.732	0.23
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	68.45	68.80	67.45	67.80	195.2	205.0	205.0	3.95	3	0.00988	2.0256	5.757	0.87
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	68.80	68.59	67.80	67.59	53.1	55.8	55.8	3.82	3	0.00928	0.5177	6.275	0.84
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	68.80	68.40	67.80	67.40	58.8	61.7	61.7	3.71	2	0.06318	3.9005	10.176	1.83
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	68.62	68.33	67.62	67.33	32.8	34.4	34.4	3.63	3	0.00846	0.2914	10.467	0.80
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	68.33	68.07	67.33	67.07	52.9	55.5	55.5	3.51	3	0.00794	0.4412	10.908	0.77

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Las velocidades en las tuberías son aceptables en la red de distribución existente, con un promedio de 0,73 lps. En los tramos mas extremos baja a 0,25m/s. En la siguiente tabla se presenta el calculo de presiones dinámicas y estáticas en en el análisis de la red de distribuición para el tanque elevado uno.

Tabla 43. Cálculo de presiones dinámica y estática red de acueducto centro poblado el Papayal para la red del tanque uno

DESDE EL TANQUE ELEVADO UNO												
Direccion	Desde	Hasta	LONGITUD	LONGITUD REAL	SUMATORIA	DIAMETRO	Q	PERDIDA (m)		V	COTAS TERRENO	
			m	L*5% m	LONGITUD m	pulg	LPS	UNITARIA	H	m/s	INICIAL	FINAL
POZO TK 1	Pozo profundo	Tanque elevado 1	97.91	102.81	102.81	3	3.30	0.0071	0.73	0.726	92.00	80.30
TK1 Calle 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	22.57	23.70	126.50	6	3.30	0.0002	0.01	0.182	80.30	66.40
TK1 Calle 6 arriba	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	61.38	64.45	190.95	4	3.28	0.0017	0.11	0.406	66.40	65.16
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	42.65	44.78	235.74	4	3.26	0.0017	0.08	0.404	65.16	65.22
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	18.50	19.43	255.16	4	3.25	0.0017	0.03	0.402	66.40	66.12
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	98.20	103.11	358.27	4	3.17	0.0016	0.17	0.393	66.12	65.52
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	162.80	170.94	529.21	3	2.98	0.0059	1.01	0.656	66.12	67.38
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	138.80	145.74	674.95	3	2.86	0.0054	0.79	0.628	67.38	67.41
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	61.20	64.26	739.21	3	2.74	0.0050	0.32	0.604	67.41	68.45
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	132.13	138.74	877.95	3	2.56	0.0044	0.62	0.564	66.12	66.12
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	111.90	117.50	995.44	3	2.40	0.0039	0.46	0.528	66.12	65.47
Carrera 8	calle 6	Calle 7	82.44	86.56	1082.00	3	2.25	0.0035	0.30	0.495	65.47	64.77
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	99.99	104.99	1186.99	3	2.12	0.0031	0.33	0.467	64.77	65.43
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	139.14	146.10	1333.09	3	2.00	0.0028	0.41	0.441	65.43	65.16
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	162.60	170.73	1503.82	3	1.91	0.0026	0.44	0.421	65.16	66.83
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	84.12	88.33	1592.15	3	1.84	0.0024	0.21	0.405	66.83	67.38
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	87.30	91.67	1683.81	3	1.81	0.0023	0.21	0.398	67.38	65.52
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	50.01	52.51	1736.32	3	1.77	0.0022	0.12	0.388	65.52	66.67
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	63.80	66.99	1803.31	1.5	1.70	0.0607	4.07	1.496	65.52	67.28
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	82.80	86.94	1890.25	3	1.65	0.0020	0.17	0.364	65.52	64.92
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	70.00	73.50	1963.75	3	1.62	0.0019	0.14	0.358	65.52	65.24
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	49.80	52.29	2016.04	3	1.60	0.0019	0.10	0.353	65.24	66.73
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	93.40	98.07	2114.11	3	1.53	0.0017	0.17	0.337	65.24	65.52
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	126.60	132.93	2247.04	3	1.39	0.0014	0.19	0.305	65.52	64.79
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	119.10	125.06	2372.10	3	1.25	0.0012	0.15	0.276	64.79	64.65
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	105.40	110.67	2482.77	3	1.17	0.0010	0.12	0.259	64.65	65.47
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	79.50	83.48	2566.24	3	1.14	0.0010	0.08	0.251	65.47	65.11
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	103.80	108.99	2675.23	2.5	1.04	0.0020	0.22	0.330	66.12	64.79
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	81.00	85.05	2760.28	2.5	0.92	0.0016	0.14	0.292	66.12	65.43
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	43.70	45.89	2806.17	2.5	0.89	0.0015	0.07	0.283	65.43	65.12

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Continua Tabla 43

DESDE EL TANQUE ELEVADO UNO												
Direccion	Desde	Hasta	PROF INICIAL	PROF FINAL	COTAS ROJAS		COTAS PIEZOM		P. DINAMICA (mca)		P. ESTATICA (mca)	
			m	m	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
POZO TK 1	Pozo profundo	Tanque elevado 1	0.00	0.00	92.00	80.30	92.04	80.34	120.00	0.00	0.00	11.70

TK1 Calle 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	0.00	1.00	80.30	65.40	80.38	65.48	0.00	16.00	0.00	14.90
TK1 Calle 6 arriba	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	1.00	1.00	65.40	64.16	65.45	64.21	16.00	15.89	14.90	16.14
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	1.00	1.00	64.16	64.22	64.21	64.27	15.89	15.81	16.14	16.08
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	1.00	1.00	65.40	65.12	65.45	65.17	15.81	15.78	14.90	15.18
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	1.00	1.00	65.12	64.52	65.17	64.57	15.78	15.61	15.18	15.78
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	1.00	1.00	65.12	66.38	65.16	66.42	15.61	14.61	15.18	13.92
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	1.00	1.00	66.38	66.41	66.42	66.45	14.61	13.81	13.92	13.89
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	1.00	1.00	66.41	67.45	66.45	67.49	13.81	13.49	13.89	12.85
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	1.00	1.00	65.12	65.12	65.16	65.16	13.49	12.88	15.18	15.18
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	1.00	1.00	65.12	64.47	65.16	64.51	12.88	12.41	15.18	15.83
Carrera 8	calle 6	Calle 7	1.00	1.00	64.47	63.77	64.51	63.81	12.41	12.11	15.83	16.53
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	1.00	1.00	63.77	64.43	63.81	64.47	12.11	11.78	16.53	15.87
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	1.00	1.00	64.43	64.16	64.47	64.20	11.78	11.37	15.87	16.14
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	1.00	1.00	64.16	65.83	64.20	65.87	11.37	10.93	16.14	14.47
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	1.00	1.00	65.83	66.38	65.87	66.42	10.93	10.72	14.47	13.92
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	1.00	1.00	66.38	64.52	66.42	64.56	10.72	10.50	13.92	15.78
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	1.00	1.00	64.52	65.67	64.56	65.71	10.50	10.39	15.78	14.63
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	1.00	1.00	64.52	66.28	64.54	66.30	10.39	6.32	15.78	14.02
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	1.00	1.00	64.52	63.92	64.56	63.96	6.32	6.15	15.78	16.38
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	1.00	1.00	64.52	64.24	64.56	64.28	6.15	6.01	15.78	16.06
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	1.00	1.00	64.24	65.73	64.28	65.77	6.01	5.91	16.06	14.57
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	1.00	1.00	64.24	64.52	64.28	64.56	5.91	5.74	16.06	15.78
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	1.00	1.00	64.52	63.79	64.56	63.83	5.74	5.55	15.78	16.51
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	1.00	1.00	63.79	63.65	63.83	63.69	5.55	5.41	16.51	16.65
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	1.00	1.00	63.65	64.47	63.69	64.51	5.41	5.29	16.65	15.83
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	1.00	1.00	64.47	64.11	64.51	64.15	5.29	5.21	15.83	16.19
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	1.00	1.00	65.12	63.79	65.15	63.82	5.21	4.99	15.18	16.51
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	1.00	1.00	65.12	64.43	65.15	64.46	4.99	4.85	15.18	15.87
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	1.00	1.00	64.43	64.12	64.46	64.15	4.85	4.78	15.87	16.18

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

En la red de distribución desde el tanque 1, se encontró una presión dinámica promedio de 10,01mca, con un máximo de 16mca y un minimo de 4,78mca, lo anterior no cumple con el Artículo 61 de la resolución RAS 330 de 2017, donde se exige que "*la presión dinamica mínima en la red de distribución debe ser de 10 m.c.a. en sistemas con poblaciones de diseno de hasta 12.500 habitantes*". Luego, no se cumple con esta condición para las redes mas alejadas ya que la presión minima es de 8mca para el 10% del área en la red de distribución.

Se requiere aumentar el caudal en la red de distribución, por lo cual se contempla la construcción de un nuevo tanque elevado de almacenamiento que permitirá aumentar la presión dinámica en la red de distribución.

La evaluación de las presiones dinámicas en la red desde el tanque elevado dos se presenta en la siguiente tabla

Tabla 44. Cálculo de presiones dinámica y estática red de acueducto centro poblado el Papayal para la red del tanque elevado dos

DESDE EL TANQUE ELEVADO DOS												
Direccion	Desde	Hasta	LONGITUD	LONGITUD REAL	SUMATORIA	DIAMETRO	Q	PERDIDA (m)		V	COTAS TERRENO	
			m	L*5% m	LONGITUD m	pulg	LPS	UNITARIA	H	m/s	INICIAL	FINAL
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	499.70	524.69	524.69	3	3.30	0.0071	3.72	0.726	88.01	78.01
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	34.80	36.54	561.23	6	4.19	0.0004	0.01	0.231	78.01	68.45
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	195.20	204.96	766.19	3	3.95	0.0099	2.03	0.869	68.45	68.8
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	53.10	55.76	821.94	3	3.82	0.0093	0.52	0.840	68.80	68.59
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	58.80	61.74	883.68	2	3.71	0.0632	3.90	1.832	68.80	68.4
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	32.80	34.44	918.12	3	3.63	0.0085	0.29	0.799	68.62	68.33
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	52.90	55.55	973.67	3	3.51	0.0079	0.44	0.772	68.33	68.07

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Continua Tabla 44

Direccion	Desde	Hasta	PROF INICIAL	PROF FINAL	COTAS ROJAS		COTAS PIEZOM		P. DINAMICA (mca)		P. ESTATICA (mca)	
			m	m	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	0.00	0.00	88.01	78.01	88.05	78.05	120.00	0.00	3.99	13.99
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	0.00	1.00	78.01	67.45	78.09	67.53	0.00	16.00	0.00	10.56
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	1.00	1.00	67.45	67.80	67.49	67.84	16.00	13.97	10.56	10.21
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	1.00	1.00	67.80	67.59	67.84	67.63	13.97	13.46	10.21	10.42
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	1.00	1.00	67.80	67.40	67.83	67.43	13.46	9.56	10.21	10.61
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	1.00	1.00	67.62	67.33	67.66	67.37	9.56	9.26	10.39	10.68
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	1.00	1.00	67.33	67.07	67.37	67.11	9.26	8.82	10.68	10.94

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

En la red de distribución desde el tanque 2, se encontró una presión dinámica promedio de 11,85mca, con un máximo de 16mca y un minimo de 8,82mca, lo anterior cumple con el Artículo 61 de la resolución RAS 330 de 2017, donde se exige que "*la presión dinamica mínima en la red de distribución debe ser de 10 m.c.a. en sistemas con poblaciones de diseno de hasta 12.500 habitantes*".

Se cumple con esta condición para las redes mas alejadas ya que la presión minima es de 8,78mca para el 10% del área en la red de distribución.

8.7. ACCIONES DE REHABILITACION, REPOSICION, OPTIMIZACION Y/O AMPLIACION

Las acciones sobre el acueducto del casco urbano del centro poblado el Papayal, están encaminadas a la reposición de redes, reposición de la Planta de Potabilización, que se encuentra en mal estado y la ampliación del sistema de

almacenamiento de agua potabilizada ya que la capacidad instalada no es suficiente para suplir las necesidades de los usuarios a futuro.

8.7.1. Reposición de redes

En la red de distribución del acueducto del centro poblado del Papayal se encontró tramos de tubería por debajo de un diámetro de 3", los cuales tienden a colmatarse y por efectos de una diferencia de altura entre 14 y 10m (altura de tanques elevados) las presiones y velocidades en las redes son bajas. Por otro lado, un tramo de 3" sobre la calle 5 entre carreras 5 y 8, se encuentra saturada de sedimentos y debe remplazarse. El listado de los tramos de red a reponer se presenta en la Tabla 45.

Tabla 45. Tramos de red de acueducto a reponer

Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	PVC	1.5	63.8
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	PVC	3	82.8
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	PVC	3	70
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	PVC	3	49.8
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	PVC	3	93.4
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	PVC	3	126.6
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	PVC	3	119.1
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	PVC	2.5	103.8
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	PVC	2.5	43.7
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	PVC	2	58.8
TOTAL					811.8

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

8.7.2. Ampliacion de redes de distribución

Adicionalmente, es necesario ampliar la red de distribución de acueducto a la zona donde se encuentra creciendo el centro poblado el Papayal. Los detalles de la ampliación de la red de distribuicon se presenta en el ítem 13.3 "ANALISIS DE LAS ZONAS DE EXPANSION" y la Tabla 91.

8.7.3. Reposición Planta de Potabilización

Como se trató en el diagnóstico del acueducto, la PTAP estuvo activa entre los años 1988 y 1995 y trataba el agua que era bombeada del rio Lebrija. El agua tenia altas concentraciones de sedimentos y su tratamiento en la PTAP se convirtió en engorroso, debido a la alta complejidad para la precipitación y los costos adicionales por el uso de productos químicos (floculante, estabilizante de Ph). A partir de 1995, se decidió cambiar de fuente de abastecimiento pasando de agua superficial a subterránea, para lo cual se construyó un pozo profundo de 76m.

Como el agua de pozo profundo contiene baja concentración de solidos suspendidos, no fue necesario utilizar los químicos y se bombeo directamente desde

el pozo profundo hacia los tanques de almacenamiento elevados, donde se aplica el cloro (hipoclorito de calcio en solución).

Para determinar si la PTAP existente es funcional y con posibilidad de optimizar en necesario realizar una patología estructural de la misma, así como el tanque de compensación y bombeo anexo.

Se contrató una evaluación patológica de la planta de potabilización existente y dos tanques de distribución elevados, realizar inspección visual de las estructuras para poder identificar y caracterizar los defectos y/o daños, realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio de concreto específicamente para la planta de potabilización, determinar un diagnóstico de las estructuras para poder emitir un diagnóstico sobre si la planta de potabilización requiere algún tipo de refuerzo o no sirven y requiere demolerse. Los ensayos y cantidades se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 46. Ensayos a realizarse en la patología estructural

Ensayo/Cantidad	Tanque 1 de cuatro niveles	Planta de tratamiento + sedimentación	Tanque 2 de dos niveles	Tanque 3 subterráneo	Cantidad
Esclerometría	3	4	3	2	12
Regatas		3		1	4
Ferroscan	2	2	2	2	8
Núcleos de concreto		6			6
Carbonatación		6		2	8
Exploración de cimentación	1	1	1		3

Fuente: (GEOTECNIA, 2021)

Fotografía 25. Ensayo Ferroscan



Fotografía 26. lectura Ferroscan



Fotografía 27. Medicion espesor acero



Fotografía 28. Columna que soporta la PTAP en mal estado



Fotografía 29. Extracción de núcleos en la PTAP



Fotografía 30. Extracción de núcleos en la PTAP



Fotografía 31. Mediciónes en núcleos extraídos



Fotografía 32. Medición espesores de columnas PTAP



Fotografía 33. Medición espesores de vías y columnas tanque



Fuente: (GEOTECNIA, 2021)

Los resultados de la patología estructural determinaron que la PTAP no tiene la capacidad estructural para continuar su trabajo, por lo tanto, debe demolerse, del mismo modo el tanque de nivelación y bombeo ubicado en la parte baja. (ver resultados documento de patología estructural y el ítem evaluación PTAP existente)

Lo anterior implica una reposición de la PTAP, así como del tanque de nivelación y bombeo. El diseño de la nueva planta que se ubicará en el mismo lote donde se encuentra la actual PTAP, depende de la calidad del agua que oferta el pozo profundo y el área existente dentro del lote donde se ubica la actual PTAP, para ello debe realizarse un análisis de alternativas de potabilización.

8.7.4. Ampliación del sistema de almacenamiento de agua potabilizada

La capacidad de los tanques de almacenamiento de agua tratada, no es suficiente para el suministro a los usuarios a futuro. En el análisis de la capacidad de almacenamiento y distribución en los tanques se encontró que solo alcanza para 16 horas en el mejor escenario actual, lo cual implica la necesidad de ampliar la capacidad de almacenamiento para la población futura. Lo ideal es brindar el servicio las 24 horas para todos los usuarios.

La ampliación de la capacidad de almacenamiento está sujeta al área del lote donde se encuentra la planta y los resultados del estudio de suelos que determinara la capacidad portante del suelo con lo cual se diseña la capacidad de esta estructura.

9. ESTUDIOS BASICOS

9.1. CONDICIONES GENERALES

En concordancia con el Artículo 6 de la Resolución 330 de 2017, las alternativas planteadas deberán ser articuladas con el plan o esquema de ordenamiento territorial y con los planes ambientales y sectoriales tales como: Plan de Ordenamiento y Manejo de Cuencas Hidrográficas (POMCA), con el fin de establecer las implicaciones que el sistema, o cualquiera de las componentes del proyecto, tendrá dentro del desarrollo urbano o la cuenca y para que su ejecución apunte a metas municipales y regionales del sector.

Se prioriza la ejecución del proyecto dentro del Plan de Desarrollo "Rionegro, con sentido social", mediante la DIMENSIÓN 3. DESARROLLO URBANO, ORDENAMIENTO TERRITORIAL, SERVICIOS PÚBLICOS Y PRESERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE, PROGRAMA 13. SERVICIOS PUBLICOS PARA EL DESARROLLO DEL MUNICIPIO, SUBPROGRAMA 33. SANEAMIENTO BÁSICO Y AGUA POTABLE, METAS 179: Construir un sistema de acueducto en el sector urbano, corregimientos y/o sector rural. META180: Ampliar y/o mejorar dos sistemas de acueductos en el sector urbano y corregimientos y META 181: Realizar construcción, mejoramiento, mantenimiento, adecuación y/o remodelación de 3 acueductos veredales.

9.2. DISPONIBILIDAD DE AGUA Y BALANCE HÍDRICO PARA SISTEMAS DE ACUEDUCTO

9.2.1. Cuenca del rio Lebrija

El río Lebrija es uno principales componentes de la hidrografía del departamento. Nace al noreste del municipio de Piedecuesta y desemboca en el río Magdalena. En la zona alta de su nacimiento avanza en dirección noreste, regando con las aguas de sus afluentes el valle de Piedecuesta para luego tomar hacia el norte, al pasar por la meseta de Bucaramanga, donde toma el nombre de río de Oro. Al recibir las aguas de la subcuenca del río Suratá compuesta por los ríos Frío y Tona, en las depresiones finales de la meseta de Bucaramanga, se configura el río Lebrija propiamente dicho.

Muy cerca de su desembocadura sigue con rumbo norte y su cauce se divide en numerosos caños que alimentan varias ciénagas, para tributar finalmente sus aguas al río Magdalena, en dos grandes brazos que encierran el delta fluvial que se ha formado en su desembocadura. El río es navegable en un trayecto de aproximadamente 100 km y en el pasado esta arteria fluvial constituyó el principal medio de comunicación del departamento.

Últimamente la navegación prácticamente ha desaparecido, pero sus aguas se encuentran bien aprovechadas en consumo humano y en desarrollos agrícolas mediante distritos de riego. La subcuenca del río Suratá, a través de sus afluentes los ríos Tona y Frío, le suministran agua potable al área metropolitana de Bucaramanga y en su zona baja se sitúan los distritos de riego de Lebrija y Magará. La cuenca del río Lebrija posee una extensión de 879.000 ha, de las cuales el 54%, o sea 474.660 ha corresponden al departamento de Santander y el 46% restante al departamento del Cesar.

Morfométricamente el cauce tiene una pendiente de 16 m/km desde su nacimiento a 3.800 msnm, hasta su desembocadura a 65 msnm, y una longitud de 228 km. El caudal medio multianual calculado para la cuenca es de 150.3 m^3/s y el máximo multianual es de 462.90 m^3/s. La zona baja es de características inundables en épocas de avenidas, debido a la cantidad de ciénagas y brazos que conforman el valle aluvial del río en este sector, el cual es muy plano, con una pendiente media de solo 0.20m/km, en un trayecto de 56 km.

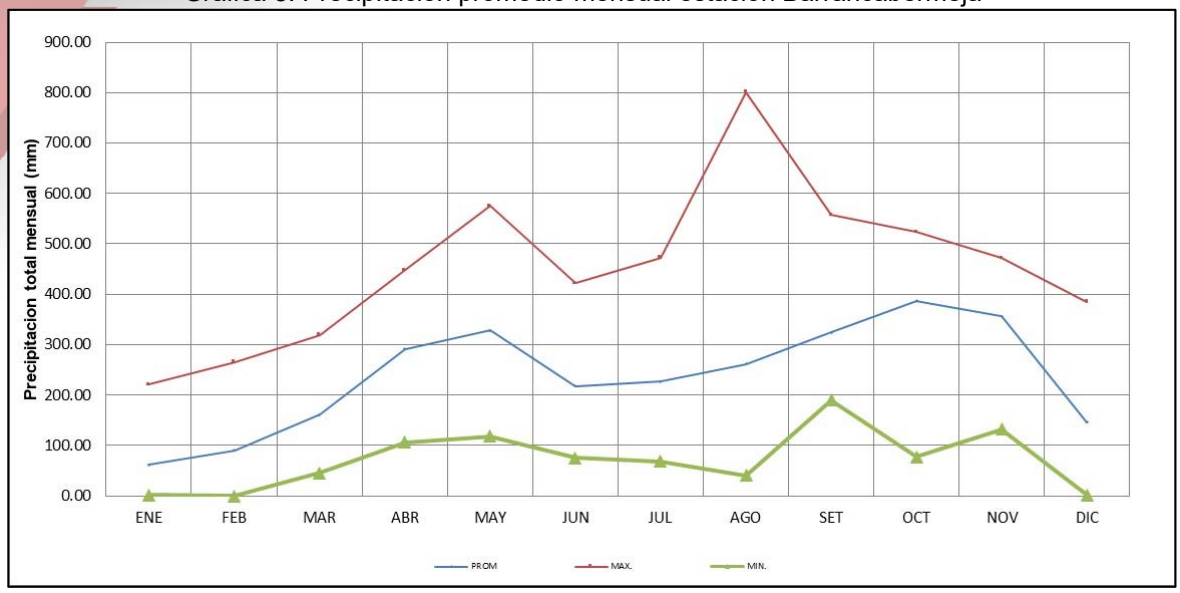
Las principales subcuencas del río en el departamento de Santander son las de Cáchira del Espíritu Santo, Cáchira sur, Salamanca, Santa Cruz, Suratá y río de Oro.

9.2.2. Balance hídrico rio Lebrija

9.2.2.1. Precipitación

La precipitación en el departamento es de régimen bimodal, o sea que presenta dos períodos de lluvia y dos períodos secos intercalados, en el año. Los meses más lluviosos son abril y mayo en el primer semestre y octubre y noviembre en el segundo. En la Gráfica 8, se puede observar la precipitación promedio mensual en milímetros, evidenciándose el comportamiento bimodal.

Gráfica 8. Precipitación promedio mensual estación Barrancabermeja



Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

Los meses de junio, julio y agosto presentan en la zona un pequeño descenso del volumen pluviométrico, mostrando un veranillo corto y suave, este fenómeno se conoce como veranillo de San Juan o de mitad de año. El otro período de verano corresponde a los meses de diciembre, enero y febrero.

El régimen de lluvias es de tipo bimodal, muy marcado, con descenso de la precipitación durante los meses de enero, febrero, marzo y diciembre en la estación San Rafael, llegando a ser menor que en las otras dos estaciones. Durante junio, julio y agosto disminuye la pluviosidad al oriente del municipio en mayor proporción que en la estación San Rafael. Abril, mayo, septiembre, octubre y noviembre son los meses con más alto promedio de lluvias.

El mes de más alta pluviosidad es octubre como se observa en la mayoría de las estaciones analizadas. Al sur, en el vecino municipio de Sabana de Torres, se registra un máximo de precipitación por encima de los 3000 milímetros anuales influyendo en el centro del área territorial de Rionegro donde también los valores anuales de lluvia son los más altos.

La precipitación oscila entre los 2200 milímetros al noroccidente del área municipal, incrementándose al centro con valores que llegan a los 2600 mm para luego disminuir al oriente con registros comprendidos entre los 1000 y los 1200 milímetros, en límites con el municipio de Matanza. Al norte del área municipal los promedios de precipitación también disminuyen.

En la siguiente tabla se presenta el listado de estaciones pluviométricas y limnimetricas que se evaluó, para determinar si tienen los registros de precipitación total y máxima 24 horas para mínimo 10 años (2010-2020).

Tabla 47. Listado de estaciones pluviométricas y limnimetricas evaluadas para el municipio de Rionegro Santander

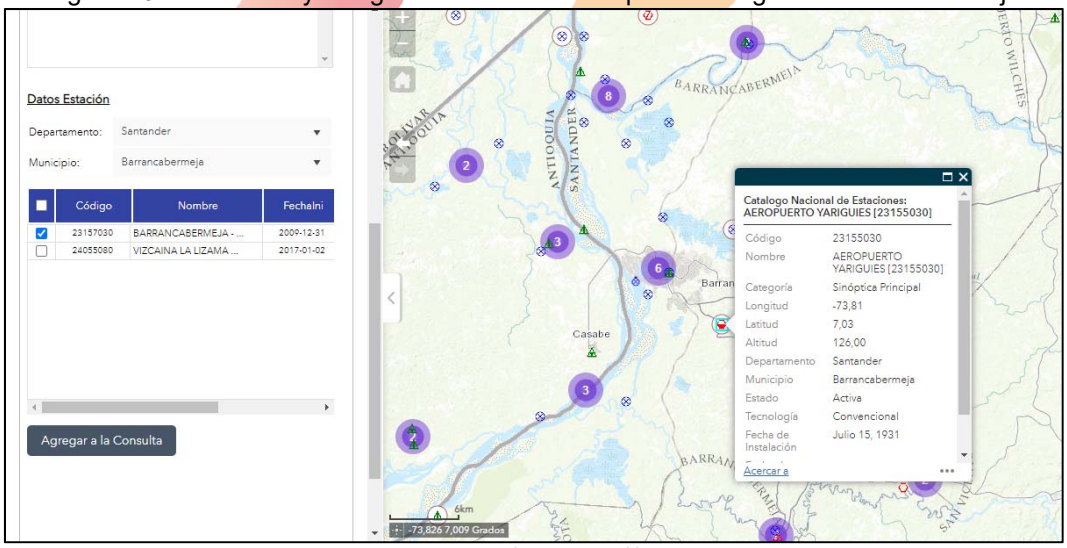
CODIGO	nombre	CATEGORIA	TECNOLOGIA	ESTADO	FECHA_INSTALACION
23197350	CNO GRANDE [23197350]	Limnimétrica	Convencional	Suspendida	1971-10-15
23155040	CENTRO EL [23155040]	Climática Ordinaria	Convencional	Activa	1937-01-15
23190250	CAMPOHERMOSO [23190250]	Pluviométrica	Convencional	Suspendida	1965-11-15
23190210	MAGARA [23190210]	Pluviométrica	Convencional	Suspendida	1989-11-15
23190460	PAPAYAL [23190460]	Pluviométrica	Convencional	Suspendida	1971-05-15
23155030	AEROPUERTO YARIGUIES [23155030]	Pluviométrica	Convencional	Activa	15/07/1931

nombre	altitud	latitud	longitud	DEPARTAMENTO	MUNICIPIO
CNO GRANDE [23197350]	770	7.63333333	-73.58333333	Santander	Rionegro (Santander)
CENTRO EL [23155040]	114	6.85955556	-73.76508333	Santander	Barrancabermeja
CAMPOHERMOSO [23190250]	190	7.43333333	-73.43333333	Santander	Rionegro (Santander)
MAGARA [23190210]	89	7.59333333	-73.68138889	Santander	Sabana De Torres
PAPAYAL [23190460]	100	7.61555556	-73.64888889	Santander	Rionegro (Santander)
AEROPUERTO YARIGUIES [23155030]	126	7.02638889	-73.80861111	Santander	Barrancabermeja

Fuente: (IDEAM, s.f.)

Para realizar un balance hídrico de la cuenca del rio Lebrija se requiere los registros de precipitación total y precipitación máximo 24 horas para mínimo 10 años. Revisando la información en el portal http://dhime.ideam.gov.co, se encontró que la estación más cercana al proyecto (centro poblado el Papayal municipio de Rionegro Santander) que tenía mayor información hidroclimatologica es la estación de Barrancabermeja, tal como se presenta en la figura

Figura 26. Referencia y código de la estación aeropuerto Yariguies Barrancabermeja



Fuente: (IDEAM, s.f.)

Los datos de precipitación total y precipitación máximo 24 horas entregados por el IDEAM se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 48. Precipitación total estación aeropuerto Yariguies Barrancabermeja

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2010	18.9	188.8	192.5	270.9	574.9	421.9	472.7	801.3	488.5	523.6	438.6	384.6
2011	8.9	93	158.5	269.3	338.1	397	384.2	212.5	250	375.2	471.9	231.8
2012	27.9	25.3	129.4	328.7	305.7	153.4	292.6	157.7	240	499.9	324	50.2
2013	1.9	164.5	261.7	371.3	332.5	226.4	68.6	293.5	407.5	248	446.8	119.9
2014	60.1	265.7	121.5	111.9	142.6	75.1	179	184.5	419.5	348.9	293	91.4
2015	221	41.6	161.8	396.6	186.4	79	139.1	190.5	281.3	398.3	361.3	69.7
2016	33.3	82.9	63.6	295.4	270.7	117.7	180.2	316.5	259.6	520.2	365.7	117.2
2017	63.7	23.4	319.7	447.2	493.9	309.6	213.8	572.5	557.2	357.8	321.6	261.5
2018	204.1	0	207.7	418.4	430.7	82.9	239.9	59	338.6	521.7	402.3	1.9
2019	11.5	59.8	108.1	193.7	411.8	273.5	136.5	96.2	248.9			
2020								213.4	204.6	77	132.2	135.7
2021	27.6	49.1	45.4	106.2	117.7	257.6	183.2	40.4	190.3			
PROM	61.72	90.37	160.90	291.78	327.73	217.65	226.35	261.50	323.83	387.06	355.74	146.39
DESV. STA	77.13	82.39	81.68	116.72	144.43	126.08	117.11	220.71	118.33	143.48	98.34	114.50
MAX.	221.0	265.7	319.7	447.2	574.9	421.9	472.7	801.3	557.2	523.6	471.9	384.6
MIN.	1.9	0.0	45.4	106.2	117.7	75.1	68.6	40.4	190.3	77.0	132.2	1.9

Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

Tabla 49. precipitación máxima 24 horas mensual estación aeropuerto Yarigies Barrancabermeja

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	12.6	49.2	49.9	68.4	130	97.7	106.1	135	127.4	72.9	92.6	84.3
2011	2.3	33.4	34.9	62.9	64.6	106.6	128.7	61.8	90.8	59.7	68.5	43.8
2012	20.5	13.2	44	87.6	36.3	47.1	125.7	47.8	80	103.7	77.4	18.6
2013	1.5	53	55.2	92.1	79.5	89.1	32.2	65.6	135.9	62.4	66.3	58.7
2014	37.6	73.7	32.1	29.7	42.7	31.4	80.4	53.3	89.8	72.7	38	49.7
2015	11.1	32.6	98	32.6	32.2	88.4	107.6	68.9	100	65.6	23.5	17.2
2016	17.5	15.4	50.6	54.1	24.4	98.8	77.9	82.8	108.8	116.7	34.8	26.4
2017	22	99.6	124.5	164	62.6	164.8	157.6	132	56.6	57.9	66.5	62.4
2018	0	36.4	114.3	127	15.2	78	14.7	86.1	98.1	65.8	1.5	7.4
2019	29.8	20.8	52.4	87.2	129	91.3	19.6	45.7	45.7	0	0	0
2020								128	84	43.9	69.3	83.6
2021	27.6	34.7	24.4	28.4	61.3	97	53.2	16.3	81.8			
PROMEDIO	16.6	42.0	61.8	75.8	61.6	90.0	82.2	76.9	91.6	65.6	48.9	41.1
MAXIMOS	37.6	99.6	124.5	164.1	130.0	164.8	157.6	134.9	135.9	116.7	92.6	84.3
MINIMOS	0.0	13.2	24.4	28.4	15.2	31.4	14.7	16.3	45.7	0.0	0.0	0.0

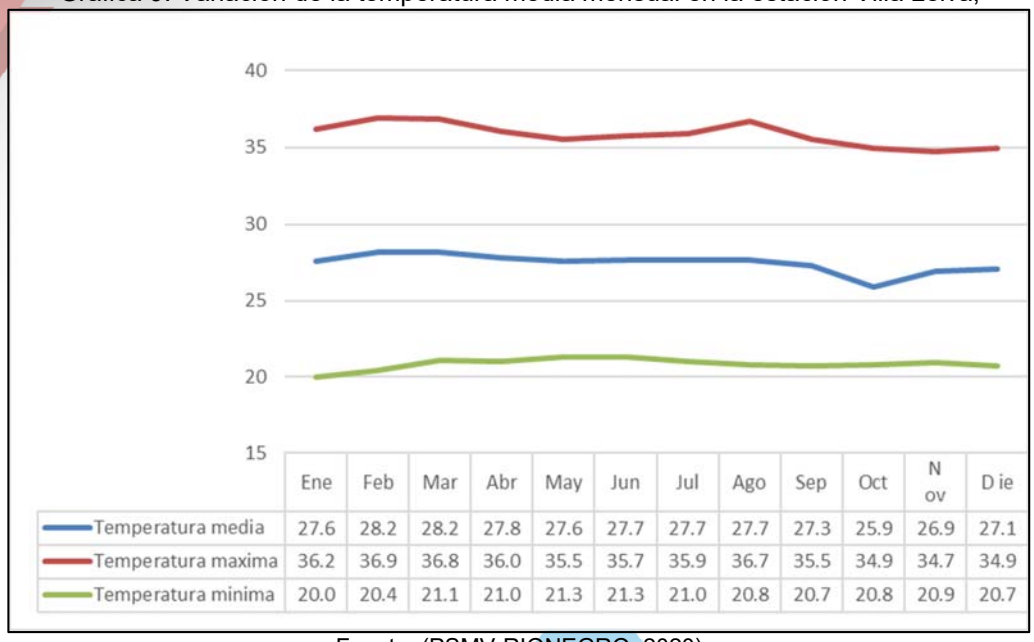
Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

9.2.2.2. Temperatura

La variación de la temperatura observada entre estaciones, está directamente relacionada con el gradiente altitudinal, ya que el trópico se caracteriza por la relativa uniformidad de la temperatura en cada sitio, durante el año. Las principales diferencias en la temperatura atmosférica se dan durante el día, pero esas oscilaciones son insignificantes si se comparan con las que se presentan en las regiones septentrionales del planeta.

En la siguiente grafica se aprecia la variación de la temperatura media, máxima y mínima medidas en la estación climatológica principal Villa Leiva, localizada en el municipio de Sabana de Torres, muy cerca del centro sur del área de influencia de la zona municipal de Rionegro. (PSMV-RIONEGRO, 2020).

Gráfica 9. Variación de la temperatura media mensual en la estación Villa Leiva,



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Die
Temperatura media	27.6	28.2	28.2	27.8	27.6	27.7	27.7	27.7	27.3	25.9	26.9	27.1
Temperatura maxima	36.2	36.9	36.8	36.0	35.5	35.7	35.9	36.7	35.5	34.9	34.7	34.9
Temperatura minima	20.0	20.4	21.1	21.0	21.3	21.3	21.0	20.8	20.7	20.8	20.9	20.7

Fuente: (PSMV-RIONEGRO, 2020)

9.2.2.3. Viento

Velocidad

Por definición, el viento es el movimiento natural del aire. Se determina con la dirección o punto del horizonte desde donde sopla y por su velocidad, de la cual depende su mayor o menor fuerza. La velocidad del viento determina el desplazamiento del aire en un tiempo determinado, se utilizan como unidades el metro lineal y el segundo (m/s).

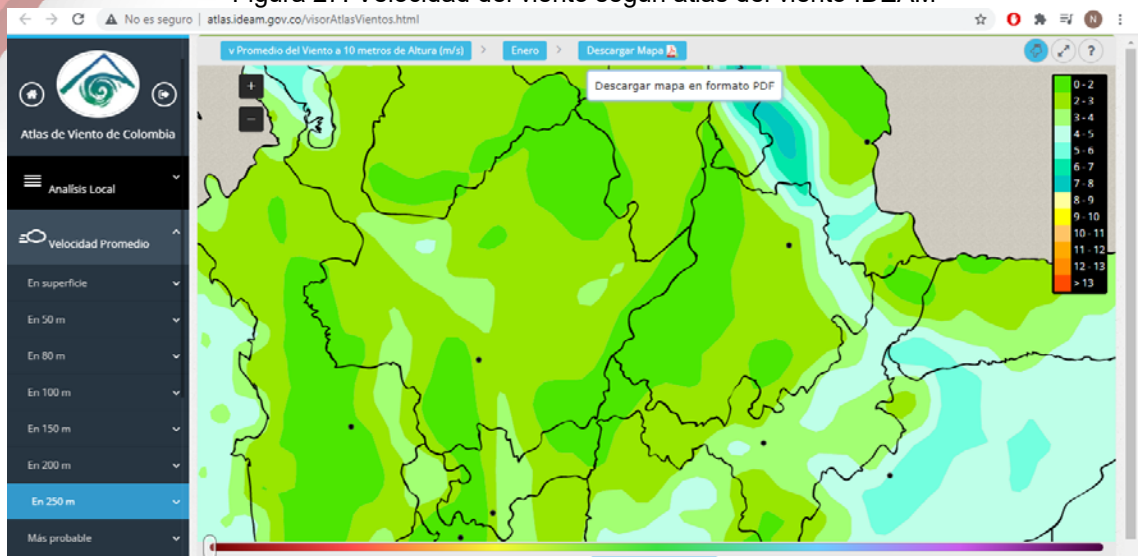
Se ha convenido internacionalmente que el viento en superficie corresponde al medido a una altura normalizada de 10 m sobre el suelo, en terreno descubierto.

En el Atlas de Viento y Energía Eólica del IDEAM se reportan dieciséis sitios puntuales que exhiben niveles de velocidad con cierto grado de importancia en el aprovechamiento energético; entre estos está la estación ubicada en el aeropuerto de Palonegro, en el municipio de Lebrija, Santander. En esta región los vientos provienen del noroeste; en su ciclo diario y a lo largo del año, se presentan entre medio día y cinco de la tarde, con velocidades de 5 m/s en promedio.

Por otro lado, la velocidad promedio del viento por hora en Sabana de Torres (municipio cercano al centro poblado de Papayal), no varía considerablemente durante el año y permanece en un margen de más o menos *0,4 kilómetros por hora* de *2,7 kilómetros por hora*. (weatherspark., 2021). El mapa de velocidad de

viento generado por el atlas de vientos de Colombia (AtlasvientoIDEAM, 2021), que se presenta en la siguiente figura:

Figura 27. Velocidad del viento según atlas del viento IDEAM



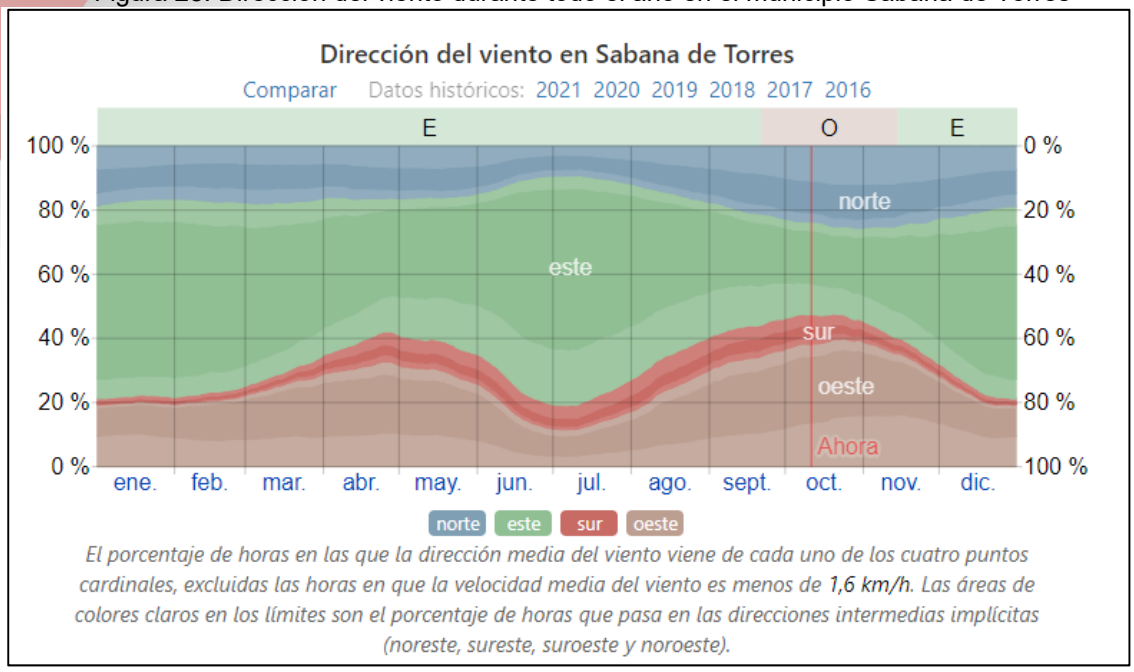
Fuente: (AtlasvientoIDEAM, 2021)

Dirección del viento

La dirección predominante promedio por hora del viento en Sabana de Torres varía durante el año.

El viento con más frecuencia viene del *oeste* durante *1,8 meses*, del *21 de septiembre* al *14 de noviembre*, con un porcentaje máximo del *40 %* en *24 de octubre*. El viento con más frecuencia viene del *este* durante *10 meses*, del *14 de noviembre* al *21 de septiembre*, con un porcentaje máximo del *60 %* en *1 de enero*. (weatherspark., 2021). Los detalles se presentan en la siguiente figura:

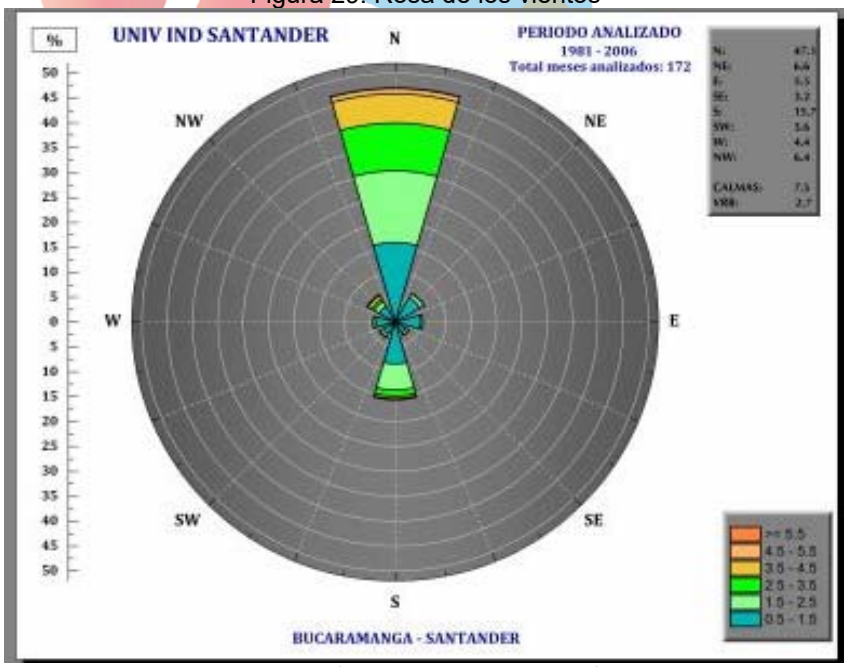
Figura 28. Dirección del viento durante todo el año en el municipio Sabana de Torres



Fuente: (weatherspark., 2021)

La rosa de los vientos generada para este proyecto, procede de la Universidad Industrial de Santander y se presenta en la siguiente figura:

Figura 29. Rosa de los vientos



Fuente: (AtlasvientoIDEAM, 2021)

9.2.2.4. Balance hídrico

Debido a que no se cuentan con datos de evaporación de la estación aeropuerto San Luis se calcula la evapotranspiración potencial (ETP) para el municipio de Ipiales usando la fórmula de Thornthwaite:

$$ETP_{\text{sin } corr} = 16\left(\frac{10t}{I}\right)^{a}$$

$$I = \sum i^{1.514}$$

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)$$

Donde:

ETPsin corr = ETP mensual en mm/mes para meses de 30 días y 12 horas de sol (teóricas)
t = temperatura media mensual (ºC)
I = índice de calor anual
a = 675x10-9I3-771x10-7I2+1792x10-5I+0.49239

Luego:

$$ETP = ETP_{\text{sin } corr}\frac{N}{12}\frac{d}{30}$$

Donde:

N = número máximo de horas de sol, dependiendo del mes y de la latitud
d = número de días del mes

Tabla 50. Resultado calculo evapotranspiración método Thornthwaite

	set	oct	nov	dic	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	Total
temp	**27.3**	**27.3**	**27.3**	**27.3**	**27.6**	**27.6**	**27.6**	**27.6**	**27.6**	**27.6**	**27.6**	**27.6**	
i	13.07	13.07	13.07	13.07	13.28	13.28	13.28	13.28	13.28	13.28	13.28	13.28	**158.52**
ETP sin corr	147.4	147.4	147.4	147.4	154.1	154.1	154.1	154.1	154.1	154.1	154.1	154.1	
nºdias mes	30	31	30	31	31	28.25	31	30	31	30	31	31	
nº horas luz	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	
ETP corr.	**147.4**	**152.3**	**147.4**	**152.3**	**159.2**	**145.1**	**159.2**	**154.1**	**159.2**	**154.1**	**159.2**	**159.2**	**1848.6**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los resultados del balance hídrico se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 51. Resultado calculo balance hídrico

PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes
P	61.72	90.37	160.90	291.78	327.73	217.65	226.35	261.50	323.83	387.06	355.74	146.39
EVP	159.22	145.09	159.22	154.08	159.22	154.08	159.22	159.22	147.36	152.27	147.36	152.27
Es	46.71	105.15	376.00	1469.85	1931.15	745.97	816.11	1138.77	1877.45	2867.98	2345.20	304.24

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Donde:

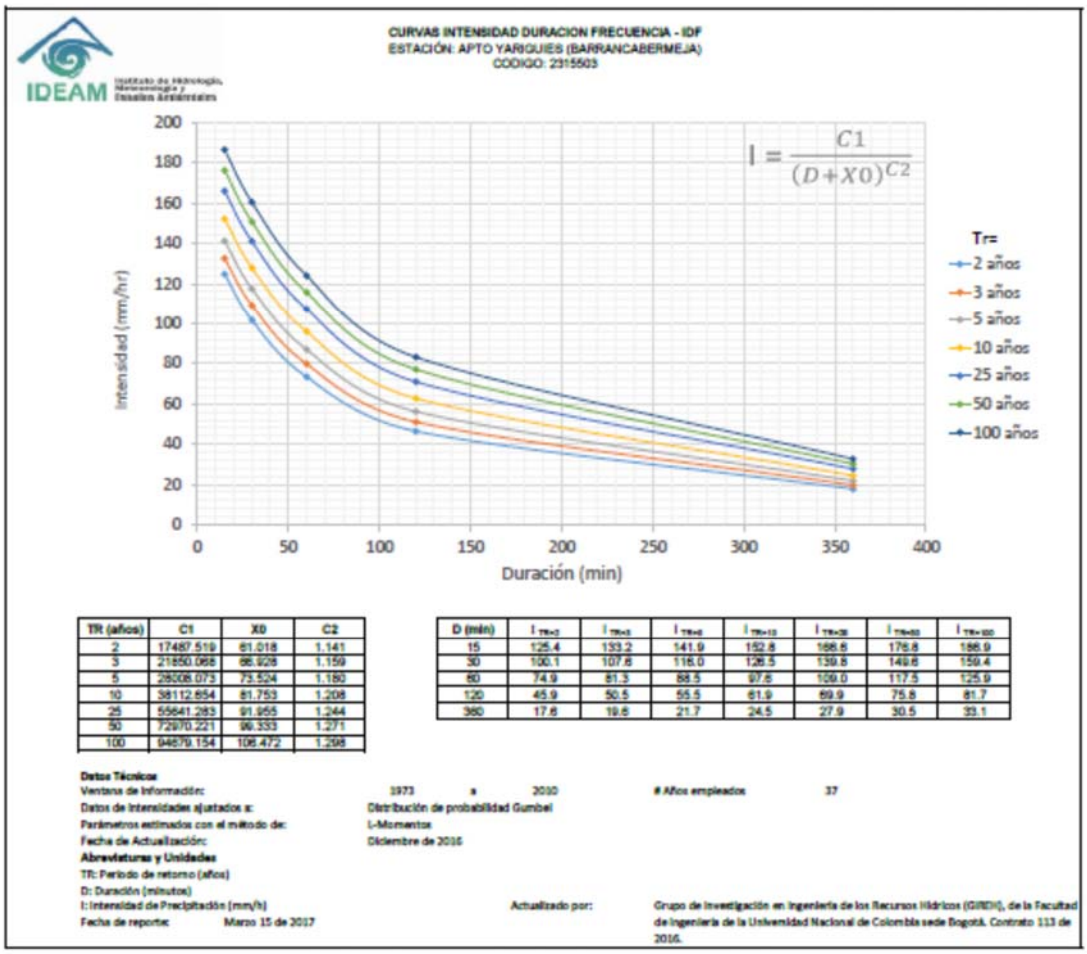
P = Precipitación total mensual promedio
Es = Escurrimiento superficial
EVP = Evaporacion media anual
I = Infiltracion media anual
VAR S = Variacion del almacenamiento subterraneo

$$P - Es - EVP - I +- VAR\ S = 0$$

9.2.2.5. Curva IDF

La curva IDF de la zona de estudio del portal http://dhime.ideam.gov.co, la cual se presenta en la siguiente gráfica:

Gráfica 10. Curva IDF para el municipio de Rionegro Santander



TR (años)	C1	X0	C2
2	17487.519	61.018	1.141
3	21850.066	66.926	1.159
5	28008.073	73.524	1.180
10	38112.654	81.753	1.208
25	55641.283	91.955	1.244
50	72970.221	99.333	1.271
100	94879.154	106.472	1.298

D (min)	I TR=2	I TR=3	I TR=5	I TR=10	I TR=25	I TR=50	I TR=100
15	125.4	133.2	141.9	152.8	166.5	176.8	186.9
30	100.1	107.6	116.0	126.5	139.8	149.6	159.4
60	74.9	81.3	88.5	97.6	109.0	117.5	125.9
120	45.9	50.5	55.5	61.9	69.9	75.8	81.7
360	17.6	19.6	21.7	24.5	27.9	30.5	33.1

Fuente: (IDEAM, s.f.)

9.2.2.6. Análisis estadístico

Una vez definidas las tablas de uso práctico y diseñadas las curvas IDF para la estación, se procedió a analizar el comportamiento de las variables involucradas en este estudio, relacionando simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, de modo de representar la relación de la intensidad, duración y la frecuencia no sólo en forma gráfica, sino que también en forma analítica, para lo cual se utilizó la ecuación (1) propuesta por Aparicio (1997), la cual ha sufrido una pequeña modificación, quedando expresada de la siguiente forma:

$$I = \frac{kT^m}{D^n} \quad (1)$$

Donde:
k, m y n son constantes que se calculan mediante un análisis de regresión lineal múltiple, donde T es el período de retorno en años, D la duración en minutos u horas, e I la intensidad de precipitación en mm/hr.

Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación (1) propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación (2):

$$\log I = \log k + m \log T - n \log D \quad (2)$$

Para establecer la calidad de la regresión, se analizaron los supuestos de regresión para la función modelada y este análisis debió probar los supuestos de Normalidad, Homocedasticidad y no-Auto-correlación. Además, se utilizó como medida de bondad de ajuste al Coeficiente de Determinación R2 y la prueba U de Mann Whitney. A continuación, se presenta los resultados obtenidos:

Tabla 52. Precipitación para diferentes tiempos de duración

Tiempo de	Cociente	P.M.P. (mm) para diferentes tiempos de duración Sg. Periodo de Retorno							
Duración		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	500 años
24 hr	X24	755.97	977.16	1123.62	1308.66	1445.94	1525.73	1582.20	1897.08
18 hr	X18 = 91%	687.93	889.22	1022.49	1190.88	1315.80	1388.41	1439.80	1726.34
12 hr	X12 = 80%	604.77	781.73	898.89	1046.93	1156.75	1220.58	1265.76	1517.67
8 hr	X8 = 68%	514.06	664.47	764.06	889.89	983.24	1037.50	1075.90	1290.02
6 hr	X6 = 61%	461.14	596.07	685.41	798.28	882.02	930.69	965.14	1157.22
5 hr	X5 = 57%	430.90	556.98	640.46	745.94	824.18	869.66	901.85	1081.34
4 hr	X4 = 52%	393.10	508.13	584.28	680.50	751.89	793.38	822.74	986.48
3 hr	X3 = 46%	347.74	449.50	516.86	601.98	665.13	701.83	727.81	872.66
2 hr	X2 = 39%	294.83	381.09	438.21	510.38	563.92	595.03	617.06	739.86
1 hr	X1 = 30%	226.79	293.15	337.09	392.60	433.78	457.72	474.66	569.12

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Basándose en los resultados de la anterior tabla, y los tiempos de duración adoptados, calculamos la intensidad equivalente para cada caso, según:

$$I = \frac{P\,[mm]}{t_{duración}\,[hr.]}$$

Tabla 53. Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de duración

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno							
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	500 años
24 hr	1440	31.50	40.72	46.82	54.53	60.25	63.57	65.93	79.05
18 hr	1080	38.22	49.40	56.81	66.16	73.10	77.13	79.99	95.91
12 hr	720	50.40	65.14	74.91	87.24	96.40	101.72	105.48	126.47
8 hr	480	64.26	83.06	95.51	111.24	122.90	129.69	134.49	161.25
6 hr	360	76.86	99.35	114.23	133.05	147.00	155.12	160.86	192.87
5 hr	300	86.18	111.40	128.09	149.19	164.84	173.93	180.37	216.27
4 hr	240	98.28	127.03	146.07	170.13	187.97	198.34	205.69	246.62
3 hr	180	115.91	149.83	172.29	200.66	221.71	233.94	242.60	290.89
2 hr	120	147.41	190.55	219.11	255.19	281.96	297.52	308.53	369.93
1 hr	60	226.79	293.15	337.09	392.60	433.78	457.72	474.66	569.12

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno, Sg. Bernard es:

$$I = \frac{a * T^b}{t^c}$$

En la cual:
I = Intensidad.
t = Duración de la lluvia (min)
T = Periodo de retorno (años)
a,b,c =Parámetros de ajuste.

Realizando un cambio de variable:

$$d = a * T^b$$

Dónde:

$$I = \frac{d}{t^c} \Rightarrow I = d * t^{-c}$$

Los parámetros de ajuste para los diferentes periodos de retorno se presentan a continuación:

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	31.499	7.272	3.450	25.089	52.888
2	1080	38.218	6.985	3.643	25.448	48.786
3	720	50.398	6.579	3.920	25.790	43.287
4	480	64.257	6.174	4.163	25.701	38.116
5	360	76.856	5.886	4.342	25.557	34.646
6	300	86.180	5.704	4.456	25.419	32.533
7	240	98.276	5.481	4.588	25.144	30.037
8	180	115.915	5.193	4.753	24.681	26.967
9	120	147.413	4.787	4.993	23.905	22.920
10	60	226.790	4.094	5.424	22.208	16.764
10	4980	935.801	58.155	43.732	248.942	346.944
Ln (A) =	7.9579	*A =*	2857.95	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	40.715	7.272	3.707	26.956	52.888
2	1080	49.401	6.985	3.900	27.240	48.786
3	720	65.144	6.579	4.177	27.479	43.287
4	480	83.059	6.174	4.420	27.285	38.116
5	360	99.345	5.886	4.599	27.068	34.646
6	300	111.397	5.704	4.713	26.882	32.533
7	240	127.031	5.481	4.844	26.551	30.037
8	180	149.832	5.193	5.010	26.014	26.967
9	120	190.547	4.787	5.250	25.134	22.920
10	60	293.149	4.094	5.681	23.259	16.764
10	4980	1209.621	58.155	46.299	263.868	346.944
Ln (A) =	8.2145	*A =*	3694.20	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	46.817	7.272	3.846	27.971	52.888
2	1080	56.805	6.985	4.040	28.216	48.786
3	720	74.908	6.579	4.316	28.398	43.287
4	480	95.508	6.174	4.559	28.148	38.116
5	360	114.234	5.886	4.738	27.890	34.646
6	300	128.092	5.704	4.853	27.679	32.533
7	240	146.070	5.481	4.984	27.316	30.037
8	180	172.288	5.193	5.149	26.739	26.967
9	120	219.105	4.787	5.390	25.802	22.920
10	60	337.085	4.094	5.820	23.830	16.764
10	4980	1390.914	58.155	47.695	271.990	346.944
Ln (A) =	8.3542	*A =*	4247.87	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	54.528	7.272	3.999	29.080	52.888
2	1080	66.160	6.985	4.192	29.280	48.786
3	720	87.244	6.579	4.469	29.401	43.287
4	480	111.236	6.174	4.712	29.089	38.116
5	360	133.047	5.886	4.891	28.787	34.646
6	300	149.187	5.704	5.005	28.549	32.533
7	240	170.126	5.481	5.137	28.152	30.037
8	180	200.661	5.193	5.302	27.531	26.967
9	120	255.189	4.787	5.542	26.532	22.920
10	60	392.599	4.094	5.973	24.455	16.764
10	4980	1619.978	58.155	49.220	280.856	346.944
Ln (A) =	8.5066	*A =*	4947.43	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	60.247	7.272	4.098	29.806	52.888
2	1080	73.100	6.985	4.292	29.977	48.786
3	720	96.396	6.579	4.568	30.057	43.287
4	480	122.905	6.174	4.811	29.705	38.116
5	360	147.004	5.886	4.990	29.374	34.646
6	300	164.837	5.704	5.105	29.118	32.533
7	240	187.972	5.481	5.236	28.698	30.037
8	180	221.710	5.193	5.401	28.049	26.967
9	120	281.958	4.787	5.642	27.010	22.920
10	60	433.781	4.094	6.073	24.863	16.764
10	4980	1789.910	58.155	50.218	286.657	346.944
Ln (A) =	8.6064	*A =*	5466.40	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 75 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	63.572	7.272	4.152	30.196	52.888
2	1080	77.134	6.985	4.346	30.352	48.786
3	720	101.715	6.579	4.622	30.410	43.287
4	480	129.687	6.174	4.865	30.036	38.116
5	360	155.116	5.886	5.044	29.691	34.646
6	300	173.933	5.704	5.159	29.424	32.533
7	240	198.345	5.481	5.290	28.993	30.037
8	180	233.945	5.193	5.455	28.328	26.967
9	120	297.517	4.787	5.695	27.267	22.920
10	60	457.718	4.094	6.126	25.083	16.764
10	4980	1888.682	58.155	50.755	289.780	346.944
Ln (A) =	8.6601	*A =*	5768.05	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	65.925	7.272	4.189	30.461	52.888
2	1080	79.989	6.985	4.382	30.606	48.786
3	720	105.480	6.579	4.659	30.650	43.287
4	480	134.487	6.174	4.901	30.261	38.116
5	360	160.857	5.886	5.081	29.904	34.646
6	300	180.371	5.704	5.195	29.631	32.533
7	240	205.686	5.481	5.326	29.192	30.037
8	180	242.604	5.193	5.491	28.517	26.967
9	120	308.529	4.787	5.732	27.441	22.920
10	60	474.660	4.094	6.163	25.232	16.764
10	4980	1958.588	58.155	51.118	291.894	346.944
Ln (A) =	8.6964	*A =*	5981.55	*B =*	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 500 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	79.045	7.272	4.370	31.781	52.888
2	1080	95.908	6.985	4.563	31.874	48.786
3	720	126.472	6.579	4.840	31.844	43.287
4	480	161.252	6.174	5.083	31.381	38.116
5	360	192.870	5.886	5.262	30.973	34.646
6	300	216.267	5.704	5.377	30.666	32.533
7	240	246.621	5.481	5.508	30.187	30.037
8	180	290.886	5.193	5.673	29.459	26.967

9	120	369.931	4.787	5.913	28.310	22.920
10	60	569.125	4.094	6.344	25.975	16.764
10	4980	2348.377	58.155	52.933	302.449	346.944
Ln (A) =	8.8779	*A =*	7171.97	*B =*	-0.6164	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [c]
2	2857.95	-0.61639
5	3694.20	-0.61639
10	4247.87	-0.61639
25	4947.43	-0.61639
50	5466.40	-0.61639
75	5768.05	-0.61639
100	5981.55	-0.61639
500	7171.97	-0.61639
Promedio =	5016.93	-0.61639

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

$$d = a * T^{b}$$

Regresión potencial						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	2857.947	0.693	7.958	5.516	0.480
2	5	3694.196	1.609	8.215	13.221	2.590
3	10	4247.866	2.303	8.354	19.236	5.302
4	25	4947.429	3.219	8.507	27.382	10.361
5	50	5466.404	3.912	8.606	33.668	15.304
6	75	5768.053	4.317	8.660	37.390	18.641
7	100	5981.548	4.605	8.696	40.049	21.208
8	500	7171.967	6.215	8.878	55.173	38.621
8	767	40135.410	26.873	67.874	231.634	112.507
Ln (A) =	7.9352	*A =*	2793.98	*B =*	0.1634	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Termino constante de regresión (a) = 2793.98
Coef. de regresión (b) =0.1634

Finalmente se obtiene la ecuación de intensidad válida para la cuenca:

$$I = \frac{2793.98 * T^{0.1634}}{t^{0.616}}$$

Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)
T = Periodo de Retorno (años)
t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Los resultados de precipitación en función del periodo de retorno se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 54. Precipitación 24 horas en función del periodo de retorno

ESTACION	ALTITUD msnm	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)					
		5	10	25	50	100	500
23155030	126	929.76	1098.81	1312.40	1470.85	1628.14	1991.60

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La precipitación máxima en 24 horas para los diferentes periodos de retorno se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 55. Duración de la precipitación en función del periodo de retorno

DURACION		PERIODO DE RETORNO					
Hr	min	5	10	25	50	100	500
0.17	10.00	268.40	317.20	378.86	424.60	470.00	574.92
0.33	20.00	319.18	377.21	450.54	504.94	558.93	683.70
0.50	30.00	353.23	417.46	498.60	558.80	618.56	756.64
0.67	40.00	379.57	448.59	535.78	600.47	664.68	813.07
0.83	50.00	401.35	474.32	566.52	634.92	702.82	859.71
1.00	60.00	420.07	496.44	592.94	664.53	735.59	899.81
1.50	90.00	464.88	549.40	656.20	735.43	814.07	995.80
2.00	120.00	499.55	590.37	705.13	790.27	874.77	1070.06
4.00	240.00	594.06	702.07	838.55	939.79	1040.29	1272.52
6.00	360.00	657.44	776.97	928.01	1040.05	1151.27	1408.27
7.00	420.00	683.27	807.50	964.47	1080.91	1196.50	1463.60
8.00	480.00	706.46	834.91	997.21	1117.61	1237.12	1513.29
10.00	600.00	747.00	882.81	1054.42	1181.73	1308.09	1600.11
11.00	660.00	765.01	904.10	1079.84	1210.22	1339.63	1638.69
12.00	720.00	781.83	923.98	1103.59	1236.84	1369.10	1674.73
24.00	1440.00	929.76	1098.81	1312.40	1470.85	1628.14	1991.60

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

9.2.2.7. Tiempo de concentración.

Es el tiempo que demora una partícula de agua desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de interés. Corresponde al lapso entre el final de la lluvia y el momento en que cesa el escurrimiento superficial. También se puede definir como el lapso de tiempo entre el inicio de la precipitación y el momento en que toda el área de drenaje contribuye al escurrimiento superficial.

Puede utilizarse un procedimiento de tanteos para determinar el tiempo crítico de concentración donde existen varias rutas posibles que deben considerarse. El tiempo de concentración de cualquier punto en un sistema de drenaje de aguas lluvias es la suma del tiempo de entrada t_o (el tiempo que se toma para fluir desde

el punto más remoto hasta la entrada al alcantarillado) y del tiempo de flujo tf en los alcantarillados localizados aguas arriba conectados al punto de salida:

$$t_c = t_0 + t_f$$

El tiempo de flujo está dado por la ecuación:

$$t_f = \sum_{i=1}^{n} \frac{Li}{Vi}$$

Donde:
Li es la longitud del *i*-ésimo tubo a lo largo de la trayectoria de flujo
Vi es la velocidad de flujo en el tubo.

El tiempo de entrada, o tiempo de concentración para el caso de que no exista alcantarillado aguas arriba, puede obtenerse mediante observaciones experimentales o puede estimarse utilizando ecuaciones como las presentadas a continuación:

KIRPICH (California)	*Tc = 0.055 L0.77 S-0.385*
U.S. CORPS OF ENGINEERS	*Tc = 0.0882 L0.76 S-0.19*
CHOW	*Tc = 0.197 L0.64 S-0.32*

Pueden existir varias rutas posibles de flujo para diferentes cuencas drenadas por un alcantarillado; el mayor tiempo de concentración de todos los tiempos para las diferentes rutas se supone que es el tiempo de concentración crítico del área drenada.

Mediante la aplicación de las diferentes fórmulas, en todos los casos se obtuvieron tiempos de concentración dentro del mismo orden de magnitud. Inicialmente se calcula los parámetros geomorfológicos para las cuencas que derivan en las alcantarillas o puentes. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 56. Parámetros geomorfológicos de la cuenca rio Lebrija

ZONA APORTANTE	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS								
	AREA A km2	PERIMETRO P km	LONGITUD CAUCE L km	COTA MINIMA msnm	COTA MAXIMA msnm	PENDIENTE (s) m/m	COTA MEDIA msnm	INDICE DE COMPACIDAD	FACTOR DE FORMA
RIO LEBRIJA	4754.757	322.646	228.000	64.0	3800.0	0.016	1932.0	1.32	0.09

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La evaluación hidrológica del rio Lebrija, considero unos parámetros geomorfológicos adecuados para este tipo de cuenca. Los parámetros hidrológicos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 57. Parámetros hidrológicos del proyecto

ZONA APORTANTE	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (hr)					T LAG min	PRECIPITACION MAXIMA (mm) PERIODO DE RETORNO				
	KIRPICH	HATHAWAY	BRANSBY WILLIAMS	US CORP. ING.	MEDIA GEOMETRICA		10	25	50	100	500
RIO LEBRIJA	21.11	9.44	54.14	40.59	25.72	925.80	1098.8	1312.4	1470.9	1628.1	1991.6

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

9.2.2.9. Caudales máximos instantáneos.

Los cálculos de caudales máximos instantáneos se hicieron a través de las siguientes herramientas:

- Para áreas de drenaje mayores de 2.5 km^2 se ha aplicado la teoría del hidrograma unitario sintético curvilíneo del United States Soil Conservation Service, al cual se le aplica la lluvia de diseño.
- Para áreas de drenaje pequeñas, con áreas de drenaje a menores a 2.5 Km² se aplica el Método Racional.

Se selecciona la metodología del hidrograma unitario sintético curvilíneo del United States Soil Conservation Service, ya que el área de drenaje es superior a 2,5km^2.

Hidrograma unitario sintético curvilíneo del soil conservation service

Los caudales máximos instantáneos teóricos de escorrentía superficial producidos por sus áreas de drenaje, se calculan con base en la teoría del hidrograma unitario sintético curvilíneo del Soil Conservation Service.

El caudal pico para una lluvia efectiva de 1 mm se ha calculado como:

$$Qp = 0.208\ A\ /\ t_{pico}$$

En donde:
Qp = Caudal máximo instantáneo en m^3/seg para 1 mm de lluvia efectiva.
A = Área de drenaje en Km^2
Tpico = Tiempo al pico, h

Para calcular el tiempo de desfase utilizamos el método de número de curva CN. En el cual:

$$Td = \frac{L^{0.8}\,(2540 - 22{,}86CN)^{0.7}}{14104\,CN^{0.7}S^{0.5}}$$

Dónde:
Td: tiempo de desfase en horas.
CN: Numero de curva del SCS.
L: Longitud del cauce principal en metros (m)
S: Pendiente del cauce principal en metros por metro (m/m).

El caudal calculado para el rio Lebrija para diferentes periodos de retorno se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 58. Caudal rio Lebrija para diferentes periodos de retorno

ZONA APORTANTE	AREA A KM2	TIEMPO DE RETRASO Tr (hr)	TIEMPO PICO Tp (hr)	TIEMPO BASE Tb (hr)	CAUDAL UNITARIO qp (m3/s/mm)	NUMERO DE CURVA N (*)	ALTURA DE LLUVIA (mm) TR				
							10	25	50	100	500
RIO LEBRIJA	4754.76	11.47	21.61	57.70	45.73	54.0	1098.8	1312.4	1470.9	1628.1	1991.6

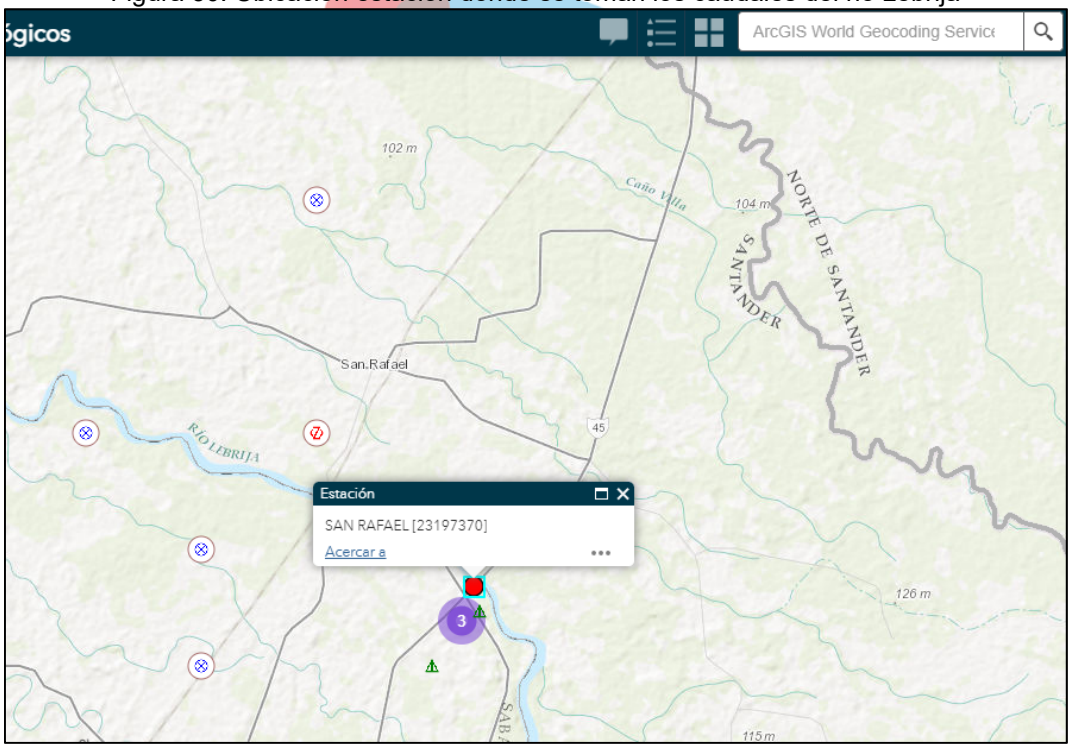
ZONA APORTANTE	LLUVIA EFECTIVA Pe (mm) TR					CAUDAL MAXIMO (M3/S) TR				
	10	25	50	100	500	10	25	50	100	500
RIO LEBRIJA	875.97	1636.73	1795.34	1951.17	2309.24	52.20	27.90	25.50	23.40	19.80

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

9.2.2.10. Caudales del rio Lebrija

Los caudales máximo, medio y mínimo del rio Lebrija se tomaron del portal IDEAM en la estación san Rafael del municipio Sabana de Torres, la cual se ubica en la siguiente figura:

Figura 30. Ubicación estación donde se toman los caudales del rio Lebrija



Fuente: (IDEAM, s.f.)

Los caudales mensuales reportados se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 59. Caudales medios en m3/s del rio Lebrija

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2015	28.25	54.16	47.62	54.08	74.53	41.78	32.87	27.74	42.48	41.21	83.55	25.12
2016	19.57	13.35	18.35	46.26	70.71	58.00	33.79	31.60	62.52	101.00	83.93	58.16
2017				126.70	195.83	134.81	110.59	113.79	199.70	183.78	257.15	191.53
2018	91.10	48.76	104.86	158.19	232.68	92.95	46.06	47.64	153.20	244.17	163.24	
2019			55.97	101.52	97.28	83.76	53.15	54.01	58.99	87.10	109.23	67.15
2020	65.85	46.71	52.79	58.63	57.32	68.99	68.33	65.18	76.71	117.29	177.41	77.93
2021	52.58	49.57	70.41	99.03	122.15	102.23	83.49	112.36	122.66			
PROMEDIO	51.47	42.51	58.33	92.06	121.50	83.22	61.18	64.62	102.32	129.09	145.75	83.98

Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

Tabla 60. Caudales máximos en m3/s del rio Lebrija

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2015	137.4	460.7	240.3	154.7	620	80.76	120.2	98.06	351	156.7	448.3	59.6
2016	112.8	26	77.35	378	318.7	217.5	90.69	49.7	217.5	356.4	520.2	351
2017				350.9	378	359	132.2	123.56	356.31	466.8	353.605	356.31
2018	217.45	64	266.25	350.9	353.6	334.8	67.99	117.15	356.31	361.72	298.07	
2019			174.69	278.3	297.2	225.1	93.01	199.215	193.555	278.295	283.01	212.42
2020	301.87	113.5035	273.58	254.7	301.9	244.1	301.9	206.955	178.463	328.04	354.21	301.87
2021	85.60	85.60	278.30	229.34	301.87	301.87	229.34	294.80	273.58			
PROMEDIO	171.02	149.96	218.41	285.27	367.31	251.88	147.90	155.63	275.25	324.66	376.23	256.24

Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

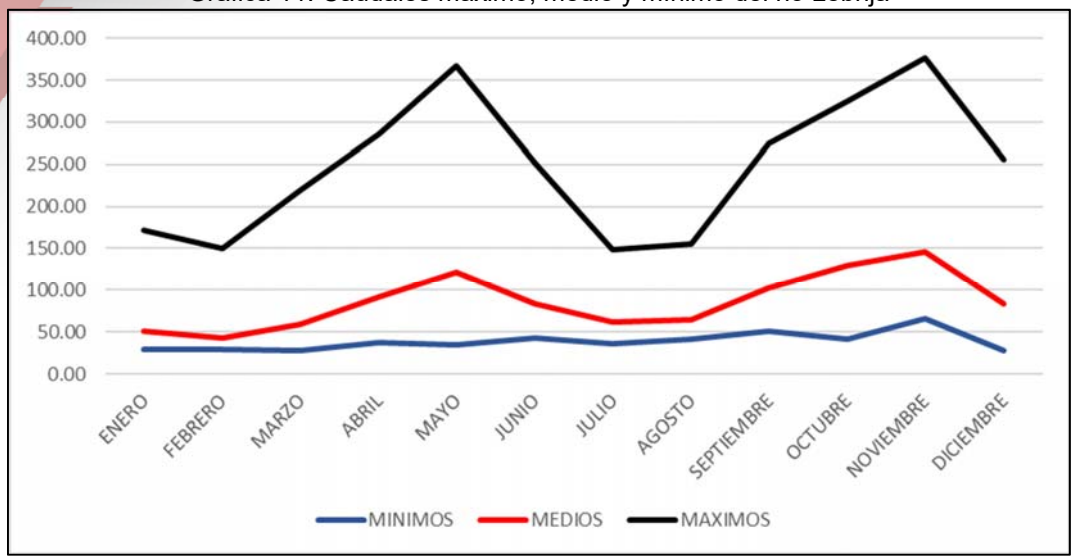
Tabla 61. Caudales mínimos en m3/s del rio Lebrija

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2015	17.06	25.18	21.38	34.59	31.10	25.66	17.57	18.41	19.00	15.50	30.00	11.00
2016	10.00	12.00	7.00	12.00	26.00	22.50	19.00	20.40	25.30	32.40	8.00	2.00
2017				33.20	7.00	42.00	37.20	59.60	115.68	38.80	194.60	26.00
2018	47.50	32.40	34.80	42.00	46.40	44.20	34.80	31.60	38.80	56.30	53.00	
2019			31.74	43.78	39.43	56.30	40.88	40.15	37.25	46.68	50.07	44.50
2020	32.90	34.35	31.74	36.53	36.53	45.23	43.78	43.05	55.41	58.08	60.75	56.30
2021	38.70	38.70	40.15	62.53	53.63	62.53	53.63	72.71	68.42			
PROMEDIO	29.23	28.53	27.80	37.80	34.30	42.63	35.26	40.85	51.41	41.29	66.07	27.96

Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

Estas tablas se resumen en la siguiente gráfica:

Gráfica 11. Caudales máximo, medio y mínimo del rio Lebrija



Fuente: (IDEAM, s.f.) (CIA-S.A.S, 2022)

Se puede observar que los picos máximos se presentan en el mes de mayo con 367,3 m^3/s y en el mes de noviembre con 376,2 m^3/s. El caudal medio esta entre 42,5 m^3/s y 145,7 m^3/s.

Este caudal es suficiente para abastecer el acueducto del centro poblado el Papayal, pero debido a las altas concentraciones de sedimentos, es difícil su tratamiento, por los altos costos que conlleva operar una planta para tratar este tipo de aguas, por este motivo a partir del año 1995, se decidió aprovechar un acuífero que entrega un agua con baja concentración de sedimentos y es el abastecimiento que actualmente surte el acueducto del centro poblado el Papayal. Este acuífero es permanente y no necesita recarga, por lo cual se puede mantener constante el bombeo para las necesidades del acueducto.

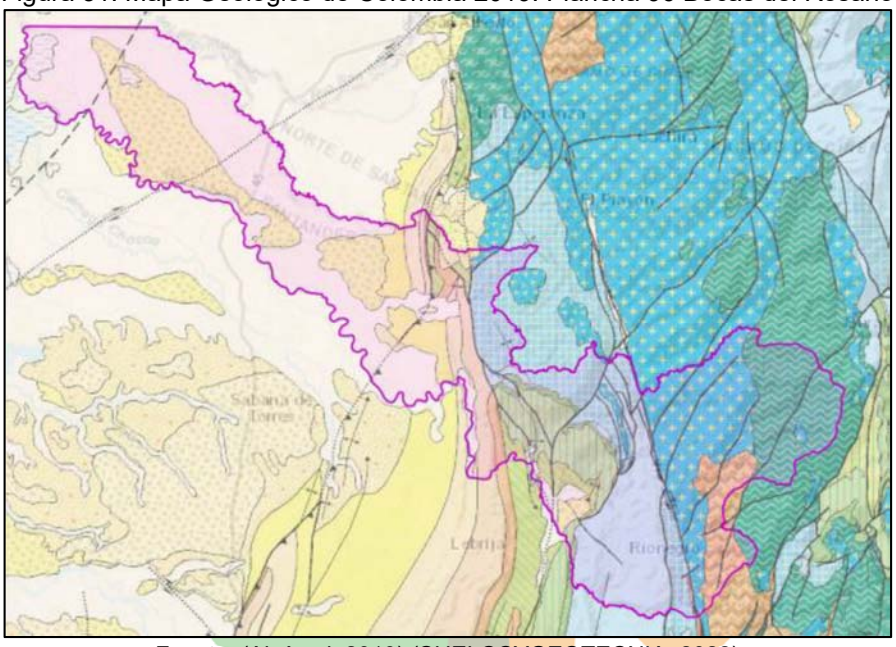
10. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, SUELOS Y GEOTECNIA

10.1. GEOLOGIA

10.1.1. Geología regional

En el área de la Plancha 96 afloran rocas volcano sedimentarias, sedimentarias e ígneas intrusivas, de edad Jurásica a Neógena, que ocupan aproximadamente el 36% del área de la plancha. Estas rocas se presentan en la región occidental de la misma y hacen parte del flanco oriental de la Serranía de San Lucas. Los depósitos consolidados y no consolidados del Pleistoceno-Holoceno cubren el 64% restante de su superficie y rellenan la Cuenca del Valle Medio del Magdalena.

Figura 31. Mapa Geológico de Colombia 2019. Plancha 96 Bocas del Rosario



Fuente: (Alcárcel, 2019) (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

10.1.2. Unidades litológicas

Formación Noreán (J1-2n)

En el área de la Plancha 96 la unidad sólo aflora en la región occidental, donde conforma un relieve abrupto alcanzando alturas hasta de 660 m.s.n.m. en el sector de Santa Lucía (cuadrícula A-1), donde se caracteriza por presentar picos agudos y valles profundos en forma de “V”, generando saltos y caídas de agua hasta de 50 m como se observa en las quebradas San Antonio y Tamocondo.

Formación Arenal (J3a)

En la Plancha 96, sólo aflora el conjunto inferior de esta unidad, el cual se encuentra distribuido a lo largo del Piedemonte Oriental de la Serranía de San Lucas, al occidente de la plancha, desde el sector de Cañabraval, al Sur, hasta la Quebrada San Blas, en jurisdicción de la Población de San Blas.

La Formación Arenal en la Plancha 96 está constituida por areniscas arcosas de grano fino a medio, conglomeráticas, de color gris pálido azuloso, rojizo, habano, con tintes negros (presencia de óxidos), matriz lodosa, mal seleccionadas, dispuestas en capas gruesas (hasta de 1.5 m de espesor). Se presentan esporádicas intercalaciones de arcillolitas y limolitas arenosas, de colores gris, rojo y café.

Formación Rosablanca (K1r)

En el área de la Plancha 96, la Formación Rosablanca forma una franja monoclinalde topografía baja, en la cual las partes más altas las constituyen colinas de extensión reducida y las zonas bajas y planas, llanuras, que se confunden con el valle aluvial del Río Boque.

La base de la Formación Rosablanca en el área de la plancha desarrolla pequeñas ventanas o relictos de caliza resistentes a la erosión, que han quedado expuestos en el área, encima de rocas de la Formación Arenal (FIGURA 7). En general la unidad no presenta afloramientos extensos y contínuos ya que buena parte de ellos se han convertido en suelos residuales o están cubiertos por pastizales, lo cual hace difícil reconocerlos.

10.1.3. Geología Local

Depósitos de Abanicos y Terrazas Aluviales (Qcal)

Los abanicos corresponden a unidades sedimentarias acumuladas en ambientes fluviales durante el Neógeno – Cuaternario, desarrollándose en zonas donde se presentan cambios de pendiente que permiten la acumulación del material traído por los ríos desde las partes altas y sus cauces, observándose, además, leve basculamiento por efectos del levantamiento regional y de la acumulación de material. Las terrazas se producen por acumulación de material aluvial y posterior profundización de las corrientes. En general estos depósitos desarrollan una morfología ligeramente ondulada y poco disectada por las corrientes.

Estos depósitos se observan hacia el Oriente de la Plancha 96, principalmente al Norte del Río Lebrija, incluyendo los sectores de las poblaciones de San Rafael y Papayal, presentándose también hacia el extremo Nororiental de la plancha y al norte de la Quebrada San Albertico-El Pescado.

Este tipo de materiales son bastante extensos, de poco espesor representados por colinas bajas de 2 a 3 m de altura y comprenden una serie de niveles de arcilla de color habano, moteadas, intercaladas con limo y arcilla limosa moteada de color gris amarillento y rojizo, inconsolidadas, sobre las cuales reposan delgados niveles de gravas (huevos de pato), que afloran al oriente del Río Magdalena.

10.1.4. Geología estructural

A nivel regional el sistema deformativo está representado por una estructura transpresiva dextral de dirección NE tipo flor positiva, la cual cruza la región límite entre las planchas 85 y 96. Esta estructura geométricamente es asimétrica con la estructura principal ubicada al W del sistema, denominada Falla Las Brisas de carácter dextral. Hacia el E el sistema evoluciona a estructuras sinuosas de carácter dextral que forman rotaciones horarias típicas de cizalla simple en un ancho aproximado de 20 Km.

La deformación al interior de la flor afecta la secuencia sedimentaría del Valle del Magdalena, y especialmente en las rocas Cretácicas genera pliegues de arrastre tipo S que confirman el mecanismo de cizalla propuesto (Paredes del Ororia). De igual manera los depósitos cuaternarios y en especial el cauce del Río Magdalena es claramente controlado por el mismo mecanismo de cizalla, indicando que la progresión de la deformación tiene marcadas características de actividad reciente.
Las principales fallas de este sistema han sido definidas como Las Brisas, Simití y San Blas. Dada la estrecha relación geográfica de las planchas 85 y 96 en la margen oriental de la Serranía de San Lucas y su sistema deformativo se describen unidas regionalmente.

10.1.5. Falla Las Brisas

Corresponde a la estructura principal que controla la transcurrencia del sistema de flor positiva de Las Brisas. Esta estructura tiene su mejor expresión topográfica cerca al Corregimiento de Las Brisas, allí el desplazamiento del relieve en componente dextral se continúa por cerca de 8 Km., para posteriormente llegar al piedemonte y seguir hacia el NE cortando y controlando aspectos del drenaje asociados al brazo de Simití (Plancha 85) del Río Magdalena.

10.2. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DE ESTUDIO

El proyecto se encuentra ubicado sobre un estrato de arenas limosas, de humedad media y plasticidad baja. Las profundidades de las (3) tres exploraciones fueron de 6.0, 6.0 y 5.0 metros para los respectivos sondeos 1, 2 y 3. Tras la ejecución del ensayo los materiales presentan consistencia semisólida, de acuerdo a los valores de humedad por debajo del límite plástico, *Se observó nivel freático en las tres exploraciones a profundidad de 4.0 metros a los 6.0 metros explorados en el sondeo 1, respecto al sondeo 2 se encontró a partir de los 3.0 metros y para el sondeo 3 a*

los 4.0 metros el cual se evidencio hasta el final de la exploración (6.0 y 5.0 metros respectivamente) en el área donde se ubicará la nueva planta de potabilización compacta. Se realizaron ensayos de clasificación; granulometría, límites de Atterberg, humedad de los materiales, consolidación unidimensional y expansión libre, de los cuales se puede concluir que el material presente tiene compresibilidad media, los suelos clasifican como materiales granulares (SM), y presentan un buen comportamiento frente a las cargas proyectadas debido a su alta densidad y al contenido de arenas de compacidad rígidas.

Adicionalmente, se realizó un ensayo de compresión simple (o inconfinada), con la finalidad de determinar la resistencia del suelo frente a cargas, de esta manera se conoce la capacidad portante última del suelo.

Fotografía 34. Ubicación del sitio de estudio, punto de exploración geotécnica.



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

10.3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Siguiendo con lo establecido en la norma NSR-10, titulo H, este estudio de suelos se realizó bajo la dirección, supervisión y con el criterio del ingeniero Geotecnista, la exploración, toma de muestras y ensayos de laboratorio ejecutados, fueron establecidos para la construcción de una planta de tratamiento, y se consideran suficientes para determinar la profundidad más adecuada para cimentar este tipo de estructura.

Siguiendo con los lineamientos de la norma NSR-10, titulo H, tabla H.3.1-1, el estudio de suelos se realizó para una estructura con categoría de construcción Baja, los

niveles de la construcción son menores a tres niveles, y las cargas por columna son menores a las 80 toneladas puntuales, a continuación, se presenta la tabla referenciada:

Tabla 62. Clasificación de las Unidades de Construcción por categorías.

Categoría de la Unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (KN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 KN

Fuente: (NRS-10)

Se realizaron (3) tres exploraciones, de 6.0, 6.0 y 5.0 metros de profundidad cada uno de nominados Sondeo 1, Sondeo 2 y Sondeo 3 respectivamente, en cada una de las exploraciones se realizó toma de muestras para cada estrato o cambio de material, en los cuales se encontraron materiales granulares. La profundidad de los sondeos se debe a las condiciones del suelo, el cual se considera blando.

10.4. SUELOS

En el sitio del proyecto predomina material granular, durante la ejecución de los trabajos no se encontraron materiales de relleno, escombros de construcción o recebos antiguos. El material presente se clasifica como arenas limosas (SM), humedad media y consistencia blandas, se realizan tres (3) ensayos de SPT, en todas las exploraciones se toman muestras de estos materiales.

Después de realizar los ensayos de laboratorio de suelos se determinó que: Los materiales presentes, por ser materiales predominantemente arenas limosas y con base a los resultados del N de campo, los suelos de fundación (superficiales) poseen una compacidad Firme a muy firme, la cual aproximadamente posee una resistencia a la compresión no confinada de hasta 26.67 Ton/m^2.

Se observó nivel freático en las tres exploraciones a profundidad de 4.0 metros a los 6.0 metros explorados en el sondeo 1, respecto al sondeo 2 se encontró a partir de los 3.0 metros y para el sondeo 3 a los 4.0 metros el cual se evidencio hasta el final de la exploración (6.0 y 5.0 metros respectivamente) en el área donde se ubicará la nueva planta de potabilización compacta.

La planta de potabilización compacta es de baja Categoría por no poseer más de tres niveles, su uso es indispensable ya que es una estructura de atención a la comunidad, no se almacenan grandes cargas que pueden llevar al suelo a esfuerzos mayores a los resistentes.

Para la estratigrafía presente en el sitio, y el tipo de estructura a intervenirse, se recomienda la instalación de cimientos superficiales aislados con vigas de amarre, las propiedades de resistencia del suelo tomadas a partir del ensayo de SPT, dan valores de 4-8 golpes/pie a una profundidad de 1.0 a 2.0 metros en promedio, esto

clasifica al material con buenas propiedades de resistencia frente a esfuerzos de compresión, tomando como referencia las cargas proyectadas de la edificación, se deduce que no se requiere de una cimentación profunda o de alguna intervención especial a la cimentación, pero se recomienda una capa de concreto ciclópeo en la base de la zapata de al menos 0,50 m de espesor. (SUELOSYGEOTECNIA, 2022).

10.4.1. Calculo capacidad portante

Con la información de los numerales anteriores, se realiza el cálculo de la capacidad portante del suelo de fundación empleando cimentación superficial aislada sobre suelos areno limosos (SM). Se evidenció nivel freático en las tres exploraciones a profundidad de 4.0 metros en el sondeo 1, para el sondeo 2 se evidencio a las 3.0 metros y para el último sondeo se encontró a profundidad de 4.0 metros, cabe destacar que el nivel freático se presenta hasta la profundidad a la cual llego cada sondeo, la implantación mínima recomendada es a 1.50 metros desde el nivel actual, tomando como la cota 0.0 m la rasante existente, esta profundidad puede variar siempre y cuando se observen condiciones no aptas para la implantación de la cimentación.

Al analizar las cargas admisibles de los tres sondeos realizados cuyo factor de seguridad fue de 3, se escoge un Qadm de 37 t/m2 según los resultados de laboratorio y teniendo en cuenta que es un valor conservador suficiente para las cargas proyectadas.

10.4.2. Conclusiones análisis de suelos

El proyecto se encuentra ubicado sobre un estrato de arenas limosas color marrón con tonalidades claras y rojizas, de humedad media y plasticidad baja. Las profundidades de las (3) tres exploraciones fueron de 6.0, 6.0 y 5.0 metros para los respectivos sondeos 1, 2 y 3.

Tras la ejecución del ensayo los materiales presentan consistencia semisólida, de acuerdo a los valores de humedad por debajo del límite plástico, Se observó nivel freático en las tres exploraciones a profundidad de 4.0 metros a los 6.0 metros explorados en el sondeo 1, respecto al sondeo 2 se encontró a partir de los 3.0 metros y para el sondeo 3 a los 4.0 metros el cual se evidencio hasta el final de la exploración (6.0 y 5.0 metros respectivamente) en el área donde se ubicará la nueva planta de potabilización compacta. Se realizaron ensayos de clasificación; granulometría, límites de Atterberg, humedad de los materiales, consolidación unidimensional y expansión libre, de los cuales se puede concluir que el material presente tiene compresibilidad media, los suelos clasifican como materiales granulares (SM), y presentan un buen comportamiento frente a las cargas proyectadas debido a su alta densidad en los estratos superficiales y al contenido de arenas de compacidad rígidas.

El perfil de suelo existente en el sitio del estudio se clasifica como perfil tipo E, los valores de las velocidades de corte se encuentran entre 110 y 150 m/s en promedio, los valores de N de capo se encuentran entre 4 y 8 golpes/pie, suelos de compacidad alta. El tipo de suelo escogido con el criterio de manejar valores conservadores.

Los materiales presentes, por ser materiales predominantemente arenas limosas y con base a los resultados del N de campo, los suelos de fundación (superficiales) poseen una compacidad alta, la cual aproximadamente posee una resistencia a la compresión no confinada de hasta 26.67 Ton/m^2.

Las cargas admisibles de los tres sondeos realizados cuyo factor de seguridad fue de 3, se escoge un Qadm de 37 t/m^2 según los resultados de laboratorio y teniendo en cuenta que es un valor conservador suficiente para las cargas proyectadas.

Asentamiento máximo para una carga máxima de 88 Ton/m2 es de 131.49 milímetros, el valor del módulo de elasticidad se toma conservador para suelos de consistencia blanda.

Los asentamientos totales (Consolidación + Inmediatos) presentes en la zona de la futura construcción son de 13.59 cm. Se determina que los depósitos de suelo presentes en esta zona del proyecto, no son susceptibles a licuación. El suelo presente posee un potencial Bajo de expansión, se recomienda durante el proceso de construcción, no incrementar la humedad del suelo.

Para el Sondeo 1 y 2, se observa que a medida que incrementa la profundidad aumenta el módulo cortante, lo que en términos dinámicos es favorable que las resistencias al corte máximas de estos materiales incrementen y mitiguen la posibilidad de sufrir falla por efectos sísmicos.

Los valores de velocidad de onda cortante Vs son superiores a 110 m/s a una profundidad de 1.5 metros, correspondiente a la profundidad de cimentación, aunque estas velocidades varían debido a la composición del terreno, las cuales a profundidad de 5.0 a 6.0 metros explorados se encuentran en un rango de 200 m/s a 300 m/s, la composición del perfil del suelo y la presencia de suelo blando genera que las velocidades aumenten lentamente en función de la profundidad.

El Factor de Seguridad mínimo que muestra el modelo, condición estática con Agua Subterránea Normal, es de 8, superior al mínimo permitido por la norma, lo cual, es recomendable que las excavaciones se hagan a profundidades de 1.5 metros con pendientes de 70° con respecto a un plano horizontal.

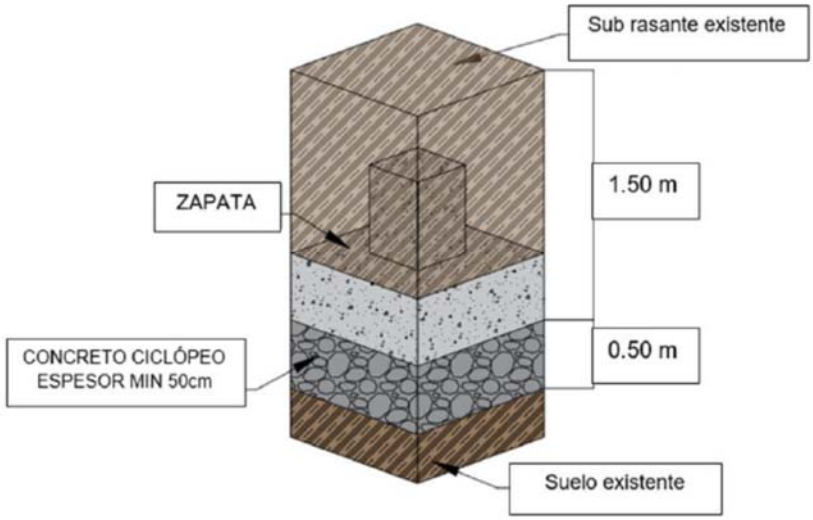
El Factor de Seguridad mínimo que muestra el modelo, condición seudo estática con Agua Subterránea Normal y coeficiente sísmico, es de 6.5, superior al mínimo permitido por la norma, lo cual, es recomendable que las excavaciones se hagan a

profundidades de 1.5 metros con pendientes de 70° con respecto a un plano horizontal.

Para la estratigrafía presente en el sitio, y el tipo de estructura a intervenirse, se recomienda la instalación de cimientos superficiales aislados con vigas de amarre, las propiedades de resistencia del suelo tomadas a partir del ensayo de SPT, dan valores de 4-8 golpes/pie a una profundidad de 1.0 a 2.0 metros en promedio, esto clasifica al material con buenas propiedades de resistencia frente a esfuerzos de compresión, tomando como referencia las cargas proyectadas de la edificación, se deduce que no se requiere de una cimentación profunda o de alguna intervención especial a la cimentación, pero se recomienda una capa de concreto ciclópeo en la base de la zapata de 0,50 m.

Se recomienda implantar la cimentación a una profundidad de 1.50 metros, donde se encuentra estratos de arenas limosas con un valor del N de campo de 4 - 8 golpes/pie, los anchos del cimiento cuadrado que se evalúan van desde 1.0 metro hasta 2.0 metros.

Figura 32. Cimentacion recomendada



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

10.5. RESULTADOS PATOLOGIA ESTRUCTURAL DE LAS UNIDADES EXISTENTES

Después de evaluar el documento de patología estructural realizado a los dos tanques de almacenamiento, la PTAP y el tanque de nivelación en la parte baja de la PTAP, se concluye lo siguiente:

10.5.1. Tanque almacenamiento principal (4 niveles)

La resistencia del concreto de la estructura cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.

Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en algunos puntos de la estructura.

Se deben realizar trabajos de recubrimiento en todas las secciones de columnas, vigas y muros del tanque, a manera de ganar el recubrimiento efectivo para la protección de los aceros de la estructura, dicho recubrimiento debe llevar algún aditivo que impermeabilice la mezcla (Aplicación de mortero impermeabilizante).

Se evidenció que el tanque no tiene ningún tipo de revestimiento interno, es decir los muros están expuestos al líquido directamente, por lo que se recomienda colocar algún tipo de cerámica, la cual ayuda en la protección de los muros y adicionalmente mantiene una mejor calidad del líquido.

Se recomienda realizar arriostramientos en la estructura debido a que actualmente tiene exceso de flexibilidad, lo cual causa derivas mayores a las permitidas, adicionalmente los requerimientos de aceros en las columnas y vigas no son suficientes. Esto obedece a que el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía (R0) es de 2.0 para este tipo de estructuras. Lo cual hace que requerimientos por resistencia en las combinaciones de carga donde se tienen en cuenta las fuerzas de sismo, sean mayores.

10.5.2. Planta de tratamiento de agua potable (PTAP)

La resistencia del concreto de la estructura NO cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.

Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en la mayor parte de la estructura.

La estructura tiene un problema irreversible por la carbonatación del concreto, el cual reduce el Ph y deja sin protección al acero de la corrosión, por lo tanto, toda la estructura está en riego de colapso.

Las columnas principales están comprometidas, ya que el acero de refuerzo esta corroído y hay reducción de la sección de concreto.

Toda la estructura presenta problemas de humedades.

Se concluye que esta estructura no es estable por lo que se recomienda su demolición total.

10.5.3. Tanque subterraneo

La resistencia del concreto de la estructura NO cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.

Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en algunos puntos de la estructura.

Se evidencia problemas de carbonatación en la estructura, despasivación del concreto y corrosión de aceros.

Por el tiempo de construido el tanque y la baja resistencia de concreto, sumado a las húmedas, el alto grado de corrosión del acero, y la afectación por carbonatación, la estructura no cumple con los requerimientos exigidos en la norma para estructuras ambientales, lo que se recomienda la demolición total de la estructura.

10.5.4. Tanque almacenamiento auxiliar (2 NIVELES)

La resistencia del concreto de la estructura NO cumple con la resistencia mínima requerida según NSR-10 C.23-C1.1.1 y C.23-C.4.8.3.

Los recubrimientos mínimos según la NSR -10 C.23-C.7.7.1 no se cumplen en algunos puntos de la estructura, ya que se observa a simple vista el refuerzo con corrosión.

La estructura presenta problemas de humedades por filtraciones de agua entre las paredes en mampostería del tanque.

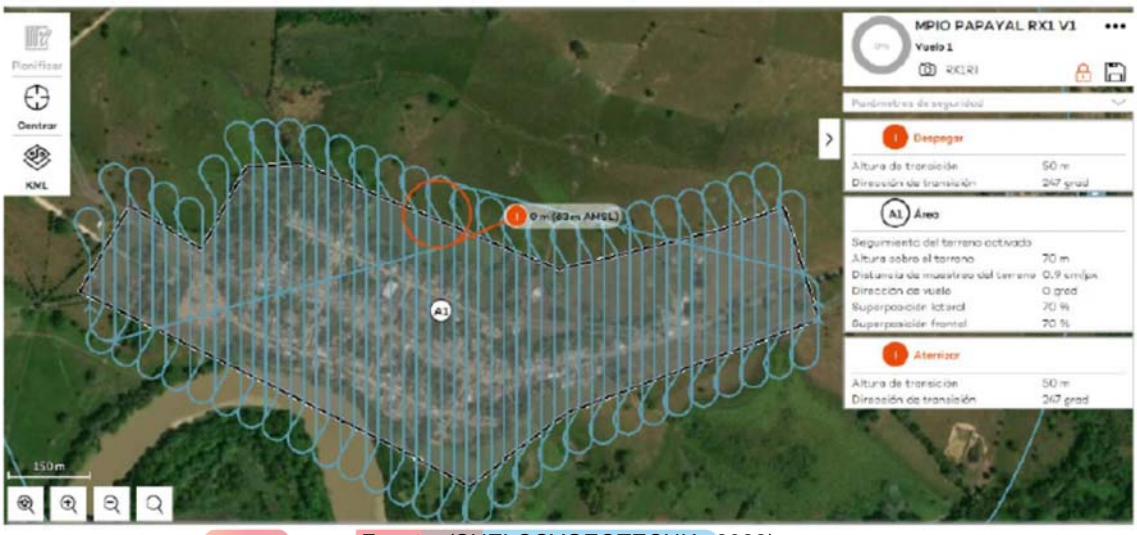
Como resultado que los requerimientos por derivas máxima y resistencias no se cumplen, razón por la cual se determina la demolición de la estructura, ya que plantear un reforzamiento es más costoso que hacerla de nuevo.

Se aclara que es necesario verificar el estado de propiedad del lote donde se encuentra este tanque y los riesgos para las viviendas vecinas ante una demolición de este tanque. (CIA-S.A.S, 2022).

11. TOPOGRAFIA

Se realizó un sobrevuelo del centro poblado del Papayal para configurar la ortofoto, con la cual amarrada a dos puntos de GPS de alta precisión genera una imagen sobre la cual se superpone los puntos de GPS de alta precisión que se toman para precisar paramentos redes de acueducto y otros elementos presentes.

Figura 33. Ruta programada del dron para generar la ortofoto



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

Se realizó el recorrido de todo el proyecto, con el propósito de evidenciar la existencia de antenas, redes eléctricas o algún tipo de infraestructura que dificulte el desarrollo correcto del plan de vuelo, (aeropuertos, bases militares, sub estaciones eléctricas, antenas y torres de gran altura, etc.). Ubicación de la antena GNSS (receptor) y materialización de este punto como amarre del vuelo sobre el mojón.

Fotografía 35. Dron en punto de partida



Fotografía 36. Configuración de ruta de vuelo



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

Materialización y georreferenciación de puntos de topografía base (mojones):

Se toma como referencia la resolución 643 del 30 de mayo del 2018 del Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC, en su Capítulo 8 – **Puntos Topográficos Base** – Numeral 8.1 – **Puntos Topográficos Base A Partir de Equipos GNSS.**

Los puntos de topografía base (mojones) se materializarán en concreto con formaleta En PVC de alta presión tipo cilíndrico como se puede ver en la siguiente imagen con una altura de 15 cm con respecto a la rasante o terreno natural, una profundidad de 0.40 metros y estarán debidamente identificados con placa de aluminio, la cual llevará la información (instituto geográfico Agustín Codazzi, república de Colombia, año de ejecución, nombre de la granja o proyecto, empresa que ejerció el contrató y nombre del mojón). En este proyecto se realizarán 2 mojones.

Fotografía 37. Ubicación de mojones



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

Fotografía 38. Ubicacion placa 1



Fotografía 39. Ubicacion placa 2



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

Fotografía 40. Ubicación gps alta precisión guía para toma puntos en el levantamiento



Fotografía 41. Toma de registro GPS en la placa 1



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

Luego se realizó la Georreferenciación de los puntos topográficos base mediante equipo GNSS empleando el método estático diferencial, a partir de dos puntos geodésicos de la red pasiva o dos estaciones de la red Magna Eco (Red activa).

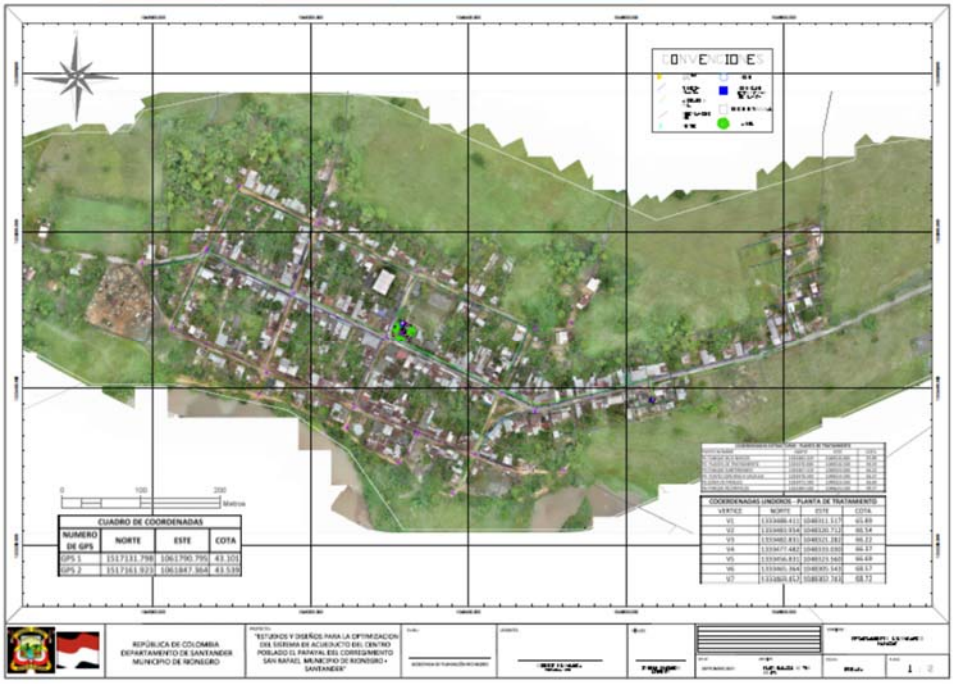
Se utilizaron dos receptores GNSS L1/L2 - STONEX Serie S850A, posicionándolos sobre los puntos de topografía base materializados por la comisión con el fin de dar cumplimiento a la doble determinación.

Se utilizó el UAS ala delta profesional de última generación WINGTRA, para ser empelado en su proyecto, desde las fases de; estudios y diseños, proceso de construcción y seguimiento hasta la fase de cierre final del proyecto. Con una calidad de datos sin precedentes, empleando este DRONE para el mapeo y topografía, permitirá ejecutar levantamientos topográficos más rápidos, una reconstrucción más confiable de mapas y resultados más precisos que los ofrecidos por la mayoría de los drones comerciales.

El vuelo se realizará con la mínima exposición de sombras (horas de la mañana y medio día) que garantice mejor percepción del detalle de la imagen. Volando a una altura de 70 metros sobre el terreno con altura constante, garantizando valores de GSD inferior de 2.5 cm/pixel.

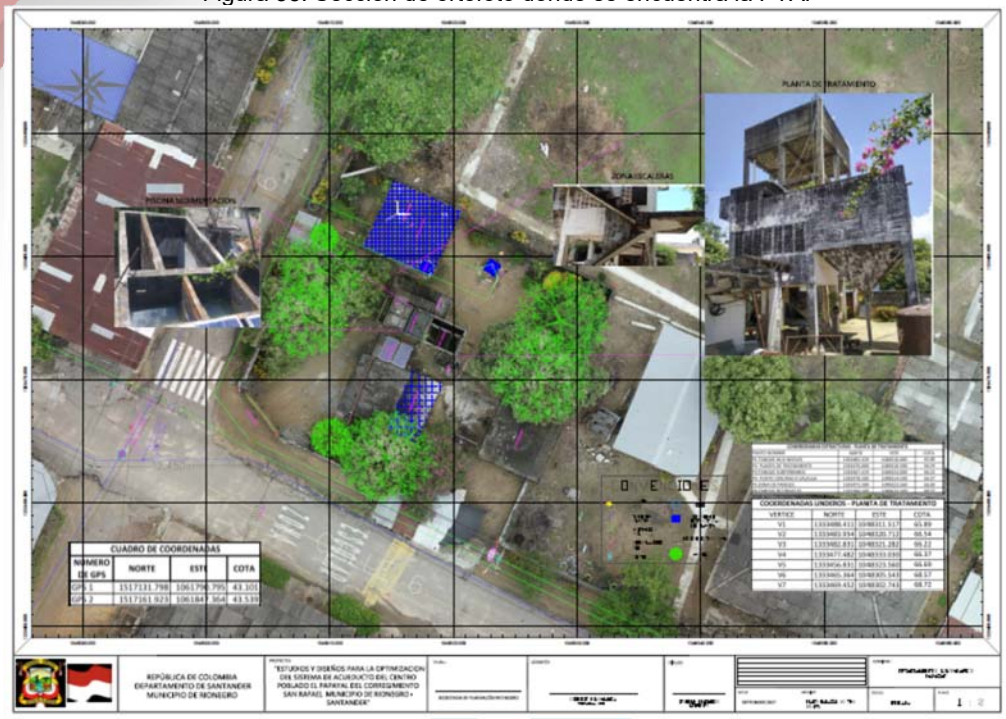
La ortofoto ajustada al centro poblado el Papayal se presenta en la siguiente figura:

Figura 34. Ortofoto ajustada al centro poblado el Papayal



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

Figura 35. Sección de ortofoto donde se encuentra la PTAP



Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

12. FORMULACION Y ANALISIS DE ALTERNATIVAS

12.1. DEFINICIÓN DE ALTERNATIVIDAD DEL DISEÑO

Según el artículo 24 de la resolución 844 de 2018, los sistemas de suministro para consumo humano y doméstico en zona rural se optó por la siguiente opción tecnológica:

Sistemas de acueducto (incluye el consumo humano y domestico) con las siguientes opciones tecnológicas: Captación pozo profundo, bombeo, potabilización, almacenamiento en tanques elevados, distribución por redes con conexiones domiciliarias. Lo que se encontró en el sistema de acueducto del centro poblado el Papayal fue lo siguiente:

a. **Captación**: No se encontró fallas en este tipo de operación, se verificará si se puede utilizar una bomba lapicero de menor capacidad ya que el impulso no va directamente a los tanques elevados sino a la planta de potabilización ubicada en el mismo lote donde se encuentra el tanque elevado.

b. **Desarenador**. No se requiere.

b. Sistema de Potabilización: Se requiere la construcción de una PTAP compacta que se ajuste a la calidad del agua ofertada por el pozo. La planta debe ser compacta

c. Tanques de almacenamiento: Son de tipo elevado. Se requiere evaluar la capacidad de almacenamiento para población futura.

d. Redes distribución: Existen y se requiere el cambio de unos tramos de red que tienen un diámetro inferior a 3 pulgadas y otro tramo de 3 pulgadas que tiene sedimentos. Además, se tendrá en cuenta la red para la zona de ampliación del acueducto en el centro poblado.

12.2. SELECCIÓN TÉCNICA DE LOS PROCESOS CONSIDERANDO LAS CARACTERÍSTICAS DE LA FUENTE DE AGUA

El factor que más influencia tiene en el proceso de selección de métodos a ser utilizados en una planta de tratamiento es la calidad del agua cruda y el nivel del producto final es decir el agua tratada.

A continuación, se puede observar en la siguiente tabla, una clasificación preliminar de aguas crudas para ser sometidas a tratamientos de potabilización. Puede darse el caso de tener que utilizar procesos de tratamiento complejos debido a la calidad del agua cruda disponible.

Tabla 63. Clasificación preliminar de aguas a ser tratadas

Contaminante o característica	Tipo de agua cruda			
	A	B	C	D
DBO_5(mg/L): Promedio mensual Máximo	< 1,5 3,0	1,5 – 2,5 4,0	2,5 – 4,0 6,0	>4,0 >6,0
Coliformes totales(NMP/100CC): Promedio mensual Máximo día	50 -100 > 100(a)	100 -5000 > 5000(b)	5000 – 20000 >20000 (c)	>20000 -
pH: Promedio	5 -9	5 -9	5 -9	8 - < 10,3
Cloruros (mg/L): Máximo	< 50	50 -250	250 - 600	> 600
Fluoruros (mg/L): Máximo	< 1,5	1,5 -3,0	> 3	-

Fuente: (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000)

Donde:

(a) En menos del 5% de las muestras examinadas.
(b) En menos del 20% de las muestras examinadas.
(c) En menos del 5% de las muestras examinadas.

- TIPO A: Aguas superficiales o subterráneas provenientes de áreas sanitariamente protegidas que exigen únicamente desinfección y eventualmente corrección del pH a fin de cumplir con Normas de Calidad del agua potabilizada.

- TIPO B: Aguas superficiales o subterráneas provenientes de áreas no protegidas sanitariamente que no exigen coagulación química y que deben tratarse con las siguientes tecnologías a fin de cumplir con Normas de Calidad:

✓ Sedimentación preliminar para aguas con contenido de sólidos sedimentables que deben ser removidos previamente.
✓ Filtración, precedida o no de sedimentación, cuando la turbiedad y color aparente son inferiores respectivamente a 40 UT y 20 UC.
✓ Desinfección final y eventualmente corrección del pH.

- TIPO C: Aguas superficiales o subterráneas provenientes de áreas no protegidas sanitariamente que exijan coagulación química, seguida de los siguientes procesos; sedimentación o no, filtración rápida, desinfección y corrección del pH.

- TIPO D: Aguas superficiales subterráneas provenientes de áreas no protegidas sujetas a contaminación y que requieren el tratamiento mínimo del TIPO C y tratamiento complementario, apropiado para cumplir con las Normas de Calidad.

Las aguas a tratar en el acueducto del centro poblado el Papayal, son de tipo B (Aguas superficiales o subterráneas provenientes de áreas no protegidas sanitariamente que no exigen coagulación química); las cuales se deben someter a procesos de potabilización que consistente en filtraciones y posterior cloración.

Tabla 64. Clasificación preliminar de aguas brutas en relación a los procesos de tratamiento

Características fisicoquímicas										
Clases	**Bacteriológico NMP (100ml)**	**Turbiedad**	**Color**	**Fe**	**Cloruros**	**Sólidos totales**	**Dureza**	**Sólidos suspendidos**	**Tratamiento mínimo posible**	**Observaciones**
I	< 2,2	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante(2)	No necesarios (3)	Fuentes subterráneas
II	< 2,2 < 50	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Cloración	
III	< 2,2 < 50	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Excesivos	Filtración rápida – cloración	Lagos
IV	< 50	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Remoción hierro – cloración	Represas
V	< 50	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Remoción dureza – cloración	Pozos
VI	< 1000	< 25	< 50	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Filtración lenta - cloración	
VII	< 5000	< 75	(4)	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante(5)	Filtración ascendente – cloración	Aguas Superficiales
VIII	< 20000	< 250	(4)	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Coagulación decantación y filtración rápida	Aguas superficiales
IX	< 20000	< 250	(4)	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Aireación coagulación decantación	Aguas superficiales
X	< 20000	< 250	(4)	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Filtración rápida cloración presedimentación, coagulación decantación filtración rápida cloración	Ríos muy turbios
XI	< 20000	> 250	(4)	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Filtración rápida cloración presedimentación, coagulación decantación filtración reducción dureza cloración	Aguas superficiales
XII	< 20000	Con tóxicos encima de los limite							Caso especial (6)	

Fuente: (abes, 1995)

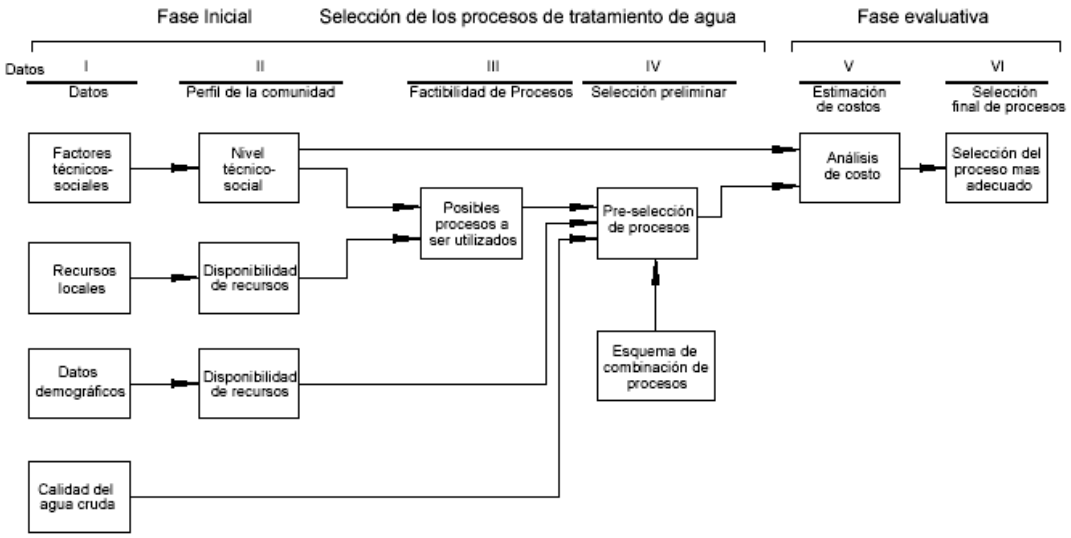
(1) Los límites para tóxicos deberán ser satisfechos
(2) El exceso de plancton (de algas) o de materiales discretos en suspensión, generalmente originados en lagos y represas, deberá ser evaluado por el especialista.
(3) La cloración podrá ser consignada
(4) No son indicados límites
(5) Con la presencia de cercarías de equistosomas se recomienda doble filtración
(6) Casos especiales deberán ser examinados aparte por especialistas

12.3. SELECCIÓN DE PROCESOS CONSIDERANDO ASPECTOS ECONOMICO, SOCIAL, TECNICO Y AMBIENTAL.

A partir de la consideración de las características de la localidad y de indicadores socioeconómicos y tecnológicos, se puede determinar la capacidad de los recursos locales y compararlos con los requerimientos de los diversos procesos de tratamiento posibles en función de los recursos humanos y materiales necesarios para cada alternativa que pueda ser planteada.

Para determinar el método más idóneo que permita identificar el o los procesos que pueden considerarse adecuados para la capacidad existente en el centro poblado el Papayal. Estos procesos no necesitan ser de alta o baja tecnología, sino específicamente de una tecnología apropiada a la capacidad y grado de desarrollo existente en la zona, donde se requiere sistemas compactos, de bajo costo y fácil manipulación y mantenimiento. Las principales etapas se pueden sintetizar en la forma que se indica en la Figura 36.

Figura 36. Proceso de selección de una alternativa de tratamiento



Fuente: (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000)

12.3.1. Factores técnico sociales

Los factores técnico-sociales se determinan evaluando la siguiente tabla

Tabla 65. Evaluación factores técnico sociales

Número	Factor técnico-social	Selecciones posibles	Factor de peso	Resultado
1	Nivel de educación	Básica primaria	0	5
		Bachillerato	5	
		Técnico	10	
		Universitario	15	
2	Distribución fuerza laboral	Menores de 18 años	0	10
		entre 40 -60 años	5	
		entre 30 -39 años	10	
		entre18 - 29 años	15	
3	Nivel de ingresos	Menos de 1/2 smlv	0	4
		entre 1/2 y 1 smlv	4	
		entre 1 y 2 smlv	8	
		entre 2 y 3 smlv	12	
		mas de 3 smlv	15	
4	Escolaridad	Primaria	0	5
		Bachillerato	5	
5	Disposición de programas de entrenamiento técnico	Propio	5	0
		Contratado	0	
6	% de desempleo	mayor al 30%	0	0
		menor al 30%	5	
7	Capacidad de financiamiento	Recursos propios	0	5
		Recursos admon mpal	5	
		Recursos gobierno	10	
TOTAL				29

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Donde los puntajes se computan de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 66. Niveles técnico sociales

Nivel técnico social	Puntaje
Elemental o básico	1--20
Medio	21 -40
Relativamente avanzado	41-60
Avanzado	61-70

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Conforme a los resultados de la Tabla 65 y los intervalos de la Tabla 66, el nivel técnico social del proyecto, tienen un puntaje de 29, es decir que el nivel técnico social es Medio.

Lo anterior implica que se debe implementar una tecnología de operación que requiere un nivel educativo técnico o por lo menos bachillerato.

La tecnología implementada no debe generar gastos que implique un incremento considerable en la tarifa, ya que la comunidad del centro poblado el Papayal tiene ingresos inferiores al salario mínimo mensual.

12.3.2. Factor económico

En relación a los recursos locales, es posible clasificar a las localidades en categorías diferentes, teniendo en cuenta, por ejemplo, si en las mismas se dispone del listado presente en la tabla:

Tabla 67. Evaluación de parámetros según disponibilidad de recursos locales

Categoría	Escenario	Consideraciones
Suministro eléctrico para la operación de los sistemas (motores, bombas, medidores, equipos de laboratorio, etc.).	Se cuenta con suministro eléctrico trifasico para los equipos requeridos en el acueducto. La distancia máxima de instalación es de 50 metros	Procurar que la planta utilice la menor cantidad de energía ya que los procesos electro automatizados de dosificación y control de la planta no se pueden aplicar a estos escenarios, tomando en cuenta que el suministro de energía es constante pero costoso y se trata de sistemas básicos donde no se busca aplicar químicos para el tratamiento salvo la desinfección y reducir los costos de bombeo.
Costo y facilidad para el transporte de materiales (tuberías, válvulas, tanques, instrumentos de medición, conexiones, etc.).	Hacia el centro poblado el Papayal se pueden llevar en vehículo desde Rionegro o Bucaramanga	Se requiere un sistema compacto que requiera la menor cantidad de materiales.
Acceso cercano a materiales básicos, tanto para la construcción civil (ladrillos, piedra, arena, etc.) como para las instalaciones del sistema a ejecutar (grava, arena para filtros, etc.).	Los materiales pétreos se pueden obtener en en la zona	Entre menos materiales se utilice en la planta de potabilización mejor será el beneficio. Por eso se recomienda la construcción de un sistema compacto en concreto para un periodo de vida útil de 25 años. Las plantas prefabricadas con sistema de filtración no se adecuan por la necesidad de mantenimiento continuo y no se tendría el personal capacitado ni los materiales para esta actividad
Acceso a insumos para operación y mantenimiento (coagulantes, carbón activado, cal, cloro, reactivos para laboratorio).	Los insumos se consiguen en Bucaramanga y se deben llevar en suficiente cantidad, para operación a largo plazo (24 horas dia)	La planta debe utilizar insumos que se puedan disolver y se puedan almacenar en estado seco.
Agua subterránea o superficial (río, arroyo, lago, embalse) en caudales suficientes para atender la demanda calculada.	Se cuenta con una fuente subterránea constante con capacidad suficiente para atender la demanda calculada	No

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En conclusión, se valora mejor una planta de tipo compacta, sencilla de fácil mantenimiento y con el menor uso de energía. Además de aplicar cloro disueltos

desde un tanque de solución, de tal manera que los mantenimientos y operaciones sean mínimos.

En este sentido, las plantas prefabricadas en fibra de vidrio o componentes plásticos, no son sostenibles a largo plazo ya que por ser elementos descartables por saturación (filtros sellados) su mantenimiento se hace costoso ya que para un acueducto veredal es difícil acceder a recursos financieros para remplazo de unidades en la PTAP.

Analisis costos operativos

La optimización del acueducto del centro poblado el Papayal municipio de Rionegro Santander, requiere mejorar el sistema de operación actual del acueducto ya que la Junta Administradora de Acueducto no funciona y el fontanero es el encargado de administrar el servicio, con un cobro mensual de $ 6.000 pesos, lo cual no es suficiente para la operación del mismo. Además, se cuenta con una deuda del servicio eléctrico muy alta. Evaluando el estudio de costos y tarifas es necesario aumentar la tarifa a $ 10.744 pesos para hacer sostenible la operación del servicio.

La diferencia de costos entre lo que se paga actualmente y el nuevo valor de tarifa es bajo, en función de los bajos costos operativos del sistema de acueducto propuesto (filtración rápida, lenta y desinfección). Otra alternativa de potabilización tendría unos costos operativos más altos debido a los costos de bombeo más los costos operativos e insumos químicos para tratar el agua. En la siguiente tabla se presenta los sistemas de tratamiento.

Tabla 68. Alternativas de potabilización para fuentes subterráneas con baja concentración de solidos suspendidos

Bacteriológico NMP (100ml)	Turbiedad	Color	Fe	Cloruros	Sólidos totales	Dureza	Sólidos suspendidos	Tratamiento mínimo posible	Observaciones
< 2,2	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	No necesarios	Fuentes subterráneas
< 2,2	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Cloración	
< 50									
< 50	< 25	< 50	< 1	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Remoción dureza – cloración	Pozos
< 1000	< 25	< 50	< 2,5	< 600	< 1500	< 250	Insignificante	Filtración lenta - cloración	

Fuente: (RAS, 2000)

Las alternativas están entre una cloración - almacenamiento y filtración lenta y cloración.

Aunque los costos de mantenimiento y operación de un sistema cloración – almacenamiento son más económicos que los de filtración lenta con coloración, no aseguran la retención de solidos suspendidos totales.

Disponibilidad de recursos

La optimización del acueducto del centro poblado el Papayal municipio de Rionegro Santander, requiere mejorar el sistema de operación actual del acueducto ya que la Junta Administradora de Acueducto no funciona y el fontanero es el encargado de administrar el servicio, con un cobro mensual de $ 6.000 pesos, lo cual no es suficiente para la operación del mismo. Además, se cuenta con una deuda del servicio eléctrico muy alta. Evaluando el estudio de costos y tarifas es necesario aumentar la tarifa a $ 10.744 pesos para hacer sostenible la operación del servicio.

La diferencia de costos entre lo que se paga actualmente y el nuevo valor de tarifa es bajo, en función de los bajos costos operativos del sistema de acueducto propuesto (filtración rápida, lenta y desinfección). Otra alternativa de potabilización tendría unos costos operativos mas altos debido a los costos de bombeo más los costos operativos e insumos químicos para tratar el agua. En la siguiente tabla se presenta los sistemas de tratamiento.

Tabla 69. Comparación de costos operativos entre las alternativas de potabilización analizadas

Tratamiento	Requerimientos	Costos operativos anuales	Observaciones
Cloración - tanque almacenamiento	Bombeo y aplicación de cloro para desinfección	$ 29,389,968	No hay costo de mantenimiento de filtro
Filtración rápida – lenta cloración y almacenamiento	Bombeo, mantenimiento de sistema de filtración, cloro para desinfección	$ 31,962,262	Se incluye los costos de mantenimiento de los filtros dos veces al año

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

12.3.3. Factor ambiental

En todas las alternativas de tratamiento de agua para acueducto, es fundamental seleccionar una fuente de agua que no cambie sus características fisicoquímicas, de tal manera que se estandarice su tratamiento.

En este sentido, se puede seleccionar una dotación del rio Lebrija o dotación de agua subterránea (dotación existente), para ambos casos es necesario el trámite de concesión de aguas.

Una planta de potabilización convencional utiliza productos como sulfato de aluminio y regulador de pH (cal) para su proceso, cuyos desechos deben enviarse al sistema de alcantarillado. Por otro lado, una planta compuesta por pre filtro, filtro descendente y tanque de cloración, solo genera solidos suspendidos derivados del proceso de lavado.

Tabla 70. Analisis de alternativas desde el punto de vista ambiental

Alternativa	Uso de quimicos	Produccion de residuos	Conclusion
Sistema de tratamiento convencional (floculación, coagulación, sedimentación, filtración, cloración y almacenamiento)	Se utiliza un coagulante (sulfato de aluminio o similar), regulador de Ph (Cal), hipoclorito de calcion como desinfectante	Lodos en mantenimiento de floculadores, sedimentadores, filtros y tanques de almacenamiento con altas cargas de calcio, sulfuros y aluminio producto de la sedimentacion	Descarga de sedimentos con altas cargas de sulfatos, aluminio y calcio a la red de alcantarillado
Sistema de tratamiento por filtración (pre filtro filtro), cloración, almacenamiento	Hipoclorito de calcio como desinfectante	Lodos producto del mantenimiento de filtros sin químicos adicionales	Descarga de sedimentos sin cargas contaminantes

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

12.3.4. Fase de Preselección de Procesos de Tratamiento de Agua

En esta etapa se deben analizar los posibles procesos de tratamiento en base a la información obtenida y a los análisis previos. Se debe tener en cuenta en primer lugar los procesos disponibles y luego las restricciones existentes para la aplicación de algunos de ellos.

En la siguiente tabla se correlacionan los procesos y métodos más usuales de tratamiento de agua, con sus requerimientos de recursos humanos y materiales para su adecuada construcción, operación y mantenimiento.

Tabla 71. Procesos de tratamiento de agua con sus registros operacionales

Recursos	Humanos			Materiales		
Métodos de tratamiento	No Capacitado	Capacitado	Profesional	Operación equipos	Mantenimiento	Sustancias químicas
Pretratamiento						
Filtración Lenta		X				
Filtración rápida		X				
Filtración rápida convencional		X	x	x	x	x
Ablandamiento		X	x	x	x	x
Desinfección		X		x	x	x
Sabor Olor, Fe ;Mn		X	x	x	x	x

Fuente: (abes, 1995)

Se requiere sistemas de tratamiento que utilice recursos humanos capacitados, no tenga operación de equipos continuo, no requiera de mantenimientos salvo los requeridos programados entre 6 meses y un año y la menor cantidad de sustancias químicas o nulas a excepción del cloro (exigido por la norma de salubridad). Por lo anterior se requiere sistemas de filtración, desinfección, almacenamiento y distribución.

12.3.5. Nivel de desarrollo requerido

Basándose en esta correlación y en las características típicas de los diferentes grados de desarrollo de las localidades, se elaboró la siguiente tabla en la que se indican los procesos más usuales de tratamiento de agua y el nivel mínimo de desarrollo necesario para lograr su construcción y posterior mantenimiento y operación. En los casos en que se requiera una solución tecnológica de un grado más elevado que el existente en la comunidad, es imprescindible elevar el nivel tecnológico existente capacitando personal y garantizando la disponibilidad continua de materiales y equipos.

Tabla 72. Restricción al uso de procesos de tratamiento de agua en función del grado e desarrollo de las localidades

Proceso	Nivel de desarrollo mínimo requerido	Observaciones	Diagnóstico
Sin tratamiento	I a II	Limitado por la calidad y capacidad de la fuente de agua	No se aplica debido a la las fuentes tienen cierto grado de contaminación
Pre tratamiento			
Desarenadores	I	No se requiere	
Sedimentador preliminar	I		No es necesaria
Filtración gruesa	I		Se puede aplicar en la PTAP previo a tanque de estabilización, cloración y bombeo
Micro filtración	III		Muy costoso
control de algas	IV		No se requiere
Coagulación	III		Muy complejo para estos acueductos y no se requiere por la calidad del agua subterranea
Floculación	III		
sedimentación	III		
Filtración lenta			
Filtros convencionales	I		Se puede aplicar, pero requiere una suficiente área para mantenimiento
Filtros modificados	I		
Filtros de flujo ascendente	III		
Filtros dinámicos	I		
Filtración rápida			
Convencional	III	En caso simple hasta nivel II	De velocidad declinante y auto lavado
De velocidad declinante	III		
Filtración directa ascendente o descendente	IV	De velocidad declinante y auto lavado	
Filtración doble ascendente descendente	IV		
Desinfección			
Hipoclorito de calcio	I	Preferible I	La mejor alternativa es hipoclorito de Calcio, producto que actualmente se usa
Cloro gaseoso	III		
Ozono	IV		

Fuente: (abes, 1995) (CIA-S.A.S, 2022)

A continuación, se describen las características generales tiene cada nivel de desarrollo de las localidades:

Localidades Nivel I

Las localidades del Nivel I son aquéllas cuyo progreso económico y social depende del empleo continuo de recursos humanos especialmente de instituciones públicas y privadas, con recursos humanos locales insuficientes.

Normalmente, la localidad del Nivel I es básicamente de tipo agrícola y la mayor parte de la población es de tipo rural, ejecutan actividades de subsistencia que contribuyen marginalmente a una economía de mercado.

Existe normalmente falta de potencial humano de nivel medio y alto: profesional y subprofesional, administrativo, maestros, supervisores. En muchas de estas localidades el número total de personas nativas en la población que tienen educación secundaria o su equivalente es menor del uno por ciento.

En muchas comunidades del Nivel I la población deja de ser estable y empieza a aumentar de acuerdo a los progresos con la ampliación de los servicios de salud. La educación en las comunidades del Nivel I alcanza únicamente a una pequeña fracción de la población, su calidad es baja, siendo incapaz de satisfacer aún las necesidades mínimas de recursos humanos locales de nivel medio. En muchos casos el servicio de agua potable está a cargo del centro vecinal de la localidad y recibe apoyo técnico de empresas prestadoras zonales.

Localidades del Nivel II

En su mayoría dependen de las ciudades centrales más avanzadas para satisfacer sus necesidades de recursos humanos esenciales de ingeniería. Pero pueden producir la mayor parte de sus propios recursos humanos no técnicos de nivel medio. Entre ellos están: administradores y supervisores con algo de ayuda de organismos nacionales o de otras áreas del país. En muchas áreas, una buena parte de la población participa en actividades de subsistencia fuera de la economía de mercado. La mayoría de la población agrícola produce algunos productos básicos. Los establecimientos comerciales tienen un nivel inicial desarrollado, igual a los sistemas de transporte y comunicaciones. Así pues, el sector moderno de la comunidad es más grande y más complejo que el de la comunidad del Nivel I.

En casi todas las comunidades del Nivel II existe una conciencia bien difundida de la necesidad de un rápido desarrollo económico y social. En comparación con las comunidades del Nivel I, hay una mayor participación de los habitantes en la vida política de la comunidad y por lo tanto, mayor presión para ampliar la educación y mejorar en general el nivel de vida.

En nuestro país muchas localidades de este nivel cuentan con Cooperativas de Agua Potable cuando específicamente para la atención del servicio público de agua potable su desarrollo ha tenido relación directa con el tamaño del sistema.

Localidades del Nivel III

La proporción de inscripciones en escuelas secundarias es tres veces más alta que en las comunidades del Nivel II y la inscripción en escuelas primarias es del cincuenta por ciento más. Se cuenta prácticamente con todos los recursos humanos de nivel profesional que se necesitan, salvo aquellas ocupaciones que requieren de personal técnico y científico especializado. Son de aplicabilidad las tecnologías modernas sin ayuda exterior importante.

La cantidad y calidad de recursos humanos de alto nivel en las comunidades del Nivel III es mucho menor que en las comunidades del Nivel IV. La comunidad del Nivel III es seguidora más que original de innovaciones, tecnológicas y organizativas. Una localidad de este nivel tiene una amplia base de educación primaria con escuelas secundarias generalmente bien desarrolladas y probablemente en instituciones de educación superior. No se ha podido desarrollar los recursos humanos e institutos de investigación que son característicos de las comunidades del Nivel IV. En el área de recursos humanos, las instituciones, aunque capaces de satisfacer las necesidades mínimas iniciales, frecuentemente están orientadas inadecuadamente para enfrentarse al desafío que representa la rápida modernización. En algunos casos se están capacitando a demasiadas personas en campos donde hay insuficiente demanda prospectiva.

La industrialización es más avanzada que en las comunidades del Nivel II. La mayoría de las localidades de Nivel III no tienen una orientación predominantemente agrícola. Por lo general están bien desarrollados el transporte, la energía y las comunicaciones. Sin embargo, existen cuellos de botella en áreas tales como producción de electricidad, servicios públicos etc.

Igual que muchas de las comunidades del Nivel I y II, algunas de las comunidades del Nivel III tienen excedentes de recursos humanos no capacitados. Generalmente los sueldos que se pagan al personal de nivel alto en la mayor parte de las comunidades del Nivel III, son suficientes como para atraer a los jóvenes a capacitarse en dichos campos.

Localidades del Nivel IV

La comunidad típica en el cuarto nivel de desarrollo de recursos humanos tiene una economía industrial avanzada. Es capaz de hacer descubrimientos e innovaciones importantes de tipo científico, tecnológico y organizacional, porque cuenta con un grupo relativamente grande de recursos humanos de alto nivel, sobre todo científicos, profesionales, ingenieros, personal administrativo y gerencial. La

comunidad se ha comprometido a proporcionar educación, especialmente educación superior y existen programas de desarrollo de recursos humanos en general. Ya que los rápidos cambios en la tecnología afectan las habilidades y ocupaciones en todos los niveles de la comunidad industrial avanzada, la educación y la capacitación tienden a estar dirigidas hacia la flexibilidad en lugar de hacia la especialización.

Las medidas del desarrollo educativo muestran diferencias muy pequeñas, que no dejan de ser importantes. Por ejemplo, las comunidades del Nivel IV tienen más de tres veces el número de estudiantes inscriptos en la educación de primer nivel (primaria) que las comunidades del Nivel I y que una quinta parte más que las comunidades del Nivel III.

Los porcentajes de los inscriptos en organismos educacionales, técnico y científicos son mayores, que los inscriptos en humanidades bellas artes y leyes. Finalmente, las comunidades del Nivel IV gastan una mayor parte de sus ingresos para la educación pública.

12.4. PRESELECCIÓN DE PROCESOS

Luego de definir todos los factores y las restricciones que influyen en la selección de procesos de tratamiento, el último paso de la fase inicial consiste en realizar la selección y combinación de los procesos unitarios más adecuados.

Tomando en cuenta las diferentes soluciones tecnológicas para clarificar aguas, considerando dos parámetros, turbiedad y contenido de partículas, así como también el grado de desarrollo de la comunidad. Se supone que el agua cruda cumple con los límites permisibles para el resto de las características físico-químicas y bacteriológicas, caso contrario, se debe considerar adicionalmente los procesos unitarios correctivos. Para la aplicación de este modelo, se ha considerado turbiedad originada principalmente por partículas en suspensión con un tamaño mayor a una micra, para seleccionar los procesos de componentes del sistema de acueducto.

El centro poblado el papayal municipio de Rionegro Santander, es una localidad de nivel I y según la Tabla 72, para el tratamiento de agua se recomienda una PTAP por filtración ascendente con tanque de estabilización bombeo y cloración con (hipoclorito de calcio).

Por otro lado, en el año 1985, el acueducto del centro poblado el Papayal, fue concebido como un acueducto convencional con bocatoma sobre el rio Lebrija, bombeo hasta una planta convencional compacta (coagulación, floculación, sedimentación, filtración, desinfección, tanque de nivelación y bombeo a tanques elevados), pero por efectos del alto costo de operación (costos energía eléctrica, cambios en la turbiedad del rio y otros factores), este sistema fue abandonado en el año 1995.

Se perforo un pozo profundo y desde ese año hasta la actualidad se utiliza el sistema de bombeo desde pozo profundo al tanque elevados, desinfección y distribución. Por lo anterior, se realizó una matriz que se presenta a continuación:

Tabla 73. Matriz seleccion de alternativas

MATRIZ DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS			
DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS			
COMPONENTES	**ALTERNATIVA 1: PREFILTRO ASCENDENTE FILTRO RAPIDO TANQUE DE NIVELACION Y CLORACION**	**ALTERNATIVA 2: PREFILTRO TANQUE DE NIVELACION Y CLORACION**	**ALTERNATIVA 3: BOMBEO DESDE BOCATOMA, SISTEMA DE TRATAMIENTO CONVENCIONAL FLOCULACION, SEDIMENTACION, FILTRACION, TANQUE DE NIVELACION, CLORACION Y BOMBEO**
BOCATOMA	NO	NO	SI RIO LEBRIJA, CON POSIBLIDAD DE COLAPSO POR CRECIMIENTO HIDRICO DEL RIO
BOMBEO DESDE BOCATOMA	NO	NO	SI PARA UN RECORRIDO DE 400 METROS
CONDUCCION	NO	NO	400 METROS
BOMBEO DESDE POZO PROFUNDO	SI	SI	NO
PTAP	PREFILTRO ASCENDENTE FILTRO RAPIDO TANQUE DE NIVELACION Y CLORACION	PREFILTRO TANQUE DE NIVELACION Y CLORACION	SISTEMA DE TRATAMIENTO CONVENCIONAL FLOCULACION, SEDIMENTACION, FILTRACION, TANQUE DE NIVELACION, CLORACION Y BOMBEO
TANQUES	TRES TANQUES ELEVADOS: DOS EXISTENTES T1=75,6M3 T2=18M2 Y UN NUEVO TANQUE T3=75,6M3 CAPACIDAD TOTAL =169,2M2	TRES TANQUES ELEVADOS: DOS EXISTENTES T1=75,6M3 T2=18M2 Y UN NUEVO TANQUE T3=75,6M3 CAPACIDAD TOTAL =169,2M2	TRES TANQUES ELEVADOS: DOS EXISTENTES T1=75,6M3 T2=18M2 Y UN NUEVO TANQUE T3=75,6M3 CAPACIDAD TOTAL =169,2M2
ESTACIÓN DE BOMBEO	SI: DOS BOMBAS UNA PARA EL POZO DE 15HP Y OTRA ENTRE EL TANQUE DE NIVELACION DE LA PTAP Y LOS 3 TANQUES ELEVADOS DE 5HP	SI: DOS BOMBAS UNA PARA EL POZO DE 15HP Y OTRA ENTRE EL TANQUE DE NIVELACION DE LA PTAP Y LOS 3 TANQUES ELEVADOS DE 5HP	SI: DOS BOMBAS UNA PARA BOMBEO DESDE BOCATOMA 20HP Y OTRA DESDE TANQUE DE NIVELACION HASTA LOS 3 TANQUES ELEVADOS
COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS			
ASPECTO DE EVALUACIÓN	**ALTERNATIVA 1**	**ALTERNATIVA 2**	**ALTERNATIVA 3**
CUMPLE LOS REQUERIMIENTOS DE SURTIR EL 100% DE LAS REDES	**SI**	**SI**	**SI**
TIENE PROBLEMAS POR CAMBIOS REPENTINOS EN CALIDAD DE AGUA DE LA FUENTE	**NO**	**NO**	**SI**
TIENE PROBLEMAS POR ESTABILIDAD DE SUELOS DONDE SE ENCUENTRA CUALQUIER UNIDAD DEL SISTEMA	**NO**	**NO**	**SI LA BOCATOMA Y SISTEMA DE BOMBEO ESTA EXPUESTO A CRECIENTES DEL RIO O CAMBIOS DE CAUCE**
COSTOS OPERATIVOS	BAJOS SOLO EN MANTENIMIENTO DE PREFILTRO, FILTRO, TANQUE NIVELADOR Y TANQUES ELEVADOS Y DOTACION DE CLORO	BAJOS SOLO EN MANTENIMIENTO DE PREFILTRO, FILTRO, TANQUE NIVELADOR Y TANQUES ELEVADOS Y DOTACION DE CLORO	ALTOS POR COSTOS DE MANTENIMIENTO FLOCULADORES, SEDIMENTADORES, FILTROS TANQUE DE NIVELACION, TANQUES ELEVADOS Y SUMINISTRO DE CLORO Y FLOCULANTE

COSTOS OPERATIVOS OPERACIÓN DE BOMBAS	COSTOS POR OPERACIÓN DE 2 BOMBAS 15HP Y 5HP DURANTE 8 HORAS DIA $ 1.800.000 MENSUALES	COSTOS POR OPERACIÓN DE 2 BOMBAS 15HP Y 5HP DURANTE 8 HORAS DIA $ 1.800.000 MENSUALES	COSTO OPERACIÓN DE 2 BOMBAS: BOCATOMA Y DESDE TANQUE DE NIVELACION PTAP: $ 2.500.000 MES
COSTO TARIFARIO	$ 14314 MES/ USUARIO ESTRATO 1	$ 14314 MES/ USUARIO ESTRATO 1	$ 17643 MES/ USUARIO ESTRATO 1
RECOMENDACIÓN DE ALTERNATIVA DE DISEÑO			
CONSIDERACIONES	La mejor alternativa es la que tenga costos operativos mas bajos, permanezca operativa continuamente y sea capaz de reducir cambios de turbiedad de la fuente donde se conecte (superficial o subterránea)		
ALTERNATIVA RECOMENDADA	De acuerdo con la comparación anterior, está consultoría recomienda que la mejor opción para el diseño de los componentes del sistema de acueducto, desde el punto de vista operativo corresponde a la ALTERNATIVA 1 (BOBMEO DESDE POZO PROFUNOD A PREFILTRO FILTRO DESCENDENTE, TANQUE DE NIVELACION CLORACION Y BOMBEO A TANQUES ELEVADOS). esta alternativa supera la ALTERNATIVA 2, porque permite tratar pequeños cambios en la turbiedad de la fuente subterránea con mayor eficiencia. La ALTERNATIVA 3 ya se implementó y tuvo problemas operativos por la alta carga de sedimentos que lleva el rio Lebrija y su tendencia a inundaciones o cambio de cauce.		

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

12.5. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

Debido a la complejidad del sistema que según la RAS2000 y resoluciones 330 y 844, para el caso del centro poblado el Papayal municipio de Rionegro Santander, corresponde al nivel bajo y teniendo en cuenta que la topografía y geomorfología de la zona es óptima para el suministro de agua subterránea (presencia de acuíferos), aunque por ser una topografía plana es necesario utilizar tanques elevados para el almacenamiento y distribución, los cuales deben llenarse por bombeo. Los materiales de los componentes deben ser de primera calidad y obedecer a las características y especificaciones descritas en los planos.

Las ventajas del sistema que se pueden garantizar son:

- Procesos simples: el éxito de este diseño radica en que se cuenta con una fuente de abastecimiento de muy buena calidad y en la selección de los procesos simples, aunado a unas estructuras que les proporcionan a los procesos facilidades para su desarrollo, como también efectividad, eficiencia y eficacia. Los procesos son efectivos porque se realizan con un propósito establecido y se desarrollan sin inconvenientes. La eficiencia del sistema radica en que los procesos fueron diseñaron para cumplir una función específica bajo unos criterios técnicos puntuales y la eficacia está definida cuando se logre evaluar en campo la calidad del servicio de agua potable.

- Mayor durabilidad: la durabilidad del sistema además de la ejecución de un buen mantenimiento y operación se refleja en la calidad de los materiales. Las estructuras proyectadas como la captación, el desarenador y tanque de almacenamiento y desinfección son en concreto reforzado de 3000 PSI y la tubería en PVC presión tipo I, generando una expectativa de vida útil de 25 años.

- Calidad de la fuente: se cuenta con una fuente de muy buena calidad, pero a la

cual se le han proyectado estructuras para garantizar un proceso de tratamiento para potabilización.

Debilidades: El sistema es susceptible a bombeos continuos del agua desde el suministro, por lo tanto, los costos operativos tienen una alta incidencia en los costos energéticos por bombeo. Aunque esta optimización busca reducir estos costos por el uso de bombas más eficientes, no se garantiza una alta reducción de estos costos, por lo tanto, es fundamental la creación de la Junta Administradora del Acueducto, la cual debe inscribirse en la SSPD y tener estudio tarifario aplicable para acceder a los subsidios de acueducto, alcantarillado y aseo de la Alcaldía de Rionegro, con lo cual se puede soportar el costo del servicio eléctrico.

12.6. RESULTADOS DEL ANALISIS DE AGUAS Y TRATABILIDAD

A continuación, se reportan los resultados obtenidos en campo y en el laboratorio para el punto Agua de pozo profundo de Papayal, muestras de interés para el diseño de sistema de potablizacion.

Tabla 74. Resultados de laboratorio

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO	CUMPLIMIENTO	
			SI	NO
Datos in situ				
pH	Unidades de pH	6,61	X	
Temperatura de la muestra	°C	29,7	-	-
Temperatura ambiente	°C	32,0	-	-
Conductividad	µs/cm	258	X	
Caudal	L/s	3,89	-	-
Cloro residual	mg/L	0,12		X
Alcalinidad total	mg $CaCO_3$/L	134	X	
Laboratorio				
Calcio	mg Ca/L	19,0	X	
Cloruros	mg Cl^-/L	< 3,0	X	
Dureza total	mg $CaCO_3$/L	86,8	X	
Fósforo reactivo total (ortofosfatos)	mg PO_4/L	0,34	X	
Hierro total	mg Fe/L	0,30	X	
Manganeso total	mg Mn/L	0,05	X	
Nitratos	mg NO^-3 /L	< 0,44	X	
Nitritos	mg NO^-2 /L	< 0,016	X	
Oxígeno disuelto	mg O_2/L	2,21	-	-
Sulfatos	mg SO_4/L	< 5,0	X	
Turbidez	UNT	< 2,0	X	
Aluminio +3	mg Al^{3+}/L	< 0,2	X	
Demanda de cloro	mg/L	1,66	-	-
Prueba de jarras	---	^	-	-
Color aparente	UPC	10,00	X	
Fluoruros	mg F^-/L	< 0,1	X	

Coliformes Totales	UFC / 100 mL	< 1	X	
Escherichia coli	UFC / 100 mL	< 1	X	
Recuento de Bacterias Heterotróficas	UFC / 100 mL	< 1,0	X	

Fuente: (SIAMAS.A.S, 2022)

Nota: 1. La variable fosforo reactivo soluble es equivalente a fosfatos
^Para las características del agua no requiere prueba de jarras, pues el color y turbiedad se encuentran dentro de la norma Resolución 2115/2007

Las mediciones tomadas en campo para pH y conductividad se ajustaron a lo indicado por la Resolución 2115 de 2007. De igual manera las variables alcalinidad, calcio, cloruros, dureza total, fósforo reactivo total (fosfatos), hierro, manganeso, nitratos, nitritos, sulfatos, turbidez, aluminio, color aparente, fluoruros, coliformes totales, Escherichia coli y recuento de bacterias heterotróficas (Mesoaerobios o mesófilos aerobios), se encontraron en conformidad con lo establecido en la Resolución mencionada. No obstante, la concentración de cloro residual libre se encontró por debajo del límite mínimo indicado en la normatividad aplicada. (SIAMAS.A.S, 2022).

Adicionalmente los parámetros cloruros, nitratos, nitritos, sulfatos, turbidez, aluminio, fluoruros, coliformes totales, Escherichia coli y recuento de bacterias heterotróficas (Mesoaerobios o mesófilos aerobios), reportaron concentraciones menores al límite de detección de la técnica utilizada por el laboratorio, cumpliendo con lo establecido en la normatividad aplicada. (SIAMAS.A.S, 2022).

Finalmente, la demanda de cloro determinada por el laboratorio fue de 1,66 mg/L, concentración con la cual se asegura una concentración de cloro residual libre que cumpla con la normatividad, cabe aclarar que esta demanda de cloro es la adecuada, bajo las características del agua analizada en el informe de caracterización y análisis de aguas. (SIAMAS.A.S, 2022).

Se realizó cálculo del IRCA (con todas las variables analizadas) teniendo en cuenta los puntajes de riesgo señalados por la norma, para el punto se obtuvo un valor de 15,96%, clasificando el agua como **RIESGO MEDIO**, según el artículo 15 de la Resolución 2115 del 2007. (SIAMAS.A.S, 2022).

Los resultados anteriores implican que, es necesario compararlos con los parámetros base para fuentes, reportados en el titulo C de la RAS 2000 Tabla C.2.1.

Tabla 75. Calidad de la fuente Tabla C 2.1 Titulo C RAS 2000

	Análisis según		**Nivel de calidad de acuerdo al grado de polución**			
Parámetros	**Norma técnica NTC**	**Standard Method ASTM**	**1. Fuente aceptable**	**2. Fuente regular**	**3.Fuente deficiente**	**4. Fuente muy deficiente**
DBO 5 días	3630					
Promedio mensual mg/L			≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 - 4	>4
Máximo diario mg/L			1 – 3	3 - 4	4 - 6	>6
Coliformes totales (NMP/100 mL)						

Promedio mensual		D-3870	0 – 50	50 - 500	500 - 5000	> 5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	≥ 4	≥ 4	≥ 4	< 4
PH promedio	3651	D 1293	6.0 - 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D 1889	< 2	2 - 40	40 - 150	≥ 150
Color verdadero (UPC)			< 10	10 -20	20 - 40	≥ 40
Gusto y olor		D 1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D 512	< 50	50 - 150	150 - 200	300
Fluoruros (mg/L - F)		D 1179	< 1.2	< 1.2	< 1.2	> 1.7
GRADO DE TRATAMIENTO						
- Necesita un tratamiento convencional			NO	NO	Sí, hay veces (ver requisitos para uso FLDE : literal C.7.4.3.3)	SI
- Necesita unos tratamientos específicos			NO	NO	NO	SI
- Procesos de tratamiento utilizados			(1) = Desinfección + Estabilización	(2) = Filtración Lenta o Filtración Directa + (1)	(3) = Pretratamiento + [Coagulación + Sedimentación+ Filtración Rápida] o [Filtración Lenta Diversas Etapas] + (1)	(4) = (3) + Tratamientos específicos
En ausencia de Normas Técnicas Colombianas, los métodos de análisis, deben hacerse de acuerdo con los métodos estándar: Standard Methods for the Examination of Water and Waste Water (APHA, AWWA y WPCF, 1995). Los criterios que se debe tener en cuenta para establecer la confiabilidad de un método de análisis pueden ser: 3. El método debe ser capaz de llegar a los límites de detección requeridos. 4. El método debe ser capaz de suministrar resultados con errores aleatorios y sistemáticos adecuadamente pequeños						
La elección de un método analítico, en general, debe quedar en libertad para cada laboratorio de aguas, teniendo como única restricción la de que el método seleccionado debe cumplir con las exigencias de exactitud, precisión y limite de detección requeridos. Para el presente propósito, se debe dar especial énfasis a las técnicas de recolección y manipulación de muestras de agua cruda ya sea de fuentes superficial o subterránea, considerándolas como parte del método de análisis. *Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el análisis de parámetros como por ejemplo sustancias flotantes, gusto y olor, dependen del método usado. Para el caso específico de **gusto y olor** es de extrema importancia que todos los laboratorios usen el método ASTM D 1292 o, si esto no es posible, debe demostrarse desde el principio que el método utilizado es capaz de dar resultados comparables a los obtenidos con éste.*						

Fuente: (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000)

Se requiere un tratamiento con filtración lenta o filtración directa mas desinfección y estabilización.

12.7. COSTO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

El costo de la PTAP, con pre filtro, filtración directa más desinfección y estabilización se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 76. Costo de la alternative seleccionada

CONSTRUCCION NUEVA PTAP					
ITEM	**DESCRIPCION**	**UND.**	**CANT.**	**V/UNIT.**	**V/TOTAL**
1	**CIMENTACION PTAP**				
1.1	Excavacion en material comun	m3	268.40	$ 39,130.00	$ 10,502,492.00
1.2	Solado en concreto de 2000 psi e = 5 cm	m2	9.00	$ 38,926.00	$ 350,334.00
1.3	Concreto ciclopeo 60% concreto de 2000 psi , 40% rajón	m3	1.80	$ 608,320.00	$ 1,094,976.00

1.4	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para zapatas	m3	3.15	$ 793,475.00	$ 2,499,446.25
1.5	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas cimentacion	m3	4.06	$ 781,877.00	$ 3,173,052.34
1.6	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas corona +1.75	m3	4.64	$ 853,392.00	$ 3,958,032.10
1.7	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas corona +4.55	M3	4.64	$ 853,392.00	$ 3,958,032.10
1.8	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para columnas	m3	6.55	$ 884,772.00	$ 5,797,026.14
1.9	Acero de refuerzo 60000 psi	kg	3091.19	$ 8,986.00	$ 27,777,474.68
1.1	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	m3	7.21	$ 28,011.00	$ 201,910.29
1.11	Desalojo de sobrantes	m3	251.73	$ 38,342.00	$ 9,651,965.86
2	**CONSTRUCCION PTAP**				
2.1	Concreto 3000 psi para caja de valvulas 0,66x0,56	M3	0.55	$ 341,744.00	$ 188,281.81
2.2	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para paredes PTAP	M3	21.25	$ 1,054,975.00	$ 22,414,420.84
2.3	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para piso PTAP	M3	68.60	$ 1,054,975.00	$ 72,371,285.00
2.4	Concreto de 3000 psi para cubierta de transito PTAP	M3	2.39	$ 1,088,213.00	$ 2,605,181.92
2.5	Concreto de 3000 psi para tapa tanque estabilizacion y bombeo PTAP	M3	4.28	$ 1,349,713.00	$ 5,780,550.84
2.6	Concreto de 3000 psi para canales recolectores pre filtro PTAP	M3	0.32	$ 794,200.00	$ 257,193.73
2.7	Concreto de 3000 psi para caja valvulas sistema de lavado PTAP	M3	1.55	$ 601,713.00	$ 930,609.33
2.8	Concreto de 3000 psi para gradas acceso a PTAP	M3	1.23	$ 1,177,887.00	$ 1,448,815.14
2.9	Suministro e instalacion de cinta PVC de 10 cm	m.l	36.80	$ 32,732.00	$ 1,204,537.60
2.10	Acero de refuerzo 60000 psi	kg	4550.17	$ 8,986.00	$ 40,887,872.00
2.11	Esmaltado de paredes y piso con cemento	m2	206.70	$ 14,008.00	$ 2,895,453.60
2.12	Suministro e instalacion de conos de ventilacion en lámina Ø3"	m2	2.00	$ 193,128.00	$ 386,256.00
2.13	Suministro e instalacion de valvula de paso HFØ6"	und	2.00	$ 2,891,874.13	$ 5,783,748.26
2.14	Suministro e instalacion de tuberia sanitaria PVC D = 6"	ml	25.30	$ 93,383.00	$ 2,362,589.90
2.15	Suministro e instalacion de rejilla para pre filtro ubicada en el fondo	ml	5.06	$ 771,304.00	$ 3,902,798.24
2.16	Imermeabilizante acrilico para interior de los tanques PTAP	m2	188.77	$ 39,180.00	$ 7,396,039.94
2.17	Pintura en vinilo tipo 1 para exteriores	m2	35.34	$ 19,310.00	$ 682,338.16
2.18	Suministro e instalacion de pasos en hierro Ø5/8" cada 0,3m	un	37.33	$ 28,024.00	$ 1,046,229.33
2.19	Tapa en concreto para cajilla y tanque de estabilizacion cloracion y bombeo	un	2.00	$ 174,460.00	$ 348,920.00
2.20	Suministro e instalación de válvula de compuerta en HD 3" extremo con brida	un	7.00	$ 1,097,593.00	$ 7,683,151.00
2.21	Suministro e instalacion de tuberias de acueducto en PVC UP Ø 3" RDE 21	ml	233.40	$ 63,810.00	$ 14,893,254.00
2.22	Suministro e instalacion de union brida por acople universal 3 plg HD BxB Para PVC	un	28.00	$ 278,475.00	$ 7,797,300.00

2.23	Suministro e instalacion de union brida por acople universal 6 plg HD BxB Para PVC	un	8.00	$ 314,608.00	$ 2,516,864.00
2.24	Suministro e instalacion de Codo PVC 3" x90º E.L. presión para PTAP y Tanques	un	43.00	$ 71,270.00	$ 3,064,610.00
2.25	Suministro e instalacion de Tee PVC 3" x90º E.L. presión para PTAP y tanques	un	5.00	$ 89,066.00	$ 445,330.00
2.26	Suministro e instalacion tuberia 3" perforada 1/2" cada 20cm en la red de distribución de agua en el pre filtro y filtro (4 unidades)	m.l	36.40	$ 68,701.00	$ 2,500,716.40
2.27	Suministro e instalacion tee doble 3" red de distribución de agua en el pre filtro y filtro 4 unidades	un	16.00	$ 41,846.00	$ 669,536.00
2.28	Suministro e instalacion tapones 3" red de distribución de agua en el pre filtro y filtro 4 unidades	un	32.00	$ 33,764.00	$ 1,080,448.00
2.29	Suministro grava lavada entre 38 y 1.4 mm	m3	20.48	$ 217,011.00	$ 4,444,385.28
2.30	Suministro arena lavada y seleccionada para el filtro	m3	12.80	$ 167,011.00	$ 2,137,740.80
2.31	Muro en ladrillo tipo soga para caseta de cloracion y bombeo ladrillo comun 20 cm x 10 cm x 6 cm	m2	21.60	$ 80,460.00	$ 1,737,936.00
2.32	Concreto para vigas de cimentacion caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	m3	0.16	$ 768,420.00	$ 126,558.77
2.33	Concreto 3000 psi para vigas de coronacion caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	m3	0.16	$ 768,420.00	$ 126,558.77
2.34	Concreto 3000 psi para columnas caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	m3	0.22	$ 786,355.00	$ 169,852.68
2.35	Acero de refuerzo 60000 psi para vigas columnas caseta	kg	84.31	$ 8,986.00	$ 757,570.12
2.36	Puerta caseta cloracion y bombeo en aluminio	m2	2.75	$ 604,956.00	$ 1,663,629.00
2.37	Cubierta termo acustica Ecoroof 36 UPVC 0,92m x 3,05m	m2	5.70	$ 242,537.00	$ 1,382,460.90
2.38	Perfil central C tipo GR 50 (100X50X1,5mm) en acero para caseta 2.5317Kg/ml	Kg	5.32	$ 83,796.00	$ 445,507.30
2.39	Soporte en acero para tanque solucion de cloro Perfil C tipo GR 50 (100X50X1,5mm) en acero 2.5317Kg/ml	Kg	66.10	$ 170,073.00	$ 11,242,282.29
2.40	Tanque en polietilieno alta densidad tipo botella de 500 litros de capacidad	Und	1.00	$ 542,120.00	$ 542,120.00
2.41	Suministro en instalacion de bomba centrifuga 5Hp trifasica	Und	1.00	$ 5,164,498.00	$ 5,164,498.00
SUBTOTAL CONSTRUCCION PTAP					**$ 312,450,172.71**
MAS AUI				**30%**	**$ 93,735,051.81**
MAS INTERVENTORIA				**7%**	**$ 21,871,512.09**
TOTAL CONSTRUCCION DE LA PTAP					**$ 428,056,736.61**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El costo de la alternativa de potabilización seleccionada es de $ 428.056.736,61

13. REDISEÑO DEL PROCESO Y DISEÑO FINAL

13.1. CALCULO SISTEMA DE BOMBEO POZO PROFUNDO

Se desea calcular el sistema de bombeo desde el pozo profundo hacia la planta de potabilización, con el objeto de certificar el sistema de bombeo existente o cambiar por un sistema con una bomba de menor capacidad a 15 Hp.

El bombeo desde el pozo profundo se realiza con una bomba tipo “Lapicero” de 15 hp de potencia y el flujo se dirige por tuberías PVC de 3” hacia la planta de potabilización.

Calculo de la potencia de la bomba existente

Para mayor claridad se calcula el caudal de bombeo mediante la siguiente ecuación:

$$Q_b = V_{\tan que} \bullet \frac{1000}{3600 \bullet N}$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo, l/s.
Vtanque = Volumen de los tanques= 169,2m^3
N = Número de horas de bombeo (12,3 horas) por la presencia de un nuevo tanque

El caudal de bombeo se calcula con la ecuación:
Qb = 169,2m^3/(3600x 12,3hr) = 0,0038m^3/s = 3,8 lps

Donde la capacidad de los tanques es:

Tabla 77. Capacidad tanques almacenanmiento

Tanque	Capacidad m^3
T1 Existente	75.6
T2 Existente	18
T3 Nuevo	75.6
TOTAL	169.2

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La carga dinámica o altura manométrica total se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_b = H_s + H_i$$

Donde:
Hb = Altura dinámica o altura de bombeo, m.
Hs = Carga de succión =76 m.
Hi = Carga de impulsión = 3,75 metros tomando en cuenta un factor de seguridad del 25%.

La diferencia de cotas entre el punto de bombeo y descarga es de 79,5m (76m de succión más 3,75m de impuso hasta la PTAP):

Hb =79,8m

Carga neta de succión positiva (NPSH)

El NPSH requerido es función del diseño de fábrica de la bomba, su valor, determinado experimentalmente, es proporcionado por el fabricante. El NPSH requerido corresponde a la carga mínima que necesita la bomba para mantener un funcionamiento estable. Se basa en una elevación de referencia, generalmente considerada como el eje del rodete.

El NPSH disponible es función del sistema de succión de la bomba, se calcula en metros de agua, mediante la siguiente fórmula:

$$NSPH_{disp} = H_{atm} - (H_{vap} + h_s + \Delta H_s)$$

Donde:

NPSHdisp = Carga neta de succión positiva disponible, m.
Hatm = Presión atmosférica = 10,25 m
Hvap = Presión de vapor (27ºC) = 0,32 m.
hs = Altura estática de succión = 76 m.
ΔHs = Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería = 0,79 m.

Para tuberías en PVC, se utiliza las siguientes fórmulas para el cálculo de pérdidas:

$$h_c = \frac{0{,}473 \bullet Q^{1,75}}{D^{4,75}} \bullet L$$ Para tuberías

$$hf = \frac{K \bullet V^2}{2g}$$ Para accesorios

Se tiene en cuenta el siguiente listado de accesorios y tuberías:

Tabla 78. Calculo del Factor K para el Cálculo de Pérdidas bombeo desde pozo profundo

ACCESORIO	CANTIDAD	K	PERDIDAS TOTALES m
Tubería bombeo	101	C = 140	0.24
Rejilla	0	0.75	0.00
Codo 90º	4	0.75	0.25
Válvula globo	0	10	0.00
Te salida lateral	0	1.8	0.00
Entrada al tubo	1	0.5	0.04
Válvula retención	1	2	0.17
Purga	0	10	0.00
Ventosa	0	2.5	0.00

Salida del tubo	1	1	0.08
PERDIDAS ACCESORIOS			**0.55**
PERDIDAS POR FRICCION			**0.24**
PERDIDAS TOTALES			**0.79**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Datos para cálculo de pérdidas:

Tipo y diámetro de tubería seleccionado: Tubería PVC de 3" para el tramo de bombeo hasta la PTAP.
Distancia de bombeo: 101 metros
Caudal de bombeo: Q= 3,8 lps
Velocidad de bombeo calculada: $V=Q/A = \frac{3{,}8x10^{-3}m^3/s}{4{,}56x10^{-3}m^2} = 0{,}83m/s$

La carga de impulso está dada por la carga dinámica Hb más las pérdidas totales en tubería.

Hi = 76 m + 3,75m+ 0,79m = 80,54 metros.

Potencia de la bomba.

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$Pb = \frac{Q_b \bullet H_b}{76\,\eta}$$

Donde:

Pb = Potencia de la bomba y del motor (HP).
Qb = Caudal de bombeo = 3,8 lps (máximo caudal de bombeo)
Hb = Altura manométrica total = 80,54 m
η = Eficiencia del sistema de bombeo, η = η motor η bomba = 0,5

Pb =8,05 Hp

Por lo tanto, se mantiene el uso de la bomba sumergible tipo lapicero, motor trifásico de 15Hp succión/descarga 3", capaz de bombear 3,8 lps a una altura de 80,54 metros.

13.2. DISEÑO PTAP

En el capítulo de análisis de alternativas, se optó por un sistema de filtración con ascendente con tanque de nivelación, cloración y bombeo.

13.2.1. Filtración ascendente - prefiltro (Articulo 114 RAS 330 de 2017)

El agua cruda debe entrar por debajo del lecho y asciende para descargar en un sistema efluente. Puede hacerse lavado continuo o lavado intermitente. En este último caso el lavado se hace en el mismo sentido de la filtración, lo que tiene el inconveniente de producir conexiones cruzadas de agua limpia con agua de lavado. El sistema de drenaje, por trabajar con agua cruda debe ser a prueba de atascamiento.

- La velocidad de filtración se elige en función de la calidad del agua, aumenta con la calidad de esta en un rango de 1 a 1,5 m/h
- La relación de las velocidades en las tuberías secundarias y principal que distribuyen el agua en el fondo de la unida debe ser Vp/Vs ≤ 0,462 para obtener una buena equirrepartición. Asi obtenemos el diámetro de las tuberías secundarias.
- La perdida de carga en el lecho durante la operaci6n normal de prefillraci6n es de 20 cm, aproximadamente.
- El sistema prefiltro-fillro tiene poca capacidad de asimilación de variaciones repentinas en la calidad del agua cruda.
- El espesor total del lecho de filtración debe ser ≥ 1,2m.
- La altura del agua sobre el lecho debe ser ≥ 0,4m
- La altura del borde libre debe estar entre 0,2m y 0,4m.
- La velocidad de descarga del lavado debe ser 1m/min o 0,017m/s.

Según el artículo 114 de la resolución RAS 330 de 2017, los parámetros para diseño de un sistema de filtración se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 79. Rangos de tasa de Filtración lenta en multiples etapas (FIME)

PARAMETRO	FILTRACION LENTA EN ARENA	FILTRO GRUESO DINAMICO	FILTRO GRUESO ASCENDENTE
Tasa de filtración (m^3/m^2/dia)	7 -14	48 - 72	7,2 – 14,4
Profundidad del medio (m)	0,8 – 1,0	0,6m Total (0,2m cada capa)	0,4 – 0,9

Fuente: (Resolucion330, 2017)

El filtro grueso ascendente tendra una tasa de filtración de:

$$Tasa\ filtracion = \frac{3{,}8lps\ x\ 46800\ s/dia}{12{,}8m2\ x\ 1000\ l/m3} = 14{,}4 m^3/m^2\text{-dia}$$

No se bombea 24 horas/dia, se bombea máximo 13horas/dia

Las capas de grava se presentan a continuación y su altura máxima es 0,9m

CAPA	ESPESOR (M)	TAMAÑO (MM)
Capa 1 grava	0,1 - 0,3	19 - 38
Capa 2 grava	0,2 – 0,4	6,4 – 12,7
Capa 3 grava	0,15 – 0,5	2,4 – 4,8
Capa 4 grava	0,15- 0,5	1,4 – 2,0

Area transversal de flujo:

El área transversal de flujo se calcula con la ecuación:

$$A_T = \frac{Q}{V_f}$$

Donde:
Caudal de flujo Q= 3,8 lps
Velocidad de flujo Vf = 1,5m/h = 4,17x10^{-4} m/s

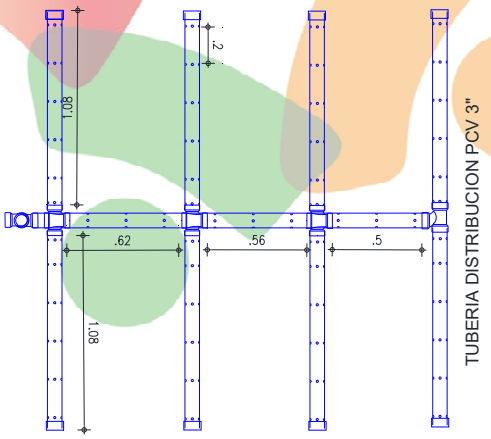
$$At = \frac{3{,}8\text{x}10^{-3}\text{m}^3/\text{s}}{4{,}17\ \text{x}10^{-4}\ \text{m/s}} = 9{,}11\ \text{m}^2$$

Como se utiliza dos unidades de pre filtración, el área por cada unidad es de 4,55m^2.

Se toma un ancho (W) de prefiltro de 2,53m, luego la longitud es de 1,80m, pero como se quiere un prefiltro cuadrado, se toma una longitud de 2,53m.

La tubería de ingreso y distribución es PVC de 3 pulgadas. La tubería de distribución, tiene perforaciones de ½ pulgadas con separaciones de 20 cm.

Figura 37. Sistema de distribución de agua en el fondo del pre filtro



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

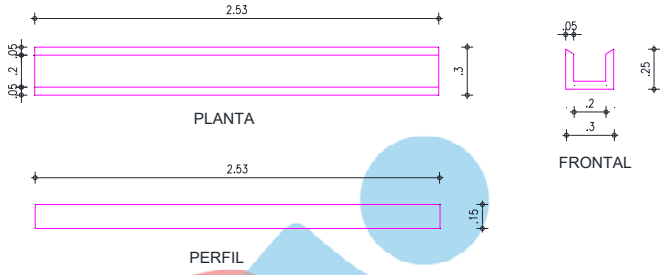
Luego se integra las diferentes capas de filtración en grava, las cuales se presentan a continuación.

CAPA	ESPESOR (m)	TAMAÑO (mm)	Volumen (m^3)
Capa 1	0,4	19 - 38	2,56
Capa 2	0,2	6,4 – 12,7	1,28
Capa 3	0,15	2,4 – 4,8	0,96
Capa 4	0,15	1,4 – 2,0	0,96
TOTAL	0,9		5,76

La altura del líquido por encima del lecho es de 0,6m

El fluido se recoge en dos canales en concreto de 0,2 metros de ancho, 2,53m de largo y 0,25m de altura que se disponen a lo largo del pre filtro para recoger el agua filtrada y se envía al filtro.

Figura 38, Canales de recolección del agua después del paso del pre filtro



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Las especificaciones del pre filtro se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 80. Dimensiones del pre filtro

ESPECIFICACIONES	CARACTERISTICAS
Longitud (L)	2,53m
Ancho (W)	2,53m
Altura Lecho (H_L)	0,9m
Altura del nivel del agua por encima del lecho (H_H)	0,6m
Tubería de ingreso	PVC 3 pulgadas
Canales de salida	Concreto 2,53m largo x 0,2m ancho x 0,25m altura

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Dimensionamiento y cálculo de perdidas

El dimensionamiento y cálculo de pérdidas en el pre filtro se calculó en Excel y la tabla de resultados se presenta a continuación:

PROYECTO:	ESTUDIOS Y DISEÑOS OPTIMIZACION DEL ACUEDUCTO DEL CENTRO POBLADO DEL PAPAYAL MUNICIPIO DE RIONEGRO SANTNADER
MUNICIPIO:	RIONEGRO SANTANDER AUTOR:

DISEÑO DE FILTROS GRUESOS DINÁMICOS - PRE FILTRO

DATOS INICIALES: INGRESO DE VALOR Q		
CAUDAL DE DISEÑO (Q) =	2.92	Lts/seg
DE PLANTA TRATAMIENTO =	10.52	m3/h

EN EL PRESENTE PROYECTO SE HA DECIDIDO:

DISEÑAR DOS FILTROS GRUESOS DINÁMICOS, LOS CUALES CADA UNO TRABAJARÁ CON EL 65% DEL CAUDAL DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

PARÁMETROS DE DISEÑO

Caudal de entrada o diseño planta tratam.(Qe) =		2.9	lts/seg
Caudal por filtrar (Qf) =	82%	2.40	lts/seg
		0.002	m3/seg

Velocidad de filtración (Vf) = 0.50 - 3.00 m-h			
Velocidad adoptada		2.5	m/h
		0.000694	m/seg
Velocidad superficial de lavado (Vs) =	0,15 - 0,30	m/s	
Velocidad de lavado (VL)=	20.00	m/h	

CALCULO DEL AREA SUPERFICIAL

As = Qf / Vf	As =	3.45	m2.
Donde:			
Qf = caudal a filtrarse (m3/seg)			
Vf = velocidad de filtración (m/seg)			

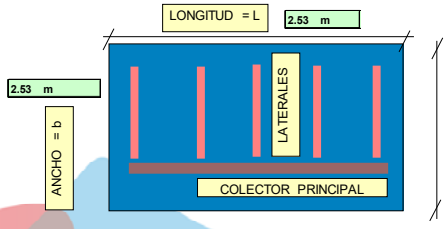
CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DEL FILTRO

ANCHO (IMPUESTO)	b =	2.53 m
POR TANTO:	L = As/b	
	L =	1.36 m

MEDIDAS ADOPTADAS DEL FILTRO GRUESO DINÁMICO:

LARGO DE FILTRO	L =	2.53 m
ANCHO DE FILTRO	b =	2.53 m

Área de filtración =	b*L	6.40 m2



COMPROBACION DE LA VELOCIDAD SUPERFICIAL DE LAVADO

$$b = 3.40 * \frac{Q_L}{Vs^3}$$

$$Vs = \sqrt[3]{\frac{3.40 * Q_L}{b}}$$

Donde:		
b = ancho del filtro =	2.53	m
Q = caudal disponible para el lavado superficial		
Vs = Velocidad superficial de lavado =	0,15 - 0,30	m/s

Adoptamos el caudal de lavado igual al caudal de ingreso al filtro =	2.397	lts/seg.

Vs =	0.16	m/seg
ATENCIÓN ------->>>	DENTRO DE NORMA	
	ENTRE 0.15 - 0.30 m/seg.	
	ES ACEPTABLE	

CÁMARA DE ENTRADA

CÁLCULO DEL NIVEL DEL AGUA SOBRE EL VERTEDERO RECTANGULAR DE PARED GRUESA

$$H = \left[\frac{Qe}{M\,b}\right]^{2/3}$$

Qe = Caudal de ingreso m3/s.	0.0024	m3/seg
b = Longitud de la cresta del vertedero (m)	2.53	m.
H = Lámina de agua sobre la cresta (m)	?	CALCULAMOS
M = Coeficiente para vertedero de pared gruesa =	1.84	

H = 0.0064	m.	H = 0.64	cm.

La altura de agua sobre el vertedero de entrada debe s **0.64 cm** para que ingrese el caudal requerido

GUÍAS PRELIMINARES DE DISEÑO DE FILTROS GRUESOS DINÁMICOS

Criterio	Valores Recomendados
Periodo de Diseño (años)	25
Periodo de Operación(h/d)*	24
Velocidad de Filtración (m/h)	2 a 3
Numero mínimo de unidades en paralelo	2
Área de filtración por unidad (m2)	< 10
Velocidad superficial de flujo durante el lavado (m/s)	0.15 a 0.3
Lecho Filtrante	
- Longitud	0.6
- Tamaño de gravas	Ver tabla 3
Altura del vertedero de salida	0.03(**)

(*) En estaciones de bombeo, con períodos de bombeo inferiores a 24 h/dia se recomienda prever un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGDi

(**) medido a partir del lecho superficial de grava

Especificaciones de Lecho Filtrante recomendado para FGDi

TABLA 3

Posición en la Unidad	Espesor capa (m	Tamaño de grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 - 25.0

SISTEMA DE DRENAJE

LA VELOCIDAD DE LAVADO (VL) DEL FILTRO ADOPTAMOS EN :	**20.0 m/h**

CAUDAL DE LAVADO QL	**= A x VI**			
A = Área de filtración	A =	**2.53 m**	x	**2.53 m**
	A =	6.40 m2		
QL =	128.018	m3/h		
QL =	0.0356	m3/s		

LA TUBERÍA DE DRENAJE DEBE CUMPLIR CON LAS SIGUIENTES REGLAS GENERALES:

1.- Area total de orificios = (0.0015 - 0.005)
Area de filtración

2.- Area del tubo lateral = (2.00 - 4.00)
Area orificios laterales

3.- Area del tubo colector = (1.50 - 3.00)
Area de tubos laterales

1.- DIÁMETRO DE LOS ORIFICIOS

DIÁMETRO DE CADA ORIFICO (ADOPTADO) =	12.7	mm	
Area de cada orificio Ao =	1.267E-04	m2	A = Pi*D^2/4
VELOCIDAD EN CADA ORIFICIO (Vo) =	(3.00 - 5.00) m/seg.		
ADOPTAMOS Vo =	3	m/seg	
EL CAUDAL QUE INGRESA EN CADA ORIFICIO (Qo) SERÁ:			
Qo =	Ao x Vo		
Qo =	3.8003E-04	m/seg.	

Nº de orificios = CAUDAL DE LAVADO / CAUDAL DE CADA ORIFICIO
QL = 0.0356 m3/seg
Nº de orificios = QL / Qo
Nº de orificios = 93.57 ORIFICIOS

			ASUMIMOS	
Orificios calculados =	94	ORIFICIOS CALCULADOS	144	ORIFICIOS

Area total de los orificios =	144 x Ao		
Ato =	1.824E-02	m2	

COMPROBAMOS:

Area total de orificios = (0.0015 - 0.005) =	1.824E-02	=	0.002850	
Area de filtración	6.40 m2		ATENCIÓN ------->>>	DENTRO DE NORMA
				DEBE ESTAR ENTRE 0.0015 A 0.005 OK!

2.- CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LOS LATERALES

Número de laterales asumidos =	4	Laterales
Longitud de lateral =	230	cm
Separación entre orificios =	20	cm
Separación entre Laterales =	1	m
Número de orificios por lateral =	23	Orificios
Diámetro del orificio =	13	mm
Area del orificio =	1.267E-04	m2

SON CINCO (5) LATERALES A PARTIR DEL COLECTOR PRINCIPAL CON 20 ORIFICIOS EN CADA LATERAL

El Area de los orificios en cada lateral será = 23 x Ao = 2.914E-03 m2

Area del tubo lateral = (2.00 - 4.00)
Area orificios laterales

ASUMIMOS = 2

Area del tubo lateral = Area orificios lateral X 2
Area del tubo lateral = 0.00583 m2

CALCULAMOS EL DIÁMETRO INTERIOR DEL TUBO LATERAL = (4*A/PI) ^ (1/2)

D int = 0.086135591 m. = 86.14 mm.

SE ASUME TUBERÍA DE DIÁMETRO =	63	mm	x	0.80 Mpa.
DIAMETRO INT.=	76.2	mm		
AREA =	0.0046	m2		

COMPROBAMOS:

Area del tubo lateral = (2.00 - 4.00)	4.560E-03	=	1.565
Area orificios laterales	0.0029		

ATENCIÓN ------>>> FUERA DE NORMA. DEBE ESTAR ENTRE 2.00 - 4.00

3.- CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL COLECTOR PRINCIPAL

Area del tubo colector = (1.50 - 3.00)
Area de N tubos laterales

ASUMIMOS = 2

N = 1 LATERAL Un tubo llega en cada nudo → NOTA: Generalmente, al colector principal llegan dos laterales, En este caso al colector sólo llega un lateral

Area del tubo colector = 2 x Area de N tubos laterales

Area de tubos laterales =	**1 LATERAL x**	**Area de cada lateral**
Area de N tubos laterales =	**0.004560378**	**m2**
Area del tubo colector =	**0.009120756**	**m2**

CALCULAMOS EL DIÁMETRO INTERIOR DEL TUBO COLECTOR = (4*A/PI) ^ (1/2)

D int =	0.107763073	m.
	107.76	mm
DIÁMETRO DE TUBERÍA ASUMIDO =	101.6	mm
	x	0.80 Mpa.
DIÁMETRO INT.=	84.4	mm
ÁREA =	0.0056	m2

COMPROBAMOS:

Area del tubo colector = (1.50 - 3.00)	0.0056	=	1.227
Area de N tubos laterales	0.004560378		

ATENCIÓN ------>>> FUERA DE NORMA. DEBE ESTAR ENTRE 1.50 - 3.00

RESUMEN:

Número de laterales =	4	Laterales
Longitud de cada lateral =	230	cm
Perforaciones por c/lateral =	23	Orificios
Diámetro de perforación =	13	mm
Separación entre Orificios	20	cm
Separación entre Laterales	1	cm

MATERIAL FILTRANTE

Las especificaciones técnicas dadas en las normas para filtros gruesos dinámicos nos indican que la Grava gruesa, media y fina deben cumplir con las siguientes características:

POSICION EN EL LECHO	ESPESOR DE CAPA EN m.	DIAMETRO mm.	PARAMETRO
SUPERIOR	0.30	1,4 – 2,0	GRAVA FINA
INTERMEDIO	0.30	2,4 – 4,8	GRAVA MEDIA
INTERMEDIO	0.30	6,4 – 12,7	GRAVA MEDIA
INFERIOR	0.45	19 - 38	GRAVA GRUESA

CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA

EN LA GRAVA:

$$hg = \frac{Q * R^2}{4000 * d^{1.67} * L}$$

En donde:

hg = Pérdida de carga (pies)
d = Diámetro de la grava (pies)
Q = Caudal a filtrarse (pies3/seg)
R = La mitad de la distancia entre laterales (pies) **1 cm**

Q =	2.397	lit/seg =	0.0846	pies3/seg.	
R =	0.004	m. =	0.0131	pies	

GRAVA SUPERIOR:						
L (espesor de la capa) =		0.30	m	0.9843	pies	
d (diámetro efectivo grava) =		1.70	mm	0.005577428	pies	
hg1 =	2.14777E-05	pies	0.00001	m	0.001	cm.

GRAVA INTERMEDIA:						
L (espesor de la capa) =		0.30	m	0.9843	pies	
d (diámetro efectivo grava) =		3.60	mm	0.0118110	pies	
hg2 =	6.13497E-06	pies	0.00000	m	0.000	cm

GRAVA INTERMEDIA:						
L (espesor de la capa) =		0.30	m	0.9843	pies	
d (diámetro efectivo grava) =		9.55	mm	0.0313320	pies	
hg2 =	1.20291E-06	pies	0.00000	m	0.000	cm

GRAVA INFERIOR:						
L (espesor de la capa) =		0.45	m	1.4764	pies	
d (diámetro efectivo grava) =		28.5	mm	0.093504	pies	
hg3 =	1.29168E-07	pies	0.00000	m	0.000	cm

PÉRDIDA TOTAL EN LA GRAVA.

Ht = hg1 + hg2 + hg3+ hg4

Ht =	0.0000	m	0.0009	cm

EN LOS ORIFICIOS

FORMULA DE TORRICELLI

$$Ho = \frac{Qo^2}{Cd^2 * Ao^2 * 2 * g}$$

$$Qo = \frac{Qf}{\#\,totalorificios}$$

Donde:

Qo = Caudal de cada orificio			
Cd para orificios =	**0.60**		
Ao = Area de cada orificio =	**1.27E-04**	**m2**	
Aot = Area total de orificios = Ao x # orificios =	**0.018241512**	**m2**	
g = aceleración de la gravedad = 9,81	**9.81**	**m/seg2**	
Qf = Caudal a filtrarse o drenar =	**2.397**	**lit/seg**	**0.002396923 m3/seg**
# total de orificios =	**144**	**ORIFICIOS**	

Qo =	1.66453E-05	m3/seg		
Ho =	2.44E-03	m	0.244	cm

PÉRDIDA TOTAL:

HT = Ht + Hot

HT =	0.0025	m	0.2453	cm

La pérdida total es de 0,246 m en el pre filtro.

13.2.2. Filtros lento Resolucion RAS 330 de 2017

El filtro lento en arena cuyo modelo se propone a continuación se diferencia del filtro lento convencional de altura de agua variable en los siguientes puntos:

- Cuenta con estructuras simplificadas de entrada y salida del agua con respecto a los filtros convencionales sin afectar la función que cumplen.

- Considerando que la principal actividad biológica en el lecho de arena transcurre en los primeros campos y que la alto temperatura de la zona, favorece esta actividad, se propone una altura de lecho de 35 cm, lo que permite una remoción de Coliformes del 95%.

- Para la limpieza del lecho filtrante se aplica el método manual con flujo de agua ascendente.

Con las modificaciones anteriores se consigue reducir el costo directo de construcción de los filtros en aproximadamente un 40% (simplificación de las estructuras y reducción de la altura de la caja del filtro). además de facilitarse su operación, debido a las condiciones de logística en la zona donde se opera el proyecto.

la selección de la arena para el lecho filtrante es un punto crítico, pues el transporte de arenas seleccionadas desde lugares lejanos eleva significativamente te los costos: puede representar el 30% de los costos directos de construcción de los filtros. la literatura técnica es muy exigente con respecto a las características de las arenas, sin embargo, con un sencillo método de tamizado y lavado de arenas disponibles localmente puede obtenerse un lecho filtrante adecuado sin afectar la eficacia del filtro.

Durante la operación normal de filtrado el agua ingresa por la parte superior del filtro al nivel de agua sobrenadante, El canal de ingreso y reparto tiene una tubería de 6 pulgadas con válvula que permiten purgar el agua de lavado que se hace en flujo inverso al ingreso.

El agua en el nivel superior permanecerá durante varias horas, periodo durante el cual las partículas suspendidas en el agua pueden sedimentar. El nivel de la capa de agua sobrenadante se va elevando con la obstrucción del filtra hasta llegar al rebose, momento en cual es necesario lavar el lecho de arena. Por encima del rebose se deja una altura libre de 20 cm.

En la capa superficial de arena se desarrolla la mayor actividad biológica y se remueve la mayoría de organismos patógenos del agua. la altura del lecho mide entre 30 y 40 cm, dependiendo de la calidad del agua bruta.

Es necesario realizar un proceso de tamizado de la arena para eliminar granos de arena demasiado gruesos y finos, y lavar la grava y arena antes de colocarlas en el filtra para eliminar la materia orgánica y arcillas.

El agua atraviesa el lecho filtrante de arena y es recogida por el sistema de drenaje en el fondo, constituido por tuberías perforadas que la conducen a la siguiente unidad. Sobre las turbias perforadas del fondo se encuentran las capas de grava que cumplen la función de soporte de la arena.

Dimensionamiento

Según el artículo 114 de la resolución RAS 330 de 2017, los parámetros para diseño de un sistema de filtración se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 81. Rangos de tasa de Filtración lenta en multiples etapas (FIME)

PARAMETRO	FILTRACION LENTA EN ARENA	FILTRO GRUESO DINAMICO	FILTRO GRUESO ASCENDENTE
Tasa de filtración (m^3/m^2/dia)	7 -14	48 - 72	7,2 – 14,4
Profundidad del medio (m)	0,8 – 1,0	0,6m Total (0,2m cada capa)	0,4 – 0,9

Fuente: (Resolucion330, 2017)

El filtro lento en arena tendra una tasa de filtración de:

$$Tasa\ filtracion = \frac{3{,}8lps\ x\ 46800\ s/dia}{12{,}44m2\ x\ 1000\ l/m3} = 14{,}3 m^3/m^2\text{-dia}$$

No se bombea 24 horas/dia, se bombea máximo 13horas/dia

El dimensionamiento se calculó en tabla Excel para obtener dimensiones y perdidas hidráulicas en el sistema.

DISEÑO DE FILTROS LENTOS DESCENDENTES

INGRESAR CAUDAL DE DISEÑO

CONSIDERACIONE SPREVIAS

DATOS INICIALES:		
CAUDAL DE DISEÑO (Q) =	1.900	Lts/seg
PLANTA TRATAM. PROYECTO	6.84	m3/h
POBLACIÓN DE DISEÑO =	1229	Hab

CÁLCULO DE NÚMERO DE FILTROS

1.- CRITERIO DE SEGURIDAD DE FUNCIONAMIENTO

N =1/4 Q — N = 1.71

N = Numero de Filtros

Q = caudal m3/h — DISEÑAR: **2 Filtro (s)** — ATENCIÓN ----------->>> ¡ O. K !

2. CRITERIO DE CAUDAL

Se aconsegan 2 filtros si el caudal es mayor a 100 m3/día y menor a 300 m3/dia
1 filtros si caudal es menor 100 m3/día

Q = 6.84 m3/h
Q (en un día) = 164.16 m3/día → DISEÑAR DOS FILTOS ¡O . K !

Nº DE FILTROS A DISEÑAR = 2 FILTRO (S)

3. CRITERIO DE POBLACIÓN

Se recomienda 2 filtros para poblaciones menores a 2000 Habitantes
se adoptara 2 unidades para trabajar al 65 %de Caudal en cada uno
caudal en cada Filtro. Se recomienda diseñar **1 Filtro** para una población infeior a 1000 Hab.

NÚMERO DE FILTROS A DISEÑAR

POBLACIÓN DEL PROYECTO = 1229 Hab → DISEÑAR DOS FILTOS ¡O . K !

AQUÍ SE COLOCARÁ EL NÚMERO DE FILTROS A DISEÑAR

POR TANTO SE DISEÑARÁN = 2 — FILTRO (S) EN EL PROYECTO

UN FILTRO = 100 % * Q diseño
DOS FILTROS = 65 %* Q diseño

Colocar % de caudal con el cual se va a diseñar el(los) filtros

CAUDAL DE DISEÑO DE FILTRO (S) = 100% *Q (Lts/seg)

Tabala Nº 1

Criterios de diseño recomendados para Filtros Lentos en Arena

Criterio de diseño		Valores Recomendados		
		Ten States Standards (USA)	Huisman and Wood 1974	Visscher et at 1987
Periodo de Diseño (años)		n.e	n.e	10 a 15
Periodo de Operación(h/d)		n.e	24	24
Velocidad de Filtración (m/h)		0.08 a 0.24	0.5 a 1	0.1 a 0.2
Altura de arena (mm)				
inicial		0.8	1.2	0.9
final		n.e	0.7	0.5
Diámetro efectivo arena (mm)		0.30 a 0.45	0.15 a 0.35	0.15 a .030
Coeficiente de Uniformidad				
Aceptable		2.5	< 3	< 5
Deseable			< 2	< 3
Altura de lecho de soporte incluyendo el drenaje (m)		0.4 a 0.6	n.e	0.3 - 0.5
Altura de agua sobrenadante (m)		0.9	1 a 1.5	1
borde libre (m)		n.e	0.2 a 0.3	0.1
Velocidad máxima de colector			0.5	m/seg
Velocidad máxima en los tubos laterales			0.5	m/seg
Separación de laterales			1 a 2	m
Tamaño de orificio en tubos laterales			< 10	mm
Separación de orificios en tubos laterales			0.10 a 0.30	m

PARÁMETROS DE DISEÑO:

EN EL PRESENTE PROYECTO SE HA DECIDIDO:
DISEÑAR DOS FILTROS LENTOS, LOS CUALES CADA UNO TRABAJARÁ
CON EL 65% DEL CAUDAL DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

Caudal de la planta (Qt) = 1.900 lts/seg

Q por filtrar(Qf) = 1.00 *Qf — 1.900 lts/seg — 0.0019 m3/seg

Velocidad de filtración (Vf) = 0.10 - 0.20 m/h

Velocidad adoptada = 1.100 m/h
según tabla Nº 1 Adjunta. 3.06E-04 m/seg
0.0306 cm/seg

CÁLCULO DEL AREA SUPERFICIAL

As = Qf / Vf
Donde:
Qf = caudal a filtrarse (m3/seg)
Vf = velocidad de filtración (m/seg)

As = 6.22 m2
Ancho filtro 2.53 m
L= 2.46 m

POR LO TANTO EL O LOS FILTROS TENDRÁN LAS SIGUIENTES DIMENSIONES

ÁREA DEL FILTRO

Ancho=	2.53 m
Longitud=	2.46 m
Area =	6.22 m de radio

SISTEMA DE RECOLECCION DE AGUA FILTRADA

Velocidad de filtración = 3.06E-04 m/seg

Caudal filtrado QF = A x Vf

A = Area de filtración
A = 6.22 m2
QF = 1.900E-03 m3/s

DIÁMETRO DE CADA ORIFICO (ADOPTADO) = ORIFICIO D = 12.7 mm
Área de cada orificio Ao = 1.27E-04 m2

VELOCIDAD EN CADA ORIFICIO (Vo) = 0.14 m/seg → ADOPTADA

EL CAUDAL QUE INGRESA EN CADA ORIFICIO (Qo) SERÁ:

Qo´ = Ao x Vo

Qo´ = 1.77E-05 m3 /seg.

Nº de orificios = CAUDAL FILTRADO / CAUDAL DE CADA ORIFICIO

Nº de orificios = QF / Qo´

Nº de orificios = 107.13 POR TANTO: SE ASUME ------>>>> 108 ORIFICIOS

ASUMIMOS 8 LATERALES: 4 A CADA LADO DEL COLECTOR PRINCIPAL CON DOS ORIFICIOS

SEPARACIÓN DE ORIFICIOS (NORMA= 0.10 -0.30 m) =	0.20	m	→ ASUMIDO
Distancia entre recolectores o laterales (NORMA = 1 a 2 m) =	1.00	m	→ ASUMIDO

Nº de Laterales = 5, a cada lado del colector principal				
Long. Lateral Nº 1 =	2.06 *1	2.06	m	
Long. Lateral Nº 2 =	2.06 *1	2.06	m	
Long. Lateral Nº 3 =	2.06 *1	2.06	m	
Long. Lateral Nº 4 =	2.06 *1	2.06	m	
Long. Lateral Nº 5 =				
Longitud Total (5 laterales)=		8.23	m	

LONGITUD DE LATERALES

Largo flitro	2.46 m
SEP. LATERALES =	1.00 m
Nº LATERALES =	1 LATERALES
Dist. Lateral último a la pared =	0.73 m

Espacio entre orificios = 0.20 m

Nº de orificios = (Long. Total / espacios entre orificios) *2 orificos c / ado

Nº de orificios = 82.3 orificios

CAUDAL EN CADA ORIFICIO

qo = caudal diseño / Nº de orificios

Q diseño de filtro =	1.90	lts/seg	0.0019	m3/seg
qo =	0.023083	lts/seg	0.0000231	m3/seg

CÁLCULO DEL LATERAL PRINCIPAL

CALCULAMOS EL CAUDAL QUE INGRESA AL LATERAL QUE TIENE MAYOR NUMERO DE ORIFICIOS.

Lateral central L = 2.06 m → Lateral más significativo

Nº de orificios = 20 orificios en lateral

Caudal que ingresa en el lateral qL = Nº orificios x qo

Caudal del lateral (qL) =	0.462	lts/seg	0.000462 m3/seg

Área del tubo lateral (AL) = Caudal del lateral qL / Velocidad en lateral

La velocidad en la tubería lateral no debe ser mayor a 0.50 m/seg.

Preferiblemente menor a los 0.30m/seg

Velocidad adoptada = 0.15 m/seg.

Area del tubo lateral (AL) = 0.003077751 m2

Diámetro interior del tubo lateral =	D int = (4*AL/PI)^0.5	0.0626	m
		62.60	mm

SE ASUME TUBERÍA DE DIAMETRO SEGÚN (MIDUVI -IEOS) =

DIÁMETRO EXT.=	76.2 mm	0.80 Mpa.
DIÁMETRO INT.=	76 mm	
AREA =	0.0045 m2	

COMPROBACIÓN DE LA VELOCIDAD EN EL LATERAL :

Lateral del extremo L = 2.06 m Nº de orificios = 20 ORIFICIOS

Caudal en el lateral qL =	Nº orificios*caudal de orificios (qo) =	0.000462	m3/seg.
Area del lateral (AL) =		0.0045	m2
Velocidad en lateral (VL)	= qL / AL	0.102	m/seg.

ATENCIÓN ------>>> DENTRO DE NORMA

SI ES MENOR A 0.30 m/seg. ES ACEPTABLE

CÁLCULO DEL COLECTOR CENTRAL

Area del colector central (A colec) = Caudal filtrado / velocidad

Caudal diseño o filtrado =	0.0019	m3/seg
Velocidad =	0.25	m/seg.
Area del colector central (A colec) =	0.0076	m2

Diámetro interior del COLECTOR CENTRAL =	D int = (4*AL/PI)^0.5	0.0984	m
		98.37	mm

SE ASUME TUBERÍA DE DIAMETRO SEGÚN (MIDUVI -IEOS) =

DIÁMETRO EXT.=	101.6 mm	0,80 Mpa.
DIÁMETRO INT.=	101 mm	
AREA =	0.0080 m2	

COMPROBACIÓN DE LA VELOCIDAD COLECTOR PRINCIPAL

Velocidad en colector = Qfilt / A colec	0.24 m/seg		
	ATENCIÓN ------->>>	DENTRO DE NORMA	
		SI ES MENOR A 0.50 m/seg.	
		ES ACEPTABLE	

RESUMEN:

Número de laterales =	4 LATERALES	2 LATERALES A CADA LADO		**LATERALES DEL FILTRO**	
Longitud lateral 1 =	2.06 m.	1.0	laterales	30.9	Orificios
Longitud lateral 2 =	2.06 m.	1.0	laterales	30.9	Orificios
Longitud lateral 3 =	2.06 m.	1.0	laterales	30.9	Orificios
Longitud lateral 4 =	2.06 m.	1.0	laterales	30.9	Orificios
	TOTAL DE LATERALES ---------->>>>>>>	4.0	TOTAL	123.5	Orificios

EN LATERALES	**3 Orificios cada**	**0.20 cm**
Diámetro de perforación del orificio =		**13 mm**

MATERIAL FILTRANTE

Las especificaciones técnicas dadas en las normas para filtros lentos nos indican que el lecho filtrante debe cumplir con las siguientes características:

POSICIÓN EN EL LECHO	ESPESOR DE CAPA EN m.		DIÁMETRO mm.
Borde libre	0.10 m		
Película de agua	0.60 m		
Arena de filtro	1.00	0.15 - 0.35	0.3
		COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD < 3	
Capa de soporte:			
Gravilla	0.05	3/32 - 3/16"	3.5
3° capa	0.05	3/16 - 1/2"	8.5
2° capa	0.05	1/2 - 3/4"	16.0
1° capa	0.05	3/4 - 1 1/2"	32.0
Fondo	0.10	1 1/2 - 2 1/2"	62.0
Altura del filtro	2.00 m		

CÁLCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

1.- EN LA ARENA

$$\frac{Ha}{Lo} = \frac{V}{c * d^2} * \frac{60}{T + 10}$$

Ha = Pérdida de carga, m		
Lo = Espesor de la capa de arena, m	1.00	m
V = Tasa de filtración	4.8	m3/m2/día
c = Coeficiente que depende del tipo de arena (se asume 800 para arenas naturales)		
d = Diámetro efectivo de la arena	0.3	mm
T = Temperatura del agua C°	15	° C

Pérdida de carga en arena Ha =	0.160	m
	16.00	cm

2.- EN LA GRAVA

$$hg = \frac{Q * R^2}{4000 * d^{1.67} * L}$$

En donde:

hg = Pérdida de carga (pies)
d = Diámetro de la grava (pies)
Q = Caudal a filtrarse (pies3/seg)
R = La mitad de la distancia entre laterales (pies)

Q =	1.900	lit/seg =	0.067097867	pies3/seg.
R =	0.50	m. =	1.6404	pies

CAPAS SELECCIONADAS

GRAVILLA

Lo (espesor de la capa) =	0.07	m. =	0.2297	pies
d (diámetro efectivo grava) =	3.50	mm. =	0.01148294	pies

hgg =	0.341339919 pies	=	0.10404 m.	10.404 cm.

TERCERA CAPA

Lo (espesor de la capa) =	0.07	m. =	0.2297	pies
d (diámetro efectivo grava) =	8.50	mm. =	0.027887139	pies

hg3 =	0.077562377 pies	=	0.02364 m.	2.364 cm.

SEGUNDA CAPA

Lo (espesor de la capa) =	0.07	m. =	0.2297	pies
d (diámetro efectivo grava) =	16.00	mm. =	0.052493438	pies

hg2 =	0.026971205 pies	=	0.00822 m.	0.822 cm.

PRIMERA CAPA

Lo (espesor de la capa) =	0.07	m. =	0.2297	pies
d (diámetro efectivo grava) =	32.00	mm. =	0.104986877	pies

hg1 =	0.008475791 pies	=	0.00258 m.	0.258 cm.

FONDO

Lo (espesor de la capa) =	0.12	m. =	0.3937	pies
d (diámetro efectivo grava) =	62.00	mm. =	0.203412073	pies

hg1 =	0.001638338 pies	=	0.000499 m.	0.050 cm.

ht grava = hf gravilla + hf3 + hf2 + hf1 + hfFondo

Ht grava =	0.139 m

Ht = ha +ht grava =	0.299 m	29.899 cm.

3.- EN LOS ORIFICIOS

FORMULA DE TORRICELLI

$$Ho = \frac{Qo^2}{Cd^2 * Ao^2 * 2 * g}$$

$$Qo = \frac{Qf}{\#totalorificos}$$

Donde:

Qo = Caudal de cada orificio	0.0000230831	m3/seg
Cd para orificios =	0.6	
Ao = Area de cada orificio =	1.267E-04	m2
g = aceleración de la gravedad =	9.81	m/seg2
Qf = Caudal a filtrarse =	1.900	lit/seg
# total de orificios =	123.4667625	
Qo =	0.0000153888	m3/seg

Ho =	0.002089339	m. =	0.209	cm.
Ho t =	0.258	m. =	25.796	cm.

4.- PÉRDIDA POR ENTRADA Y SALIDA EN TUBERÍA DEL FILTRO

$$hf = k * \frac{Ve}{2\,g}$$

Entrada K =	0.5	
hfe =	0.029	m
Salida K =	1.0	
hfs =	0.058	m
hf = hfe+hfs	0.086	m

PÉRDIDA DE CARGA POR ACCESORIOS

K es sumatoria de todos los accesorios

ACCESORIO	k
Válvula de compuerta	0.25
Codo 90º	0.75
Una entrada	0.5
Una salida	1
K Sumatoria =	2.5
hf-e-s	0.144 m

PÉRDIDA TOTAL DE CARGA :

HT = Ht + Hot

Por accesorios entrada y salida 0.230 m

Se adopta un valor aproximado de *** VER NOTA:**

Ha, e, s (***NOTA:** Se puede asumir un valor de 10 cm de pérdida por acces. entrada y salidad), en este caso se calculó dichas pérdidas

Pérdida Total

Ht = Ha + HTg +Ho +Ha, e,s 0.787 m

78.73 **cm**

CÁLCULO DE LA TUBERÍA DE ENTRADA AL FILTRO

CALCULO DEL NUMERO DE ORIFICIOS

$$Q = cd * Ato * \sqrt{2 * g * h}$$

Ato = AREA TOTAL DE ORIFICIOS
Q = 1.900 Lts/seg.
cd = 0.60

ASUMIMOS UNA CARGA h =	0.150	m	15.00	cm.

$$A = \frac{Q}{cd\sqrt{2gh}}$$

A =	0.00185	m2
Diámetro =	48.480	mm
Se impone un díametro de orificio Do =	76.2	mm.
Ao =	0.004560367	m2
Nº orificios = A / Ao		
Nº orif. =	0.40	ORIFICIOS
Nº orificios adoptado =	**01 ORIFICIOS**	SE ADOPTA

CAUDAL EN CADA ORIFICIO q = Q/Nº orificios =	1.90000	Lts/seg
TOTAL =	1.90000	Lts/seg

LA TUBERIA DE ENTRADA AL FILTRO LENTO SERÁ DE PVC DE 90 mm

1 ORIFICIOS CADA 10 cm.

LONGITUD DE LA TUBERÍA DE ENTRADA =	**0.30**	**m**
2 TRAMOS: LONGITUD DE CADA TRAMO =	**0.15**	**m**

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ENTRADA

CAJÓN RECOLECTOR

Cauadal de entrada (Qe) =	1.9	lts/seg	0.0019	m3/seg
Tiempo de retención (t)=	120	seg		
Volumen (V) = Qe*t	0.228	m3		
Volumen del cajón = L*b*h				
Ancho de la cámara (b) =	2.53	m **(asumido)**		
Altura del agua (h) =	0.6	m **(asumido)**		
Long. Cámara L = V/(b*h)	0.150198	m	0.20 m	VALOR
			0.50 m (impuesto)	

ALTURA DEL AGUA SOBRE LA TUBERÍA DE SALIDA A FILTRO (S)

$$H1 = \frac{Qdf^2}{Cd^2 * At^2 * 2g}$$

Tubería de salida a los filtros				
Caudal a filtrar (Qf) =	1.9	lts/seg	0.0019	m3/seg
D int = 1.35*(Qdf)^(1/2)	1.861		1.9 "	48.26 mm
Cd =	0.6			con este valor se
g = acel. Gravedad	9.81	m/seg2		elige la tubería
				acorde a las
Tubería asumida				dimensiones
D ext =	50	mm	**<<<--- ojo ---**	calculadas
D inte=	46.2	mm		
Pt =	1.00	MPa		
Área tubería (A) =	0.001676	m2		
Velocidad del agua en la tubería				
Ve = Qf/A	1.13	m/seg		
H1 =	0.18	m **	****Altura del agua en cámara de entrada**	

La pérdida total de carga en el filtro es de 0,787m.

Las especificaciones del filtro lento descendente se presentan en la siguiente tabla:

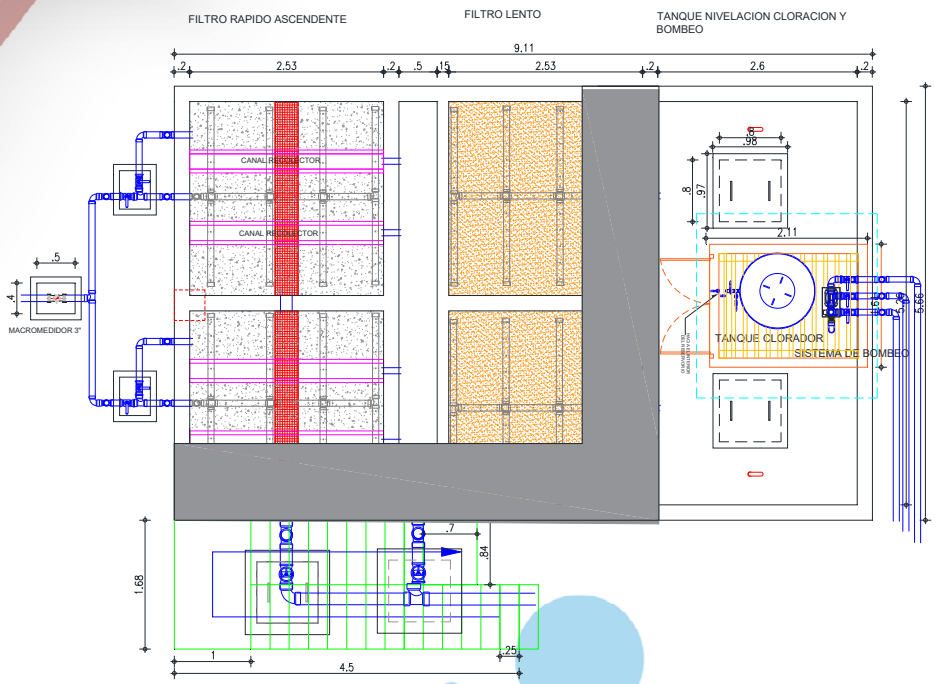
Tabla 82. Dimensiones del filtro lento en arena

ESPECIFICACIONES	CARACTERISTICAS
Longitud (L)	2,53m
Ancho (W)	2,53m
Altura Lecho de grava (H_G)	0,30m
Altura del Lecho de Arena /(H_A)	0,9 m
Altura del nivel del agua por encima del lecho (H_H)	0,653m
Borde libre	0,20 m
Tubería de ingreso	PVC 3 pulgadas
Tubería de salida	Arreglo de tubería PVC de 3 pulgadas en 4 tramos de 2,3m separados entre 0,5 y 0,62m

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

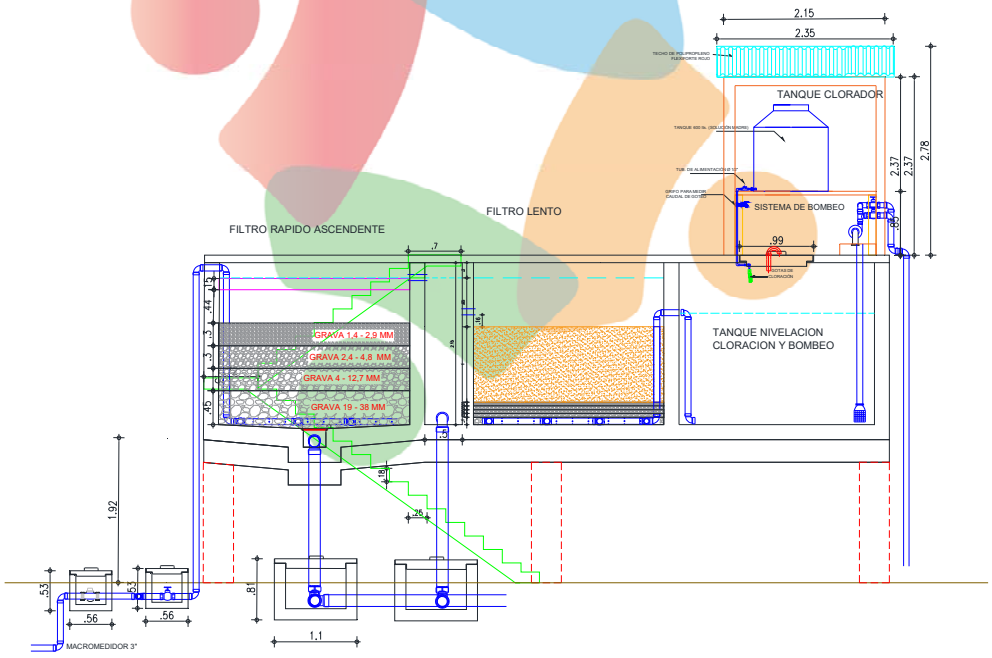
Los detalles de la PTAP se presentan en las siguientes figuras:

Figura 39. Vista en planta de la PTAP



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Figura 40. Vista en perfil de la PTAP



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

13.2.3. Tanque de estabilización, desinfección y bombeo.

Este tanque recoge el agua que viene del pre filtro y el filtro lento descendente. Ahí se realiza el proceso de adición del desinfectante y bombeo hacia los tanques de almacenamiento elevados. Su volumen debe permitir un almacenamiento suficiente para realizar la dispersión del producto desinfectante y estabilización del agua antes del bombeo.

Ancho seleccionado: 5,26m
Altura del tanque: 2,15m
Altura húmeda: 1,5m tomando en cuenta las perdidas en el filtro.
Longitud: 2,6m
Volumen húmedo: 20,5m^3.

Estas dimensiones se ajustan a la configuración de la planta sobre todo a lo ancho y la longitud está definida por el área específica donde se ubica la PTAP, ya que el lote donde se ubicará es pequeño.

Tabla 83. Dimensiones del tanque de estabilización cloración y bombeo

ESPECIFICACIONES	CARACTERISTICAS
Longitud (L)	2,6m
Ancho (W)	5,26m
Altura del tanque	2,15 m
Altura húmeda del tanque	1,5m
Borde libre	0,65 m
Volumen húmedo del tanque	20,5m^3
Tubería de ingreso	PVC 3 pulgadas
Tubería de salida	PVC 3 pulgada por bombeo

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

13.2.4. Cloración en el tanque de estabilización.

No se recomienda el uso de cloro gaseoso en el **nivel bajo de complejidad.** Para este nivel se recomienda el empleo de compuestos en estado sólido o líquido, como: cal clorada, hipoclorito de sodio e hipoclorito de calcio. (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000) – (C 8.2).

El Hipoclorito de calcio ($Ca(ClO)_2$), tiene la ventaja de ser más fácil su manipulación que el cloro gaseoso en pequeñas comunidades, tiene una alta solubilidad, de fácil transporte, no es tóxico a menos que sea ingerido, no requiere de equipos complejos para su dosificación.

Cualquiera sea el nivel de complejidad, la determinación de la dosis de desinfectante con la cual debe operar la planta de tratamiento y el dimensionamiento

de los distintos componentes de la misma debe hacerse por el método concentración-tiempo.

Este método parte del principio de que la concentración "C" de desinfectante aplicado (cloro libre) multiplicada por el tiempo de detención "t" desde que se aplica dicha dosis hasta que se consume el agua, es igual a una constante "C", o sea que Ct=K. Los valores de esa constante K están dados en las tablas C.8.2.A, C.8.2.B y C.8.2.C. (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000).

Estas tablas fueron tomadas de los que aparecen en las regulaciones de la Agencia de Protección del Ambiente de los Estados Unidos, los cuales varían con el pH y la temperatura del agua, según sea la eficiencia del tratamiento que se le dé a éste en los procesos previos a la desinfección (sedimentación y filtración) en los que se remueve un cierto porcentaje de organismos patógenos, que en algunos casos puede llegar hasta el 99%.

Sin embargo, entre más organismos patógenos pasen en los procesos previos, en especial cuando son virus y protozoarios (Amibas, Giardias, Cristosporidium) más alta debe ser la dosis empleada, dado que estos son muy resistentes a los desinfectantes usuales, sobre todo cuando están en presencia de concentraciones relativamente altas de partículas (turbiedad mayor de 1.0 UNT) que los encapsulan y protegen de la acción germicida de los mismos.

En consecuencia, antes de fijar la dosis de desinfectante, debe estimarse la eficiencia de los procesos de sedimentación y filtración previos para establecer el grado de remoción de Coliformes totales y de turbiedad.

Si la operación de la planta permite el 90 al 95% de la remoción de Coliformes en los procesos previos de sedimentación y filtración y la turbiedad del agua filtrada está entre 1,0 y 2,0 UNT, debe usarse la tabla C.8.2.B. (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000).

Tabla 84. Valores de Ct = K en mg-min/l para inactivación de quiste Giardia por Cloro libre para log 3

Dosis de Cloro Aplicada mg/l	10ºC				15ºC				20ºC				25ºC			
	pH				pH				pH				pH			
	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5
<=0.4	37	44	52	63	25	30	35	42	18	22	26	31	12	15	18	21
0,6	38	45	54	64	25	30	36	43	19	23	27	32	13	15	18	22
0,8	39	46	55	66	26	31	37	44	20	23	28	33	13	16	19	22
1	40	47	56	67	27	32	38	45	20	24	28	34	13	16	19	23
1,2	40	48	57	69	27	32	38	46	20	24	29	35	14	16	19	23

1,4	41	49	58	70	28	33	39	47	21	25	29	35	14	17	20	24
1,6	42	50	60	72	28	33	40	48	21	25	30	36	14	17	20	24
1,8	43	51	61	74	39	34	41	49	22	26	31	37	15	17	21	25
2	44	52	62	75	29	35	42	50	22	26	31	38	15	18	21	25
2,2	45	53	64	77	30	35	43	51	22	27	32	39	15	18	21	26
2,4	45	54	65	79	30	36	43	53	23	27	33	39	15	18	22	26
2,6	46	55	66	80	31	37	44	54	23	28	33	40	16	19	22	27
2,8	47	56	67	82	31	37	45	55	24	28	34	41	16	19	23	27
3	48	57	69	83	32	38	46	56	24	29	34	42	16	19	23	28

Fuente: (RAS, Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico, 2000) – Tabla C.8.2.B

La concentración de cloro residual libre en el sistema de distribución debe estar entre 0.3 mg/L y 2.0 mg/L, según lo fijado por el Decreto 475 de marzo 10 de 1998 y resolución 2115 de 2007 del Ministerio de Salud o en su defecto, el que lo reemplace. Por lo anterior se utiliza el método de concentración –tiempo C * t = K conforme a los siguientes datos:

Temperatura promedio del agua: 25º C
Dosis de cloro a aplicar: 2.0 mg/L
pH = 6,5
Turbiedad promedio= 1,6
Valor de K determinado = 18 mg-min/L
Tiempo de Detección = t = K/C= (18 mg-min /L) / 2,0 mg/L = 9 min.
Caudal = Q = 3,8 L/s = 228L / min
Volumen del tanque de cloración = Caudal * tiempo
Volumen del tanque de contacto = $3{,}8x10^{-3}$ m^3/s x 540s =0,152 m^3.

Se requiere un tiempo de contacto de mínimo 0,152m^3. El volumen del tanque es de 20,5m^3, lo cual permite un bien tiempo de contacto.

13.2.5. Sistema de bombeo hacia los tanques de almacenamiento

El bombeo se realiza desde el tanque de estabilización y cloración de la PTAP, hacia los tanques de almacenamiento elevados, donde los tanques uno y dos existen y se encuentran en buen estado de funcionamiento, pero es necesario un tercer tanque que debe construirse en el lote donde se encuentra la PTAP y el tanque elevado uno.

El bombeo se realizará con una bomba centrifuga estándar de alta flujo y una cabeza media de impulso hasta 25m.

Calculo de la potencia de la bomba

Para mayor claridad se calcula el caudal de bombeo mediante la siguiente ecuación:

$$Q_b = V_{\tan que} \bullet \frac{1000}{3600 \bullet N}$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo, l/s.
Vtanque = Volumen de los tanques= 169,2m^3
N = Número de horas de bombeo (12,3 horas) por la presencia de un nuevo tanque

El caudal de bombeo se calcula con la ecuación:
Qb = 169,2m^3/(3600x 12,3hr) = 0,0038m^3/s = 3,8 lps

Donde la capacidad de los tanques es:

Tabla 85. Capacidad tanques almacenanmiento

Tanque	Capacidad m^3
T1 Existente	75.6
T2 Existente	18
T3 Nuevo	75.6
TOTAL	169.2

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La carga dinámica o altura manométrica total se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_b = H_s + H_i$$

Donde:
Hb = Altura dinámica o altura de bombeo, m.
Hs = Carga de succión =2 m.
Hi = Carga de impulsión = 18,75 metros tomando en cuenta un factor de seguridad del 25%. (altura tanque más elevado 15m)

La diferencia de cotas entre el punto de bombeo y descarga es de 20,75m (2m de succión más 18,75m de impuso hasta la PTAP):

Hb =20,75m

Carga neta de succión positiva (NPSH)

El NPSH requerido es función del diseño de fábrica de la bomba, su valor, determinado experimentalmente, es proporcionado por el fabricante. El NPSH requerido corresponde a la carga mínima que necesita la bomba para mantener un funcionamiento estable. Se basa en una elevación de referencia, generalmente considerada como el eje del rodete.

El NPSH disponible es función del sistema de succión de la bomba, se calcula en metros de agua, mediante la siguiente fórmula:

$$NSPH_{disp} = H_{atm} - (H_{vap} + h_s + \Delta H_s)$$

Donde:

NPSHdisp = Carga neta de succión positiva disponible, m.
Hatm = Presión atmosférica = 10,25 m
Hvap = Presión de vapor (27ºC) = 0,32 m.
hs = Altura estática de succión = 2 m.
ΔHs = Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería = 2,0 m.

NSPH= 10,25M – (0,32m + 2m + 2m) = 5,83m

Para tuberías en PVC, se utiliza las siguientes fórmulas para el cálculo de pérdidas:

$$h_c = \frac{0{,}473 \bullet Q^{1,75} \bullet}{D^{4,75}} L$$ Para tuberías

$$hf = \frac{K \bullet V^2}{2g}$$ Para accesorios

Se tiene en cuenta el siguiente listado de accesorios y tuberías:

Tabla 86. Calculo del Factor K para el Cálculo de Pérdidas bombeo desde el tanque de nivelación PTAP

ACCESORIO	CANTIDAD	K	PERDIDAS TOTALES m
Tubería bombeo	512	C = 140	1.19
Rejilla	0	0.75	0.00
Codo 90º	8	0.75	0.51
Válvula globo	0	10	0.00
Te salida lateral	0	1.8	0.00
Entrada al tubo	1	0.5	0.04
Válvula retención	1	2	0.17
Purga	0	10	0.00
Ventosa	0	2.5	0.00
Salida del tubo	1	1	0.08
PERDIDAS ACCESORIOS			**0.80**
PERDIDAS POR FRICCION			**1.19**
PERDIDAS TOTALES			**2.00**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Datos para cálculo de pérdidas:

Tipo y diámetro de tubería seleccionado: Tubería PVC de 3” para el tramo de bombeo hasta la PTAP.
Distancia de bombeo: 512 metros
Caudal de bombeo: Q= 3,8 lps
Velocidad de bombeo calculada: $V=Q/A = \frac{3{,}8x10^{-3}m^3/s}{4{,}56x10^{-3}m^2} = 0{,}83m/s$

La carga de impulso está dada por la carga dinámica Hb más las pérdidas totales en tubería.

Hi = 2 m + 18,75m+ 2m = 22,75 metros.

Potencia de la bomba.

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$Pb = \frac{Q_b \bullet H_b}{76\,\eta}$$

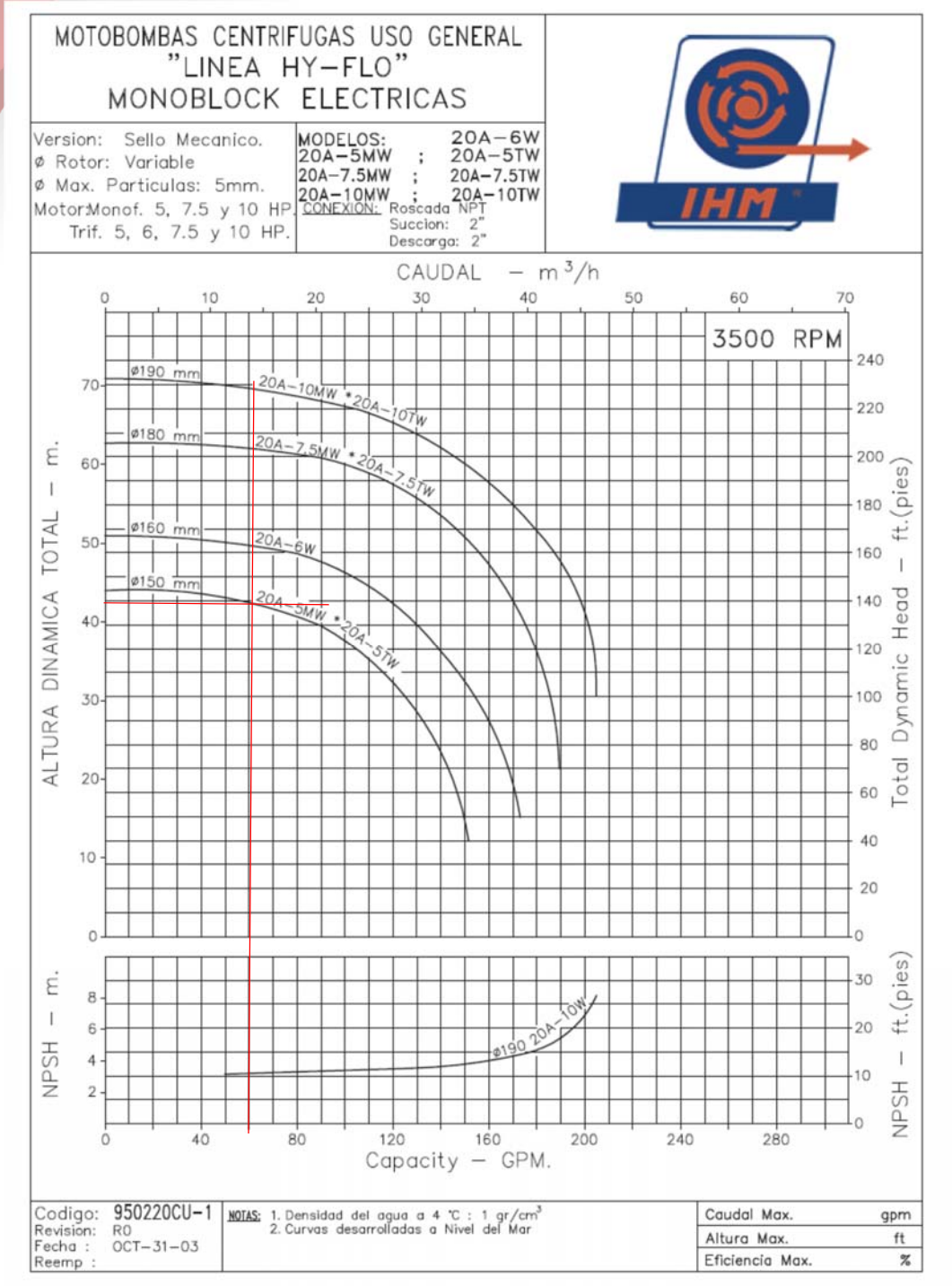
Donde:

Pb = Potencia de la bomba y del motor (HP).
Qb = Caudal de bombeo = 3,8 lps (máximo caudal de bombeo)
Hb = Altura manométrica total = 22,75 m
η = Eficiencia del sistema de bombeo, η = η motor η bomba = 0,5

Pb = 2,27 Hp

Por lo tanto, selecciona una bomba centrifuga HiFlo, motor trifásico de 5Hp succión/descarga 2", capaz de bombear 3,8 lps a una altura de 25 metros.

Figura 41. Carta hidráulica de bombeo desde la PTAP hacia los tanques de almacenamiento



Fuente: (IHM, 2021)

La altura dinámica es de 45m suficiente para la selección de esta bomba centrifuga

13.2.6. Sistema de almacenamiento de agua en tanques elevados

Se cuenta con dos tanques de almacenamiento elevados activos, los cuales continuaran con su labor de almacenamiento sin modificaciones, pero la capacidad total de almacenamiento 93,6m^3.

El volumen total requerido en el centro poblado el Papayal, en un periodo de 24 horas es de 328,3m^3. Luego la capacidad existente es insuficiente para los requerimientos, por lo tanto, es necesario un bombeo intermitente conforme se agota el agua en los tanques de almacenamiento.

La población a futuro en el centro poblado el Papayal, requiere un mayor caudal de distribución, por lo cual es necesario ampliar la capacidad de almacenamiento de agua, de acuerdo a los limitantes de la infraestructura existente. Este limitante está ligado al lugar donde se puede construir el nuevo tanque y el mejor es el lote donde se construirá la nueva PTAP ya que allí se encuentra el tanque elevado 1, y se puede construir un nuevo tanque contiguo al existente, para evitar tramites de compra de lote ya que este es de propiedad de la Alcaldía Municipal de Rionegro Santander.

Ahora que se conoce el lugar donde se puede construir un nuevo tanque elevado es necesario determinar el volumen, para lo cual fue necesario evaluar alternativas de tamaño y se seleccionó un tanque elevado similar al existente en el lote de la PTAP, ya que ocuparía un área suficiente dentro del lote. Un tamaño superior requiere una mayor área que no se cuenta en el lote.

Los volúmenes de los tanques, el caudal de dotación y porcentaje de almacenamiento total, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 87. Capacidad tanques elevados

Tanque	Capacidad m^3	caudal vaciado lps	Porcentaje almacenamiento
T1	75.6	3.93	44.68%
T2	18	0.94	10.64%
T3	75.6	3.93	44.68%
TOTAL	169.2	8.80	100.00%

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Según el Artículo 81 de la resolución RAS 330 de 2017, que se refiere al volumen útil de los tanques de almacenamiento; el volumen de diseño debe ser la mayor cantidad obtenida entre la capacidad de regulación y la capacidad de almacenamiento.

La capacidad de almacenamiento debe ser igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máxima consumo. La capacidad de

regulación se debe estimar a partir de los patrones de consumo de cada zona abastecida, mediante el empleo de métodos gráficos o analíticos.

El volumen diario requerido en el centro poblado el Papayal es de 328,3m^3 y la capacidad de almacenamiento es de 169,2m^3; es decir que el volumen de almacenamiento es el 51,5% del volumen distribuido diario y se cumple con los criterios del Artículo 81.

Para mantener la dotación diaria, se requiere dos bombeos habituales de 8 horas cada uno; por otro lado, se realizó un análisis de dotación de los tanques elevados en el caso de un bombeo por 8 horas debido a la dificultad de pago del servicio de energía, con el objeto de mantener activo el servicio con el menor consumo.

Para mejor comprensión del sistema de almacenamiento y distribución de los tanques de almacenamiento, se simula un gran tanque con la capacidad de la suma del volumen de los tanques así:

Condiciones operativas:

Caudal total almacenado: 169,2m^3
Tiempo de bombeo diario: 12,3 horas
Caudal medio dotación para red de distribución: 8,9 lps
Tiempo de demanda diaria: 24 horas

Para determinar la verdadera capacidad del tanque de almacenamiento, es necesario evaluar la capacidad en función de la demanda con una oferta continua de líquido, ya que en estado estacionario (sin suministro desde pozo profundo) solo tiene capacidad para 24 horas. Los detalles de los caudales y capacidad se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 88. Relación caudal requerido contra capacidad suma de los 3 tanques

Tanque	**Caudal de diseño**	**capacidad taque**	**demanda total**
	Litros/segundo	Litros día	Litros día
Tanque 1 a 3	**8.8**	**169,200**	**328,203**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Es necesario evaluar los escenarios de consumo del tanque en 24 horas con el supuesto de que se llenó los tanques durante 8 horas y se deja 24 horas operativo sin bombeos adicionales.

En el escenario 1, la mayor parte del líquido se consume entre 7am y 2 pm, lo cual se presenta en la siguiente tabla:

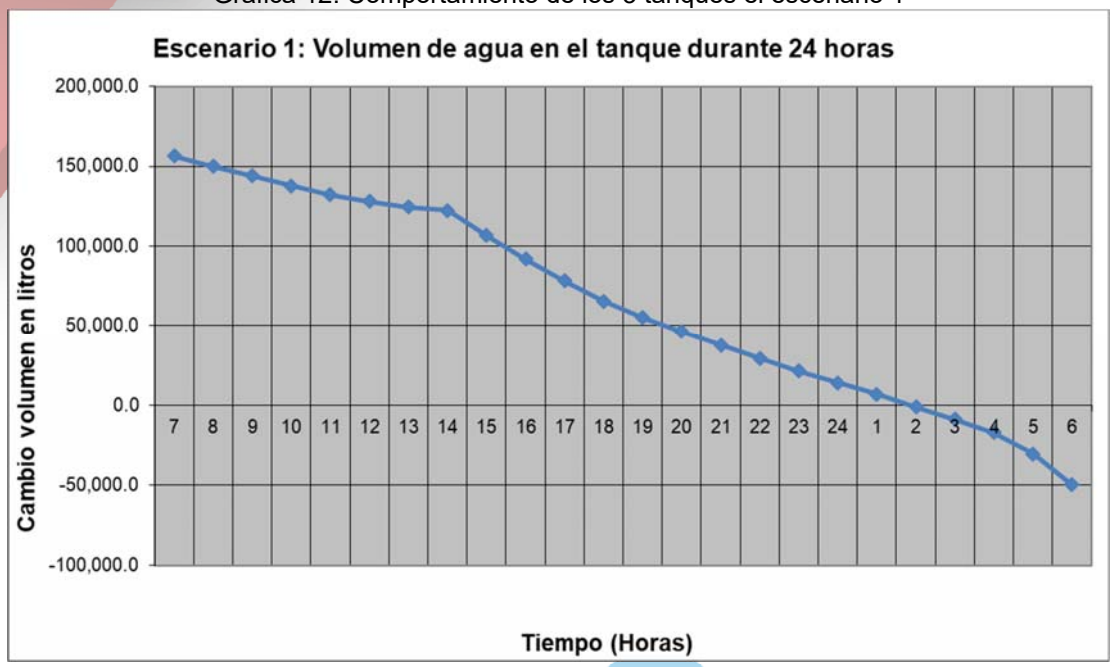
Tabla 89. Escenario uno para almacenamiento de agua los 3 tanques

Periodo Horas	Tiempo Horas	% de uso %	Demanda Litros	Flujo de entrada Litros	Cambios de volumen Litros	Cambio acumulativo Litros
6am-8am	7	8.041	26,400.2	13,680.0	-12,720.2	156,479.8
	8	6.227	20,444.5	13,680.0	-6,764.5	149,715.3
8am-4pm	9	5.938	19,495.6	13,680.0	-5,815.6	143,899.7
	10	6.021	19,768.1	13,680.0	-6,088.1	137,811.5
	11	5.897	19,361.0	13,680.0	-5,681.0	132,130.5
	12	5.485	18,008.4	13,680.0	-4,328.4	127,802.1
	13	5.237	17,194.1	13,680.0	-3,514.1	124,288.0
	14	4.742	15,568.9	13,680.0	-1,888.9	122,399.1
	15	4.784	15,706.8	0.0	-15,706.8	106,692.2
	16	4.536	14,892.6	0.0	-14,892.6	91,799.7
4pm-6pm	17	4.124	13,539.9	0.0	-13,539.9	78,259.7
	18	3.918	12,863.6	0.0	-12,863.6	65,396.2
6pm-6am	19	3.134	10,289.5	0.0	-10,289.5	55,106.6
	20	2.763	9,071.5	0.0	-9,071.5	46,035.1
	21	2.598	8,529.8	0.0	-8,529.8	37,505.4
	22	2.474	8,122.6	0.0	-8,122.6	29,382.7
	23	2.433	7,988.0	0.0	-7,988.0	21,394.7
	24	2.309	7,580.9	0.0	-7,580.9	13,813.8
	1	2.144	7,039.2	0.0	-7,039.2	6,774.6
	2	2.392	7,853.4	0.0	-7,853.4	-1,078.8
	3	2.433	7,988.0	0.0	-7,988.0	-9,066.8
	4	2.474	8,122.6	0.0	-8,122.6	-17,189.5
	5	4.082	13,402.0	0.0	-13,402.0	-30,591.5
	6	5.814	19,088.5	0.0	-19,088.5	-49,680.0

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Este comportamiento se presenta en la siguiente gráfica

Gráfica 12. Comportamiento de los 3 tanques el escenario 1



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La oferta de los tres tanques elevados, se mantiene continuo hasta las 3am. Posteriormente el fluido se acaba y requiere un nuevo bombeo desde las 7am.

En el escenario dos, la mayor parte de la demanda se presenta en el periodo de 7am a 1pm y no hay consumos entre las 7pm y 5am.

Tabla 90. Escenario dos para almacenamiento de agua en los tres tanques elevados

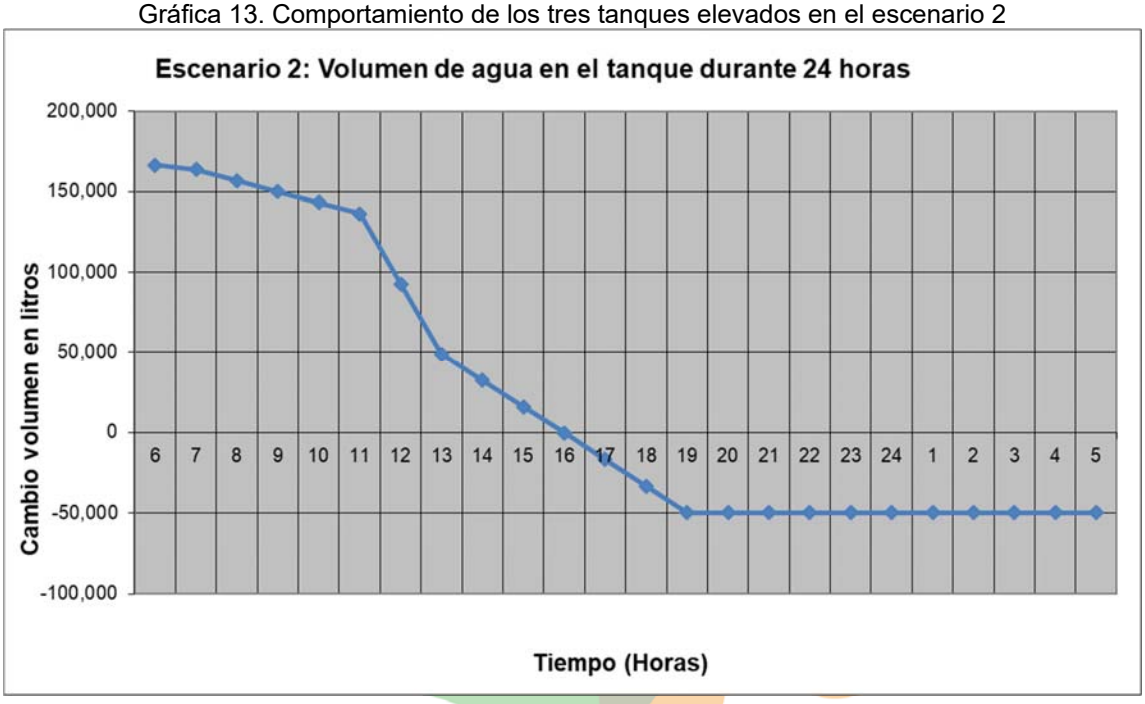
Periodo Horas	Tiempo Horas	% de uso %	Demanda Litros	Flujo de entrada Litros	Cambios de volumen Litros	Cambio acumulativo Litros
5am-7am	6	5	16,416.0	13680.0	-2736.0	166464.0
	7	5	16,416.0	13680.0	-2736.0	163728.0
7am-11am	8	6.25	20,520.0	13680.0	-6840.0	156888.0
	9	6.25	20,520.0	13680.0	-6840.0	150048.0
	10	6.25	20,520.0	13680.0	-6840.0	143208.0
	11	6.25	20,520.0	13680.0	-6840.0	136368.0
11am-1pm	12	17.5	57,456.0	13680.0	-43776.0	92592.0
	13	17.5	57,456.0	13680.0	-43776.0	48816.0
1pm-5pm	14	5	16,416.0	0.0	-16416.0	32400.0
	15	5	16,416.0	0.0	-16416.0	15984.0
	16	5	16,416.0	0.0	-16416.0	-432.0
	17	5	16,416.0	0.0	-16416.0	-16848.0
5pm-7pm	18	5	16,416.0	0.0	-16416.0	-33264.0
	19	5	16,416.0	0.0	-16416.0	-49680.0

	20	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	21	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	22	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	23	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
7pm-5am	24	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	1	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	2	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	3	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	4	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0
	5	0	0.0	0.0	0.0	-49680.0

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los datos de esta tabla se reflejan en la siguiente gráfica:

Gráfica 13. Comportamiento de los tres tanques elevados en el escenario 2



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

En este escenario el suministro solo dura hasta la 4pm y requiere llenado adicional.

La adición de un tanque elevado, con una capacidad de 75,6m^3 permite un almacenamiento en conjunto con los otros tanques de 169,2m^3.

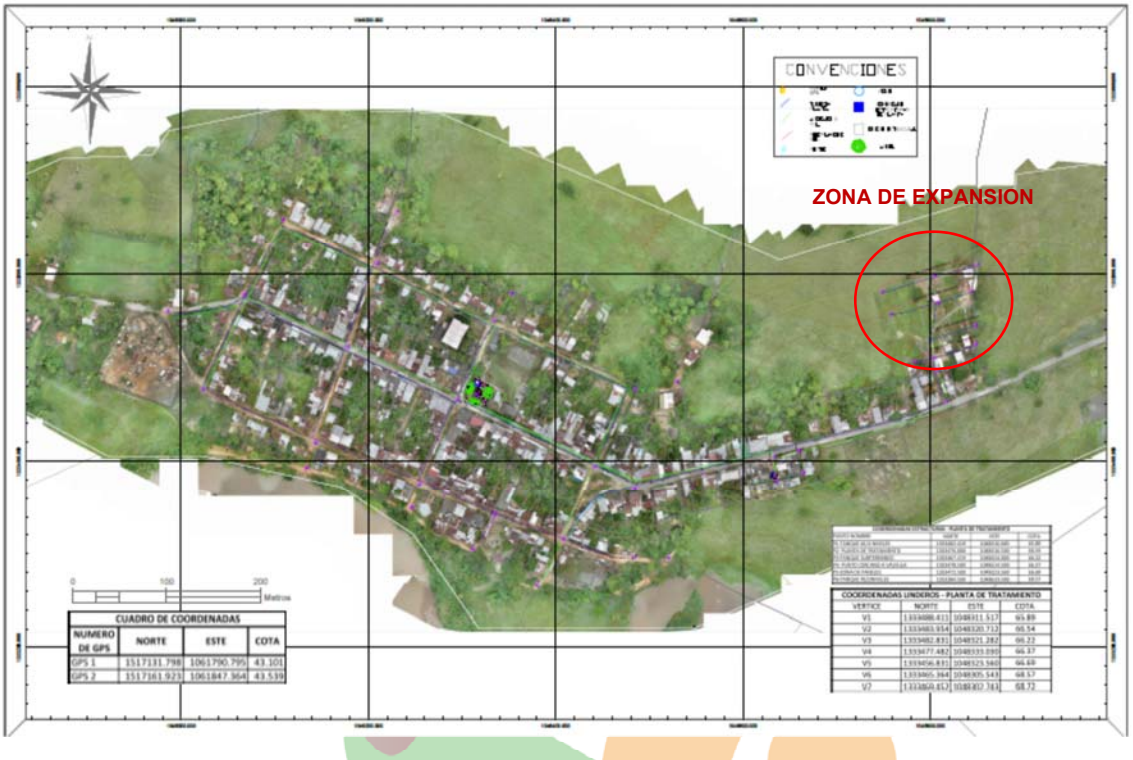
Lo anterior permite el suministro de agua potable con suficiente capacidad para las necesidades del centro poblado el Papayal y los requerimientos para el sistema

contra incendios. Es decir, se requiere un caudal de 3,8lps para consumo humano y 5lps para el sistema contra incendios.

13.3. ANALISIS ZONAS DE EXPANSION

Después de recorrer las calles del centro poblado el Papayal, se analizó la tendendencia de crecimiento, la cual se dirige hacia la parte oriental del centro poblado, es decir entre la calle 6 y carrera 1. Ver figura.

Figura 42. Zona de expansión del centro poblado el Papayal





Fuente: (SUELOSYGEOTECNIA, 2022)

La zona de expansión es un conjunto de casas que se está contrayendo y conforma un área de 1,15 hectáreas y donde pueden alcanzar 32 viviendas, que pueden albergar a 96 habitantes (densidad vivienda = 3 habitantes).

La configuración de la red de acueducto para la zona de ampliación se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 91. Red de acueducto para la zona de ampliación

Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia	Usuarios
Ampliacion Calle 7-1	Carrera 1	Calle 7 Oriente	PVC	3	47.7	0
Ampliacion carrera 1	Calle 7	Calle 8	PVC	3	22	0
Ampliacion Calle 8-1	Carrera 1	Calle 8 Oriente	PVC	3	46.4	6
Ampliacion Calle 8-2	Carrera 1	Calle 8 Occidente	PVC	3	37.34	6
Ampliacion carrera 1	Calle 8	Calle 9	PVC	3	36.6	0
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 9 Oriente	PVC	3	45.5	6
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 9 Occidente	PVC	3	46.33	6
Ampliacion carrera 1	Calle 9	Calle 10	PVC	3	27.8	0
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 10 Oriente	PVC	3	49.85	4
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 10 Occidente	PVC	3	53.2	4
TOTAL					**412.72**	**32**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Se desea dotar del servicio de acueducto a 32 nuevos usuarios, ampliando la red de acueducto de 3 pulgadas 412,72 metros.

13.4. RED DE DISTRIBUCION.

13.4.1. Criterio de selección del material de tuberías

La selección del material de la tubería de acueducto, se realiza analizando los siguientes criterios:

Capacidad estructural, durabilidad, capacidad hidráulica, hermeticidad, compatibilidad con las características del agua que se va a trasportar, características del suelo, costos y condiciones del mercado de la zona, facilidad de manejo, colocación e instalación y facilidad de mantenimiento, reparación y/o rehabilitación. (Resolucion330, 2017). Articulo 45. Los resultados de la evaluación se presentan en la siguiente tabla

Tabla 92 .Selección de material para la tubería

Material	Capacidad estructural	Durabilidad	Capacidad hidráulica	Hermeticidad	Compatibilidad con características del agua
PVC RDE 21,26	Inerte a la corrosión	Alta durabilidad enterrada, Se degrada cuando está expuesta a los rayos solares	Buena resistencia a cargas externas	Hermética con uniones soldadas. Se puede adecuar a accesorios en HD	Compatible con las características del agua subterránea a temperaturas inferiores a 50°C
Polietileno alta densidad	Inerte a la corrosión	Alta durabilidad enterrada y se degrada poco expuesta a los rayos solares	Buena resistencia a cargas externas	Hermética con uniones soldadas	Compatible con las características del agua subterránea

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Material	Caracteristicas del suelo	Costos del material	Condiciones del mercado	Facilidad de manejo e instalación	Facilidad de mantenimiento, reparación y rehabilitación
PVC RDE 21,26	Baja resistencia a la flexión	Bajo	Fácil acceso al material	Liviana y de fácil manejo	Fácil de perforar para incorporar acometidas, existencia de uniones de reparación y accesorios para cambios
Polietileno alta densidad	Buena resistencia a la flexión	Alto	Difícil acceso de accesorios	Liviana y de fácil manejo	Fácil de perforar para incorporar acometidas, pero difícil acceso a

					accesorios para reparación

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

No se analizó materiales como concreto reforzado con o sin cilindro de acero – CCP, poliéster reforzado con fibra de vidrio – GRP, porque no se cuenta con diámetros entre 2 y 4 pulgadas. El material de la tubería a seleccionar el cloruro de polivinilo PVC.

13.4.2. Modelacion de aguas

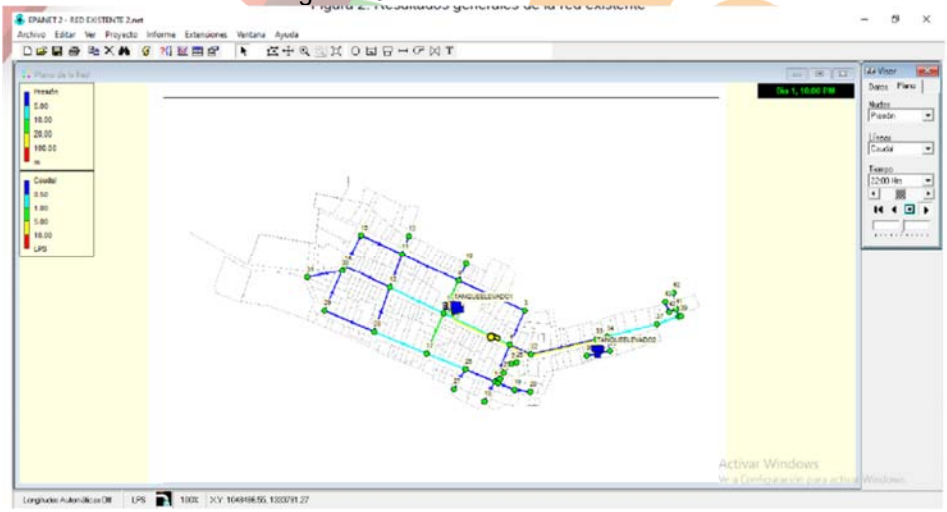
Estructura de la red existente

Para la modelación de las redes es necesario ajustar las coordenadas en el programa EPANET, para integrar el fondo de pantalla del plano de las redes que se toma de DWB, se convierte a PDF y luego JPG, para el programa EPANET pueda capturarlo.

En el programa EPANET, se ajusta los extremos superior derecho y extremo inferior izquierdo, con las coordenadas que se quiere mostrar, de tal manera que aparezca todo esquema del sistema de acueducto. Lo anterior permite cargar el fondo de pantalla con las coordenadas reales. Este fondo es una guía para el trazado de las redes y unidades.

Instalado el fondo de pantalla, se procede a instalar las diferentes unidades, pozo profundo, bombas, tanques elevados, nodos y redes. Luego se corre el programa con un tiempo de 48 horas (2dias) y se obtiene los diferentes resultados tal como se presenta en la siguiente figura:

Figura 43. Resultados red existente



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Las presiones hidráulicas no bajan de 12,48mca

Las gráficas de caudales y presiones en los nodos en las 48 horas, se presentan como anexos en la carpeta “red existente”.

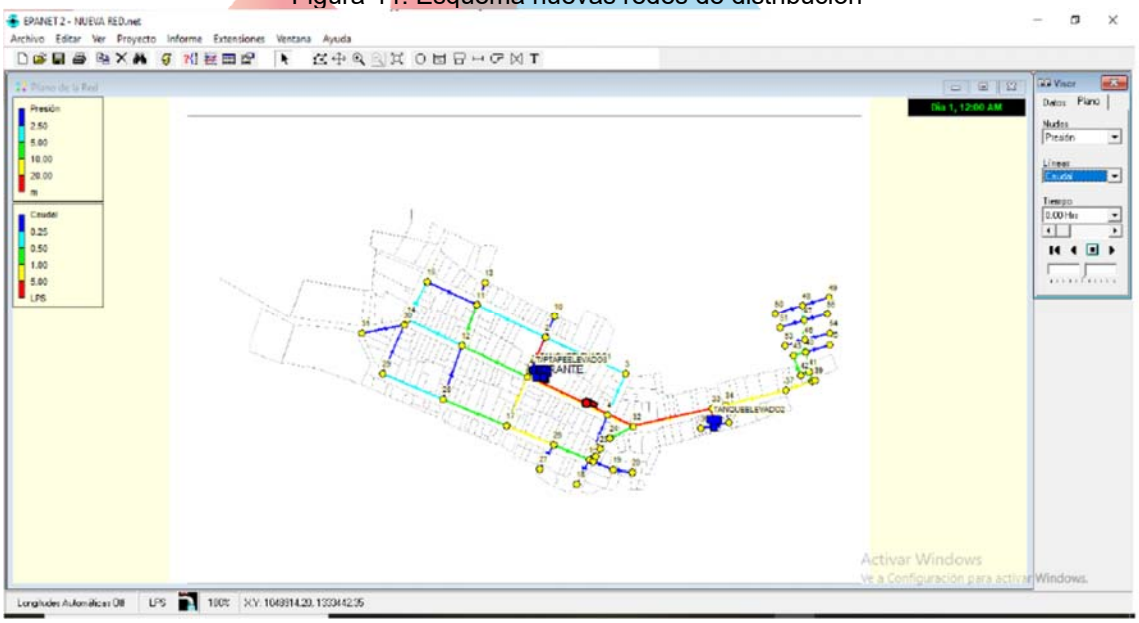
Estructura de la nueva red

Para la modelación de las redes es necesario ajustar las coordenadas en el programa EPANET, para integrar el fondo de pantalla del plano de las redes que se toma de DWB, se convierte a PDF y luego JPG, para el programa EPANET pueda capturarlo.

En el programa EPANET, se ajusta los extremos superior derecho y extremo inferior izquierdo, con las coordenadas que se quiere mostrar, de tal manera que aparezca todo esquema del sistema de acueducto. Lo anterior permite cargar el fondo de pantalla con las coordenadas reales. Este fondo es una guía para el trazado de las redes y unidades.

Instalado el fondo de pantalla, se procede a instalar las diferentes unidades, pozo profundo, bombas, tanques elevados, nodos y redes. Luego se corre el programa con un tiempo de 48 horas (2dias) y se obtiene los diferentes resultados tal como se presenta en la siguiente figura:

Figura 44. Esquema nuevas redes de distribucion



Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Las presiones hidráulicas en la red están por encima de 11,72 mca

13.4.3. Profundidades máximas y mínimas para la instalación de tuberías enterradas en las redes de distribución

Según el artículo 60 de la resolución 330 de 2017, la profundidad de instalación de las tuberías que conforman la red de distribuci6n no debe exceder de 1.50 m., medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno.

Para la profundidad de las redes a ser remplazadas, se tuvo en cuenta lo expuesto en la siguiente tabla:

Tabla 93. Profundidades minimas a cota clave de la tubería

SERVIDUMBRE	PROFUNDIDAD A LA CLAVE DELA TUBERIA (M)	
	Zona Urbana	Zona rural
Vías peatonales o zonas verdes o agrícolas	0,60	1,00
Vias vehiculares	1,00	1,00

Fuente: (Resolucion330, 2017)

Para vías vehiculares en zona rural se tiene una profundidad de minima de 1m y una profundidad máxima de 1,5m. Se utilizo una profundidad de 1m.

13.4.4. Cajas de las válvulas

Todas las válvulas que conforman un sistema de distribución de agua potable o en el sistema de potabilización, deben colocarse dentro de cajas cuya construcción se debe realizar en el mismo momento en que el tramo correspondiente sea colocado y aceptado por la persona prestadora del servicio público de acueducto.

En caso de que en el municipio no existan ·normas sobre este tipo de elementos, deberán cumplirse los siguientes requisitos:

- Las cajas de válvulas estarán construidas en mampostería de ladrillo o concreto reforzado, teniendo en cuenta la presión a la que esté sometido la válvula correspondiente.
- Si el fondo de la caja este hecho en concreto, debe tener un espesor mínimo de 0.15 m.
- La distancia entre el fondo de la caja y la parte inferior del cuerpo o carcasa de la válvula debe ser superior a 0.2 m.
- Las tapas de las cajas para las válvulas deben ser de concreto reforzado y su espesor tiene en cuenta, para su diseño, todas las cargas vivas que puedan actuar sobre ellas. En ningún caso el espesor debe ser inferior a 70 mm.

En los tramos de redes de distribución a remplazar, no se tiene contemplado la instalación o remplazo de válvulas. En la PTAP y el nuevo tanque de distribución elevado se contempla la instalación de válvulas.

13.4.5. Caudal de incendios

Según el artículo 70 de la resolución RAS 330 de 2017, La demanda mínima contra incendios debe estimarse teniendo en cuenta las siguientes especificaciones:

- Para sistemas con poblaciones de diseño menores de 12.500 habitantes, los hidrantes deben instalarse en tuberías con capacidad de conducir al menos 5 L/s y deben descargar como mínimo un caudal de 5 L/s.

Como la población del centro poblado el Papayal es inferior a 12.500 habitantes, el único hidrante a instalar en las tuberías principales (diámetro 4 pulgadas) deben conducir al menos 5 l/s.

13.4.6. Disposición de los hidrantes

Según el artículo 71 de la Resolución RAS 330 DE 2017, Se proyectará la instalación de un (1) hidrante en la cercanía de edificaciones donde se concentren numerosas personas como centros educativos, religiosos, entre otros, por este motivo se instalará al frente de la institución educativa Carlos Julio García.

13.4.7. Diámetros mínimos de los hidrantes

Según el artículo 72 de la resolución RAS 330 de 2017, los diámetros mínimos de los hidrantes contra incendios, colocados en la red de distribución de agua potable, deben ser de 75mm en zonas residenciales con densidades menores de 200 Hab/Ha.

Este principio lo cumple el centro poblado el Papayal donde la densidad de población es de 17,1 hab/Ha, luego el diámetro del hidrante a instalar es de 75mm o 3 pulgadas.

13.4.8. Mediciones de caudal

Según el artículo 73 de la resolución RAS 330 de 2017, En todos los sistemas se deben instalar instrumentos de medici6n en la tubería y respetando las condiciones de instalación del tipo de medidor, que permitan la lectura y/o captura y almacenamiento de datos. La medición se realizará en el siguiente punto:

En la salida de sistemas de bombeo de pozo profundo, se instalará un macro medidor convencional, para determinar cuánta agua entra a la PTAP.

13.4.9. Medidores de presión

Según el artículo 74 de la resolución RAS 330 de 2017, al interior de las redes de todo el sistema de acueducto se debe contar con equipos que tengan la capacidad de tomar y almacenar mínimo 50.000 datos de presión al mes.

En este sentido, por ser un acueducto rural que requiere una optimización de la PTAP, aumentar la capacidad de almacenamiento de agua y cambiar unos tramos de red; este proyecto no contempla la instalación de medidores de presión.

13.4.10. Micromedición

Según el artículo 75 de la resolución RAS 330 de 2017, para todos casos es obligatorio colocar medidores domiciliarios para cada uno de los suscriptores individuales del servicio de acueducto.

Todos los micromedidores deben estar pre-equipados con sistemas que permitan instalar posteriormente sistemas de lectura remota del volumen de agua consumida.

Este proyecto contempla la instalación de medidores de 1/2" volumétrico V200P (R315 V15 G3/4 X 7/8 F115) para 142 usuarios, correspondientes a los nuevos usuarios de la expansión del servicio de acueducto.

13.4.11. Tipos y procesos unitarios de potabilización

Según el artículo 109 de la resolución RAS 330 de 2017, para aguas provenientes de fuentes de abastecimiento superficiales o subterráneas, las opciones de selección de los procesos unitarios que se van a diseñar, construir y operar, deben tener en cuenta los contaminantes presentes en ellas. Se debera estudiar y evaluar la configuración del tren de procesos seleccionado para garantizar los estándares de calidad de agua para consumo humano, según la normativa vigente con las más altas eficiencias operativas, de acuerdo a las tecnologías planteadas en la siguiente tabla:

Tabla 94. Tecnologias tratamiento de potabilizacion

Tecnologia usada / Contaminante que se va a remover	Aereacion	Coagulacion floculación sedimentacion	Filtracion convencional	Ablandamiento	Oxidacion Química	Microfilracion	Ultrafiltracion	Nanofiltracion	Osmosis inversa	Electrodiálisis inversa	Intercambio iónico	Filtracion por adsorción	Filtracion optimizada

CARACTERISTICAS FISICAS													
Color aparente		X	X		X	X	X	X	X			X	X
Olor y sabor	X			X								X	
Solidos disueltos totales		X	X			X	X		X	X	X		X
CARACTERISTICAS QUIMICAS INORGÁNICAS													
Antimonio									X	X			
Arsenico		X	X	X					X	X	X	X	X
Bario				X					X	X	X		
Cadmio		X	X	X					X	X	X		X
Cianuro libre y disocialble					X								
Cloruros							X						
Cobre		X		X					X		X		
Cromo		X	X	X					X	X	X		X
Dureza				X				X	X	X	X		
Fluoruros				X					X	X		X	
Fosfatos			X						X			X	X
Hierro	X	X	X	X	X						X		X
Manganeso	X	X	X	X	X						X		X
Mercurio				X					X	X			
Molibdeno												X	
Niquel				X					X	X	X		
Nitratos									X	X	X		
Nitritos									X	X	X		
Plomo		X							X		X		
Selenio		X							X	X	X	X	
Sulfatos								X	X	X			
Trihalometanos metalicos	X				X			X			X	X	
Zinc													
CARACTERISTICAS QUIMICAS ORGANICAS													
Carbono organico Total		X				X	X	X	X			X	
Pesticidas hebicidas								X	X			X	

Organicos sintéticos									X			X	
Organicos volatiles	X											X	
CARACTERISTICAS MICROBIOLOGICAS													
Escherichia Coli			X			X	X						X
Giardia y Cryptosporidium						X	X						X

Fuente: (Resolucion330, 2017)

La tecnología de potabilización a emplear es la filtración convencional, donde se trata una serie de parámetros descritos en la tabla anterior. En el capítulo de la selección de alternativas de potabilización, se seleccionó la alternativa conforme a los resultados de la caracterización del agua cruda.

13.4.12. Aireación

Según el artículo 110 de la resolución RAS 330 de 2017, que refiere a las estructuras de aireación de agua específicamente subterránea con altas concentraciones de hierro, color y sabor presentes. En este sentido, la calidad del agua subterránea cruda que se va a tratar en la PTAP, contiene concentraciones de hierro de 0,3mg/l y color aparente 10UFP, concentraciones por debajo de la norma y no se requiere instalar sistemas de aireación.

13.4.13. Sistemas de coagulación, floculación y sedimentacion convencional

Este proyecto no contempla el uso de una PTAP convencional porque la calidad del agua subterránea, no requiere ese tratamiento.

13.4.14. filtración convencional

Según el artículo 114 de la resolución RAS 330 de 2017, los parámetros para diseño de un sistema de filtración se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 95. Rangos de tasa de Filtración lenta en multiples etapas (FIME)

PARAMETRO	FILTRACION LENTA EN ARENA	FILTRO GRUESO DINAMICO	FILTRO GRUESO ASCENDENTE
Tasa de filtración ($m^3/m^2/dia$)	7 -14	48 - 72	7,2 – 14,4
Profundidad del medio (m)	0,8 – 1,0	0,6m Total (0,2m cada capa)	0,4 – 0,9

Fuente: (Resolucion330, 2017)

El sistema de potabilización se diseño contemplando un filtro grueso ascendente un filtro lento en arena y un tanque de estabilización y cloración.

13.4.15. Ablandamiento, oxidación química, intercambio iónico y desinfección

No se contempla estos sistemas de tratamiento.

13.4.16. Desinfección

Según el artículo 121 de la resolución RAS 330 de 2017, se debera incluir la desinfección como elemento del tren de tratamiento en todos los sistemas de potabilización. Entre los procesos de desinfección que pueden utilizarse esta la cloración y sus compuestos (hipoclorito de sodio (NaClO), hipoclorito de calcio ($Ca(OCl)_2$), dióxido de cloro (ClO_2), los oxidantes mixtos generados en el sitio, la ozonización y la radiación con luz ultravioleta.

En este caso se utiliza hipoclorito de calcio $Ca(OCl)_2$, como elemento de desinfección en el tanque de estabilización y bombeo. Los cálculos de la cantidad a aplicar se presentaron en el numeral 13.2.4.

13.4.17. Diseño de la nueva red de distribucion

La red de distribución, se divide en dos secciones la primera red es alimentada por los tanques elevados uno y tres, ambos ubicados en el lote donde se ubica la PTAP y la segunda red es alimentada por el tanque elevado 2, ubicado entre las calles 6 y carrera 3. Se aclara que las redes primera y segunda se unen por la tubería de la calle 6. (Figura 25). La primera red de acueducto tiene una longitud de 2819,1 metros y suministra el acueducto a 295 usuarios. La segunda red de acueducto tiene una longitud de 1362,6 metros y suministra el acueducto a 114 usuarios.

La red de distribución está configurada por tuberías de 3 pulgadas, en la red existente y la red en expansión.

Tabla 96. Remplazos de tubería y expansión de la red de acueducto

Remplazo o ampliación	Longitud
Remplazo tubería PVC 1,5"	99.7
Remplazo tubería PVC 2"	96.5
Remplazo tubería PVC 2,5"	229.8
Remplazo tubería PVC 3" obstruida	544.55
Ampliación de la red 3" en PTAP	99.01
Ampliación de la red 3" en zona de expansión	412.72
TOTAL	1482.28

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Entre remplazo y ampliación de la red de acueducto en el centro poblado el Papayal, se requiere 1482,3 metros lineales de tubería PVC de 3 pulgadas RDE 26; de los

cuales 412,7 metros corresponden a la ampliación de la red en la zona donde se está estableciendo un nuevo barrio y los 1069,6 metros son remplazos de tuberías con diámetro inferior y de 3 pulgadas que se encontraba saturada de sedimentos.

El diseño hidráulico de la red de acueducto remplazando las tuberías especificadas, ampliando la red de acueducto y aumentando la capacidad de almacenamiento con el nuevo tanque de almacenamiento; se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 97. Diseño hidráulico red de acueducto - preliminares

DESDE LOS TANQUES ELEVADOS 1 Y 3									
Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia	Usuarios	Dotación	Caudal	Vía
POZO PTAP	Pozo profundo	PTAP	PVC	3	97.91	0	0.000	3.93	destapada
PTAP -TK1	PTAP	TK1	PVC	3	36.8	0	0.000	3.93	destapada
PTAP -TK3	PTAP	TK3	PVC	3	40.3	0	0.000	3.93	destapada
TK1 Cra 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	PVC	4	22.57	0	0.000	3.93	destapada
Cra 6 arriba desde lote PTAP	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	PVC	4	63.08	3	0.026	3.91	destapada
TK3 Cra 6	Tanque elevado 3	Carrera 6	PVC	4	22.7	0	0.000	3.10	destapada
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	PVC	4	40.08	2	0.017	3.08	destapada
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	PVC	4	19.16	2	0.017	3.07	destapada
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	PVC	4	98	10	0.10	2.97	destapada
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	PVC	3	163.5	25	0.23	2.74	Asfalto
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	PVC	3	137.3	17	0.16	2.58	Asfalto
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	PVC	3	60.92	15	0.14	2.44	Asfalto
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	PVC	3	132.62	19	0.18	2.27	Asfalto
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	PVC	3	113.25	19	0.18	2.09	Asfalto
Carrera 8	calle 6	Calle 7	PVC	3	83.35	16	0.15	1.94	destapada
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	PVC	3	105.52	15	0.14	1.80	destapada
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	PVC	3	138.5	14	0.13	1.67	destapada
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	PVC	3	161.8	10	0.09	1.58	destapada
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	PVC	3	85.25	9	0.09	1.49	destapada
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	PVC	3	87	5	0.04	1.45	destapada
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	PVC	3	48.5	6	0.05	1.40	destapada
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	PVC	3	99.7	8	0.08	1.32	destapada
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	PVC	3	82.2	7	0.06	1.26	destapada
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	PVC	3	72.8	4	0.03	1.22	destapada
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	PVC	3	48.6	3	0.03	1.20	destapada
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	PVC	3	90.75	9	0.09	1.11	destapada
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	PVC	3	127.2	20	0.18	0.93	destapada
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	PVC	3	123	16	0.15	0.78	destapada
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	PVC	3	108.7	9	0.08	0.70	destapada
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	PVC	3	78.2	5	0.04	0.66	destapada
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	PVC	3	103.7	11	0.10	0.55	destapada
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	PVC	3	83.5	14	0.13	0.42	destapada
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	PVC	3	42.6	4	0.03	0.39	destapada

Sigue Tabla 97

DESDE EL TANQUE ELEVADO 2									
Direccion	Desde	Hasta	Material	Diámetro	Distancia	Usuarios	Dotación	Caudal	Vía
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	PVC	3	499.7	0	0.00	1.80	Asfalto
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	PVC	6	19.75	0	0.00	1.80	Destapado
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	PVC	3	195.36	23	0.21	1.59	Asfalto
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	PVC	3	54.3	18	0.17	1.42	Destapado
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	PVC	3	96.5	15	0.14	1.28	Destapado
Ampliacion Calle 7-1	Carrera 1	Calle 7 Oriente	PVC	3	47.7	0	0.00	1.28	Destapado
Ampliacion carrera 1	Calle 7	Calle 8	PVC	3	22	0	0.00	1.28	Destapado

Ampliacion Calle 8-1	Carrera 1	Calle 8 Oriente	PVC	3	46.4	6	0.06	1.23	Destapado
Ampliacion Calle 8-2	Carrera 1	Calle 8 Occidente	PVC	3	37.34	6	0.06	1.17	Destapado
Ampliacion carrera 1	Calle 8	Calle 9	PVC	3	36.6	0	0.00	1.17	Destapado
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 9 Oriente	PVC	3	45.5	6	0.06	1.11	Destapado
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 9 Occidente	PVC	3	46.33	6	0.06	1.06	Destapado
Ampliacion carrera 1	Calle 9	Calle 10	PVC	3	27.8	0	0.00	1.06	Destapado
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 10 Oriente	PVC	3	49.85	4	0.04	1.02	Destapado
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 10 Occidente	PVC	3	53.2	4	0.04	0.98	Destapado
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	PVC	3	31.4	10	0.09	0.89	Destapado
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	PVC	3	52.91	16	0.15	0.74	Destapado

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

La red de acueducto completa tiene una longitud de 4182 metros lineales, que brindan el servicio de acueducto a 409 usuarios (proyectados a futuro). El aumento de un volumen de almacenamiento, permiten mantener un caudal constante en la red de acueducto superior a 0,39lps. Esto significa que el agua se distribuye por toda la red de acueducto.

El cálculo de la velocidad y perdidas hidráulicas en tubería se calcula en la siguiente tabla:

Tabla 98. Calculo de pérdidas en tubería y velocidad en la red de acueducto del centro poblado el Papayal

DESDE LOS TANQUES ELEVADOS 1 Y 3															
TRAMO			COTA TERRENO		COTA RAZANTE		LONGITUD		SUMAT	CAUDAL	DIAM	PERDIDAS			VEL
Direccion	Desde	Hasta	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	REAL	CALC	LONG	TRAMO	PLG	UNITARIA	TOTAL	SUMA	m/s
			m	m	m	m	m	1,05*LR	CALC	LPS		m/m	m	m	
POZO PTAP	Pozo profundo	PTAP	92.00	69.20	92.00	69.20	97.9	102.8	102.8	3.93	3	0.0098	1.007	1.007	0.86
PTAP -TK1	PTAP	TK1	69.20	80.30	69.20	80.30	36.8	38.6	141.4	3.93	3	0.0098	0.379	1.386	0.86
PTAP -TK3	PTAP	TK3	69.20	80.30	69.20	80.30	40.3	42.3	183.8	3.93	3	0.0098	0.415	1.801	0.86
TK1 Cra 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	80.30	66.40	80.30	65.40	22.6	23.7	207.5	3.93	4	0.0024	0.057	1.858	0.49
Cra 6 arriba desde lote PTAP	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	66.30	65.16	65.30	64.16	63.1	66.2	273.7	3.91	4	0.0024	0.158	2.016	0.48
TK3 Cra 6	Tanque elevado 3	Carrera 6	80.30	66.40	80.30	65.40	22.7	23.8	297.5	3.10	4	0.0016	0.037	2.053	0.38
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	65.16	65.22	64.16	64.22	40.1	42.1	339.6	3.08	4	0.0015	0.065	2.118	0.38
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	66.30	66.12	65.30	65.12	19.2	20.1	359.7	3.07	4	0.0015	0.031	2.149	0.38
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	66.12	65.52	65.12	64.52	98.0	102.9	462.6	2.97	4	0.0014	0.148	2.297	0.37
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	66.12	67.38	65.12	66.38	163.5	171.7	634.3	2.74	3	0.0050	0.861	3.157	0.60
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	67.38	67.41	66.38	66.41	137.3	144.2	778.5	2.58	3	0.0045	0.649	3.806	0.57
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	67.41	68.45	66.41	67.45	60.9	64.0	842.4	2.44	3	0.0041	0.260	4.066	0.54
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	66.12	66.12	65.12	65.12	132.6	139.3	981.7	2.27	3	0.0035	0.492	4.558	0.50
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	66.12	65.47	65.12	64.47	113.3	118.9	1100.6	2.09	3	0.0030	0.362	4.920	0.46
Carrera 8	calle 6	Calle 7	65.47	64.77	64.47	63.77	83.4	87.5	1188.1	1.94	3	0.0027	0.232	5.152	0.43
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	64.77	65.43	63.77	64.43	105.5	110.8	1298.9	1.80	3	0.0023	0.256	5.409	0.40
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	65.43	65.16	64.43	64.16	138.5	145.4	1444.3	1.67	3	0.0020	0.293	5.702	0.37
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	65.16	66.83	64.16	65.83	161.8	169.9	1614.2	1.58	3	0.0018	0.308	6.009	0.35

Carrera 5	Calle 7	Calle 6	66.83	67.38	65.83	66.38	85.3	89.5	1703.7	1.49	3	0.0016	0.146	6.156	0.33
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	67.38	65.52	66.38	64.52	87.0	91.4	1795.1	1.45	3	0.0015	0.141	6.297	0.32
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	65.52	66.67	64.52	65.67	48.5	50.9	1846.0	1.40	3	0.0014	0.074	6.370	0.31
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	65.52	67.28	64.52	66.28	99.7	104.7	1950.7	1.32	3	0.0013	0.136	6.506	0.29
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	65.52	64.92	64.52	63.92	82.2	86.3	2037.0	1.26	3	0.0012	0.103	6.609	0.28
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	65.52	65.24	64.52	64.24	72.8	76.4	2113.5	1.22	3	0.0011	0.087	6.696	0.27
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	65.24	66.73	64.24	65.73	48.6	51.0	2164.5	1.20	3	0.0011	0.056	6.751	0.26
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	65.24	65.52	64.24	64.52	90.8	95.3	2259.8	1.11	3	0.0009	0.090	6.842	0.24
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	65.52	64.79	64.52	63.79	127.2	133.6	2393.3	0.93	3	0.0007	0.091	6.933	0.20
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	64.79	64.65	63.79	63.65	123.0	129.2	2522.5	0.78	3	0.0005	0.064	6.996	0.17
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	64.65	65.47	63.65	64.47	108.7	114.1	2636.6	0.70	3	0.0004	0.046	7.042	0.15
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	65.47	65.11	64.47	64.11	78.2	82.1	2718.7	0.66	3	0.0004	0.029	7.071	0.14
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	66.12	64.79	65.12	63.79	103.7	108.9	2827.6	0.55	3	0.0003	0.028	7.100	0.12
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	66.12	65.43	65.12	64.43	83.5	87.7	2915.3	0.42	3	0.0002	0.014	7.114	0.09
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	65.43	65.12	64.43	64.12	42.6	44.7	2960.0	0.39	3	0.0001	0.006	7.120	0.09

Sigue Tabla 98

DESDE EL TANQUE ELVADO 2															
TRAMO			COTA TERRENO		COTA RAZANTE		LONGITUD		SUMAT	CAUDAL	DIAM	PERDIDAS			VEL
Direccion	Desde	Hasta	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	REAL	CALC	LONG	TRAMO	PLG	UNITARIA	TOTAL	SUMA	m/s
			m	m	m	m	m	1,05*LR	CALC	LPS		m/m	m	m	
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	92.00	78.07	91.70	78.07	499.7	524.7	524.7	1.80	3	0.00231	1.2114	1.211	0.40
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	78.07	68.45	78.07	67.45	19.8	20.7	545.4	1.80	6	0.00008	0.0016	1.213	0.10
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	68.45	68.80	67.45	67.80	195.4	205.1	750.6	1.59	3	0.00183	0.3749	1.588	0.35
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	68.80	68.51	67.80	67.51	54.3	57.0	807.6	1.42	3	0.00149	0.0848	1.673	0.31
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	68.80	68.40	67.80	67.40	96.5	101.3	908.9	1.28	3	0.00123	0.1247	1.797	0.28
Ampliacion Calle 7-1	Carrera 1	Calle 7 Oriente	68.51	68.49	67.51	67.49	47.7	50.1	959.0	1.28	3	0.00123	0.0616	1.859	0.28
Ampliacion carrera 1	Calle 7	Calle 8	68.51	68.47	67.51	67.47	22.0	23.1	982.1	1.28	3	0.00123	0.0284	1.887	0.28
Ampliacion Calle 8-1	Carrera 1	Calle 8 Oriente	68.47	68.33	67.47	67.33	46.4	48.7	1030.8	1.23	3	0.00113	0.0552	1.943	0.27
Ampliacion Calle 8-2	Carrera 1	Calle 8 Occidente	68.47	68.49	67.47	67.49	37.3	39.2	1070.0	1.17	3	0.00104	0.0408	1.983	0.26
Ampliacion carrera 1	Calle 8	Calle 9	68.47	67.83	67.47	66.83	36.6	38.4	1108.4	1.17	3	0.00104	0.0400	1.983	0.26
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 9 Oriente	67.83	67.92	66.83	66.92	45.5	47.8	1156.2	1.11	3	0.00095	0.0454	2.028	0.25
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 9 Occidente	67.83	68.13	66.83	67.13	46.3	48.6	1204.9	1.06	3	0.00086	0.0420	2.070	0.23
Ampliacion carrera 1	Calle 9	Calle 10	67.83	67.38	66.83	66.38	27.8	29.2	1234.0	1.06	3	0.00086	0.0252	2.095	0.23
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 10 Oriente	67.38	67.55	66.38	66.55	49.9	52.3	1286.4	1.02	3	0.00081	0.0423	2.138	0.22
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 10 Occidente	67.38	67.85	66.38	66.85	53.2	55.9	1342.2	0.98	3	0.00075	0.0422	2.180	0.22
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	68.62	68.33	67.62	67.33	31.4	33.0	1375.2	0.89	3	0.00063	0.0207	2.200	0.20
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	68.33	68.07	67.33	67.07	52.9	55.6	1430.8	0.74	3	0.00045	0.0249	2.225	0.16

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Las velocidades siguen siendo bajas en la red y se encuentran entre 0,1 y 0,86 m/s. Las perdidas están entre 1,0m y 7,1m.

Las presiones estáticas y dinámicas de la red de acueducto se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 99. Calculo de presiones dinámica y estática de la red de acueducto

DESDE LOS TANQUES ELEVADOS 1 Y 3										
Direccion	Desde	Hasta	LONGITUD	LONGITUD REAL	SUMATORIA	DIAMETRO	Q	PERDIDA (m)		V
			m	L*5% m	LONGITUD m	pulg	LPS	UNITARIA	H	m/s
POZO PTAP	Pozo profundo	PTAP	97.91	102.81	102.81	3	3.93	0.0098	1.01	0.865
PTAP -TK1	PTAP	TK1	36.80	38.64	141.45	3	3.93	0.0098	0.38	0.865
PTAP -TK3	PTAP	TK3	40.30	42.32	183.76	3	3.93	0.0098	0.41	0.865
TK1 Cra 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	22.57	23.70	207.46	4	3.93	0.0024	0.06	0.487
Cra 6 arriba desde lote PTAP	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	63.08	66.23	273.69	4	3.91	0.0024	0.16	0.483
TK3 Cra 6	Tanque elevado 3	Carrera 6	22.70	23.84	297.53	4	3.10	0.0016	0.04	0.384
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	40.08	42.08	339.61	4	3.08	0.0015	0.06	0.382
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	19.16	20.12	359.73	4	3.07	0.0015	0.03	0.380
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	98.00	102.90	462.63	4	2.97	0.0014	0.15	0.368
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	163.50	171.68	634.31	3	2.74	0.0050	0.86	0.602
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	137.30	144.17	778.47	3	2.58	0.0045	0.65	0.568
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	60.92	63.97	842.44	3	2.44	0.0041	0.26	0.537
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	132.62	139.25	981.69	3	2.27	0.0035	0.49	0.499
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	113.25	118.91	1100.60	3	2.09	0.0030	0.36	0.460
Carrera 8	calle 6	Calle 7	83.35	87.52	1188.12	3	1.94	0.0027	0.23	0.427
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	105.52	110.80	1298.91	3	1.80	0.0023	0.26	0.397
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	138.50	145.43	1444.34	3	1.67	0.0020	0.29	0.368
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	161.80	169.89	1614.23	3	1.58	0.0018	0.31	0.348
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	85.25	89.51	1703.74	3	1.49	0.0016	0.15	0.329
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	87.00	91.35	1795.09	3	1.45	0.0015	0.14	0.319
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	48.50	50.93	1846.02	3	1.40	0.0014	0.07	0.308
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	99.70	104.69	1950.70	3	1.32	0.0013	0.14	0.290
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	82.20	86.31	2037.01	3	1.26	0.0012	0.10	0.277
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	72.80	76.44	2113.45	3	1.22	0.0011	0.09	0.270
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	48.60	51.03	2164.48	3	1.20	0.0011	0.06	0.264
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	90.75	95.29	2259.77	3	1.11	0.0009	0.09	0.245
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	127.20	133.56	2393.33	3	0.93	0.0007	0.09	0.205
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	123.00	129.15	2522.48	3	0.78	0.0005	0.06	0.172
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	108.70	114.14	2636.61	3	0.70	0.0004	0.05	0.154
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	78.20	82.11	2718.72	3	0.66	0.0004	0.03	0.144
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	103.70	108.89	2827.61	3	0.55	0.0003	0.03	0.122
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	83.50	87.68	2915.28	3	0.42	0.0002	0.01	0.093

Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	42.60	44.73	2960.01	3	0.39	0.0001	0.01	0.086

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Sigue Tabla 99

DESDE LOS TANQUES ELEVADOS 1 Y 3												
Direccion	Desde	Hasta	PROF INICIAL	PROF FINAL	COTAS ROJAS		COTAS PIEZOM		P. DINAMICA (mca)		P. ESTATICA (mca)	
			m	m	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
POZO PTAP	Pozo profundo	PTAP	0.00	0.00	92.00	69.20	92.04	69.24	120.00	0.00	0.00	22.80
PTAP -TK1	PTAP	TK1	0.00	0.00	69.20	80.30	69.24	80.34	0.00	16.00	22.80	11.70
PTAP -TK3	PTAP	TK3	0.00	0.00	69.20	80.30	69.24	80.34	0.00	16.00	22.80	11.70
TK1 Cra 6	Tanque elevado 1	Carrera 6	0.00	1.00	80.30	65.40	80.35	65.45	16.00	15.94	0.00	14.90
Cra 6 arriba desde lote PTAP	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 7	1.00	1.00	65.30	64.16	65.35	64.21	15.94	15.78	15.00	16.14
TK3 Cra 6	Tanque elevado 3	Carrera 6	0.00	1.00	80.30	65.40	80.35	65.45	15.78	15.75	0.00	14.90
Calle 5 arriba	Calle 7	Fin carrera 6	1.00	1.00	64.16	64.22	64.21	64.27	15.75	15.68	16.14	16.08
TK1 Calle 6 abajo	Tanque elevado 1	Carrera 6 con calle 6	1.00	1.00	65.30	65.12	65.35	65.17	15.68	15.65	15.00	15.18
Carrera 6 abajo	Calle 6	Calle 5	1.00	1.00	65.12	64.52	65.17	64.57	15.65	15.50	15.18	15.78
Calle 6	Carrera 6	Carrera 5	1.00	1.00	65.12	66.38	65.16	66.42	15.50	14.64	15.18	13.92
Calle 6	Carrera 5	Carrera 4	1.00	1.00	66.38	66.41	66.42	66.45	14.64	13.99	13.92	13.89
Calle 6	Carrera 4	Carrera 3 TK 2	1.00	1.00	66.41	67.45	66.45	67.49	13.99	13.73	13.89	12.85
Calle 6	Carrera 6	Carrera 7	1.00	1.00	65.12	65.12	65.16	65.16	13.73	13.24	15.18	15.18
Calle 6	Carrera 7	Carrera 8	1.00	1.00	65.12	64.47	65.16	64.51	13.24	12.88	15.18	15.83
Carrera 8	calle 6	Calle 7	1.00	1.00	64.47	63.77	64.51	63.81	12.88	12.65	15.83	16.53
Calle 7	Carrera 8	Carrera 7	1.00	1.00	63.77	64.43	63.81	64.47	12.65	12.39	16.53	15.87
Calle 7	Carrera 7	Carrera 6	1.00	1.00	64.43	64.16	64.47	64.20	12.39	12.10	15.87	16.14
Calle 7	Carrera 6	Carrera 5	1.00	1.00	64.16	65.83	64.20	65.87	12.10	11.79	16.14	14.47
Carrera 5	Calle 7	Calle 6	1.00	1.00	65.83	66.38	65.87	66.42	11.79	11.65	14.47	13.92
Carrera 5	Calle 6	Calle 5	1.00	1.00	66.38	64.52	66.42	64.56	11.65	11.50	13.92	15.78
Carrera 5	Calle 5	Calle 4	1.00	1.00	64.52	65.67	64.56	65.71	11.50	11.43	15.78	14.63
Carrera 4	Calle 5	Calle 6	1.00	1.00	64.52	66.28	64.56	66.32	11.43	11.29	15.78	14.02
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 fin	1.00	1.00	64.52	63.92	64.56	63.96	11.29	11.19	15.78	16.38
Calle 5	Carrera 5	Carrera 5 A	1.00	1.00	64.52	64.24	64.56	64.28	11.19	11.10	15.78	16.06
Carrera 5 A	calle 5	Calle 4	1.00	1.00	64.24	65.73	64.28	65.77	11.10	11.05	16.06	14.57
calle 5	Carrera 5 A	Carrera 6	1.00	1.00	64.24	64.52	64.28	64.56	11.05	10.96	16.06	15.78
Calle 5	Carrera 6	Carrera 7	1.00	1.00	64.52	63.79	64.56	63.83	10.96	10.87	15.78	16.51
Calle 5	Carrera 7	Carrera 8	1.00	1.00	63.79	63.65	63.83	63.69	10.87	10.80	16.51	16.65
Carrera 8	Calle 5	Calle 6	1.00	1.00	63.65	64.47	63.69	64.51	10.80	10.76	16.65	15.83
Diagonal 6	Carrera 8	Diagonal 5	1.00	1.00	64.47	64.11	64.51	64.15	10.76	10.73	15.83	16.19
Carrera 7	Calle 6	Calle 5	1.00	1.00	65.12	63.79	65.16	63.83	10.73	10.70	15.18	16.51
Carrera 7	Calle 6	Calle 7	1.00	1.00	65.12	64.43	65.16	64.47	10.70	10.69	15.18	15.87
Carrera 7	Calle 7	Fin calle 7	1.00	1.00	64.43	64.12	64.47	64.16	10.69	10.68	15.87	16.18

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

En la nueva red de distribución desde los tanques elevados 1 y 3, se encontró una presión dinámica promedio de 12,79mca, con un máximo de 16mca y un minimo de 10,68mca, lo anterior cumple con el Artículo 61 de la resolución RAS 330 de 2017, donde se exige que "*la presión dinamica mínima en la red de distribución debe ser de 10 m.c.a. en sistemas con poblaciones de diseno de hasta 12.500 habitantes*".

La presión dinámica de la red de distribución desde el tanque elevado 2, se presenta a continuación:

Tabla 100. Calculo de presiones dinámica y estática de la red de acueducto

DESDE EL TANQUE ELEVADO 2										
Direccion	Desde	Hasta	LONGITUD	LONGITUD REAL	SUMATORIA	DIAMETRO	Q	PERDIDA (m)		V
			m	L*5% m	LONGITUD m	pulg	LPS	UNITARIA	H	m/s
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	499.70	524.69	524.69	3	1.80	0.0023	1.21	0.396
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	19.75	20.74	545.42	6	1.80	0.0001	0.00	0.099
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	195.36	205.13	750.55	3	1.59	0.0018	0.37	0.349
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	54.30	57.02	807.57	3	1.42	0.0015	0.08	0.312
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	96.50	101.33	908.89	3	1.28	0.0012	0.12	0.282
Ampliacion Calle 7-1	Carrera 1	Calle 7 Oriente	47.70	50.09	958.98	3	1.28	0.0012	0.06	0.282
Ampliacion carrera 1	Calle 7	Calle 8	22.00	23.10	982.08	3	1.28	0.0012	0.03	0.282
Ampliacion Calle 8-1	Carrera 1	Calle 8 Oriente	46.40	48.72	1030.80	3	1.23	0.0011	0.06	0.270
Ampliacion Calle 8-2	Carrera 1	Calle 8 Occidente	37.34	39.21	1070.00	3	1.17	0.0010	0.04	0.257
Ampliacion carrera 1	Calle 8	Calle 9	36.60	38.43	1108.43	3	1.17	0.0010	0.04	0.257
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 9 Oriente	45.50	47.78	1156.21	3	1.11	0.0009	0.05	0.245
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 9 Occidente	46.33	48.65	1204.85	3	1.06	0.0009	0.04	0.233
Ampliacion carrera 1	Calle 9	Calle 10	27.80	29.19	1234.04	3	1.06	0.0009	0.03	0.233
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 10 Oriente	49.85	52.34	1286.39	3	1.02	0.0008	0.04	0.225
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 10 Occidente	53.20	55.86	1342.25	3	0.98	0.0008	0.04	0.217
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	31.40	32.97	1375.22	3	0.89	0.0006	0.02	0.196
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	52.91	55.56	1430.77	3	0.74	0.0004	0.02	0.163

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

Sigue Tabla 100

DESDE EL TANQUE ELEVADO 2

Direccion	Desde	Hasta	COTAS TERRENO		PROF INICIAL	PROF FINAL	COTAS ROJAS		COTAS PIEZOM		P. DINAMICA (mca)		P. ESTATICA (mca)	
			INICIAL	FINAL	m	m	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
POZO TK 2	Pozo profundo	Tanque elevado 2	92.00	78.07	0.30	0.00	91.70	78.07	91.74	78.11	120.00	0.00	0.30	13.93
TK2 Calle 6	TK2 Carrera 3	Carrera 3	78.07	68.45	0.00	1.00	78.07	67.45	78.15	67.53	0.00	16.00	13.93	24.55
Calle 6	Carrera 3	Carrera 1	68.45	68.8	1.00	1.00	67.45	67.80	67.49	67.84	16.00	15.63	12.85	12.50
Carrera 1	Calle 6	Calle 7	68.80	68.51	1.00	1.00	67.80	67.51	67.84	67.55	15.63	15.54	12.50	12.79
Carrera 1 paralela	Calle 6	Calle 7	68.80	68.4	1.00	1.00	67.80	67.40	67.84	67.44	15.54	15.42	12.50	12.90
Ampliacion Calle 7-1	Carrera 1	Calle 7 Oriente	68.51	68.49	1.00	1.00	67.51	67.49	67.55	67.53	15.42	15.35	12.79	12.81
Ampliacion carrera 1	Calle 7	Calle 8	68.51	68.47	1.00	1.00	67.51	67.47	67.55	67.51	15.35	15.33	12.79	12.83
Ampliacion Calle 8-1	Carrera 1	Calle 8 Oriente	68.47	68.33	1.00	1.00	67.47	67.33	67.51	67.37	15.33	15.27	12.83	12.97
Ampliacion Calle 8-2	Carrera 1	Calle 8 Occidente	68.47	68.49	1.00	1.00	67.47	67.49	67.51	67.53	15.27	15.23	12.83	12.81
Ampliacion carrera 1	Calle 8	Calle 9	68.47	67.83	1.00	1.00	67.47	66.83	67.51	66.87	15.23	15.19	12.83	13.47
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 9 Oriente	67.83	67.92	1.00	1.00	66.83	66.92	66.87	66.96	15.19	15.14	13.47	13.38
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 9 Occidente	67.83	68.13	1.00	1.00	66.83	67.13	66.87	67.17	15.14	15.10	13.47	13.17
Ampliacion carrera 1	Calle 9	Calle 10	67.83	67.38	1.00	1.00	66.83	66.38	66.87	66.42	15.10	15.08	13.47	13.92
Ampliacion Calle 9-1	Carrera 1	Calle 10 Oriente	67.38	67.55	1.00	1.00	66.38	66.55	66.42	66.59	15.08	15.03	13.92	13.75
Ampliacion Calle 9 -2	Carrera 1	Calle 10 Occidente	67.38	67.85	1.00	1.00	66.38	66.85	66.42	66.89	15.03	14.99	13.92	13.45
Carrera 2	Calle 6	Calle 5 A	68.62	68.33	1.00	1.00	67.62	67.33	67.66	67.37	14.99	14.97	12.68	12.97
Calle 5 A	Carrera 2	Carrera 3	68.33	68.07	1.00	1.00	67.33	67.07	67.37	67.11	14.97	14.95	12.97	13.23

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Nota: Las filas resaltadas en color son las que se cambian en diametro

En la nueva red de distribución desde el tanque elevado 2, se encontró una presión dinámica promedio de 15,26mca, con un máximo de 16mca y un minimo de 14,95mca, lo anterior cumple con el Artículo 61 de la resolución RAS 330 de 2017, donde se exige que "*la presión dinamica mínima en la red de distribución debe ser de 10 m.c.a. en sistemas con poblaciones de diseno de hasta 12.500 habitantes*".

Presion de servicio minima en la red de distribución

Según el artículo 61 de la resolución RAS 330 de 2017, la presión dinámica mínima en la red de distribución debe ser de 10 m.c.a. en sistemas con poblaciones de diseño de hasta 12.500 habitantes.

Las presiones dinámicas permiten la distribución del agua en toda la red cumpliendo la norma de un mínimo de 10mca.



14. OPERACION DEL PREFILTRO Y FILTRO LENTO

14.1. INTRODUCCIÓN

Cuando una unidad de pre filtración y filtración lenta en arena ha sido bien diseñada y construida, sólo se requiere de una sencilla rutina de operación y mantenimiento. A excepción de algunos análisis físicos, químicos y bacteriológicos de muestras del agua afluente, todas las actividades de operación y mantenimiento pueden ser desarrolladas por mano de obra local. El funcionamiento del filtro dependerá de la forma consiente en que el operador lleve a cabo su trabajo periódico.

14.2. PRINCIPIO DEL PROCESO DE PURIFICACIÓN

Con el fin de que el operador aprecie la importancia de su labor, es esencia que conozca los principios del proceso.

La pre filtración en grava y filtración lenta en arena es un proceso de purificación del agua que consiste en hacerla pasar a través del lecho poroso de un medio filtrante. Durante este paso, la calidad del agua se mejora considerablemente por reducción del número de microorganismos (bacterias, virus, quistes), eliminación de material en suspensión y de material coloidal, y cambios en la composición química.

En la superficie de un lecho ya maduro se forma una película, que consta de una gran variedad de microorganismos, biológicamente muy activos, que descomponen la materia orgánica, mientras gran parte de la materia inorgánica en suspensión queda retenida por acción de "colado".

La purificación empieza en la capa sobrenadante de agua cruda donde las partículas grandes se asentarán sobre el lecho filtrante y las partículas más pequeñas pueden aglomerarse y conformar flocs sedimentables debido a interacciones físicas o bioquímicas.

Por acción de la luz solar se desarrollan algas que producen oxígeno, elemento conveniente para otros propósitos en la capa de agua sobrenadante y en el lecho filtrante. Se produce una disminución del número de bacterias y alguna reducción de materia orgánica debido a su consumo por las algas o a su oxidación química. La mayor eliminación de impurezas, así como la considerable mejora de la calidad física, química y bacteriológica del agua cruda, tiene lugar en el lecho filtrante y la parte superior del lecho filtrante. En esta capa superior abundan microorganismos tales como algas, plancton, diatomeas y bacterias, los que mediante su intensa actividad biológica descomponen la materia orgánica. Más aún, gran cantidad de materia orgánica en suspensión es retenida al "colarse" el agua.

El agua, a su paso a través del lecho, cambia constantemente de dirección de manera que las partículas acarreadas por el agua toman contacto con los granos del filtro por diversos mecanismos de transporte.

Los granos van quedando cubiertos por una capa pegajosa, principalmente de materia orgánica, la que a su vez atrapa estas partículas por diversos mecanismos activos que se encuentran en la capa pegajosa que rodea a los granos se alimenta de las impurezas atrapadas y se devoran entre sí. En esta forma, la materia orgánica degradable, incluidos bacterias y virus de origen fecal, se descompone gradualmente y convertida en agua, anhídrido carbónico y sales inorgánicas inocuas.

Los mecanismos de transporte, fijación y purificación descritos funcionarán en forma efectiva en el agua que va a ser tratada sólo si se permite un tiempo de retención suficiente en el lecho filtrante. Cuando la filtración lenta en arena es el proceso de tratamiento principal, la tasa de filtración debe ser mantenida en un valor de 0.1 a 0.2 m/h.

El filtro podrá trabajar con plena eficiencia e iniciar la producción de un afluente de alta calidad cuando las bacterias se hayan establecido por si mismas en forma apropiada. El tiempo empleado para formar la película biológica depende principalmente de las características del agua cruda y de la temperatura. Más claramente, en un área tropical y poca altura sobre el nivel del mar, donde el agua contiene mucha materia biodegradable, la biomasa en la película biológica y en el propio lecho filtrante crecerá favorablemente y el filtro puede "madurar" en un mes después de la puesta en marcha inicial.

La maduración completa del filtro debe comprobarse haciendo pruebas bacteriológico, puede alimentar la red de distribución. Frecuentemente es imposible esperar la maduración del filtro antes de abastecer a los usuarios por la presión de la comunidad que demanda el servicio. En este caso se puede dar el servicio después de una o dos semanas de operación del filtro, asegurando una adecuada desinfección con dosificador de cloro.

14.3. MODO DE OPERACION

Las válvulas a la entrada del sistema permiten regular la cantidad de agua a captar y constituyen dispositivos de control muy importantes para la operación del filtro.

La apertura de las válvulas de entrada deberá ser sólo la necesaria según la demanda de la población. Cada válvula puede calibrarse para el paso del caudal necesario enviado por la bomba desde el pozo profundo.

Al comienzo, el nivel de agua en el filtro estará sólo unos pocos centímetros por encima del lecho. Sin embargo, debido a la colmatación del lecho filtrante, la resistencia al flujo aumenta gradualmente y por consiguiente el nivel de agua sobre el lecho. Cuando el agua alcance el vertedero de excesos, el filtro deberá ser puesto fuera de servicio para limpieza. Dependiendo de la calidad del agua cruda, el intervalo entre operaciones de limpieza puede variar entre 30 y 90 días.

La manera más efectiva de operar un filtro lento es haciéndolo funcionar 24 horas al día. La operación intermitente no se debe permitir, teniendo en cuenta que se ha observado que después de 4 0 5 horas de reiniciar la operación de los filtros resulta una polución bacteriológica inaceptable.

14.4. PROCEDIMIENTO DE OPERACIÓN

14.4.1. Puesta en servicio de un filtro.

Cuando se ha terminado la construcción del filtro, el lecho filtrante se llena con agua limpia desde el fondeo para expulsar las burbujas de aire presentes en los intersticios de la arena.

Cuando el nivel de agua sobrenadante llega a una altura suficiente por encima del lecho de arena (0.10 m), se abren las válvulas de entrada superior gradualmente, para proseguir con el llenado del filtro; luego se abre la compuerta de la cámara de salida para que el efluente filtrado escape por la tubería de desague, con una tasa del 25% de la filtración normal, y no vaya al tanque de almacenamiento.

El filtro debe hacerse funcionar por unas cuantas semanas para permitir la formación de las capas adherentes que rodean los granos del lecho filtrante, o sea el llamado "proceso de maduración". Durante este proceso, la velocidad de filtración se va aumentando gradualmente hasta alcanzar la velocidad de filtración de diseño.

El período de maduración termina cuando los análisis físicos, químicos y bacteriológicos indican que la calidad del afluente está de acuerdo con las normas de calidad locales. Desde ese momento el agua puede eliminar la red de distribución. Sin embargo, como se anotó antes, si se dispone de desinfección no se requiere esperar el proceso completo de maduración.

14.4.2. Operación Rutinaria

Se requiere la calibración de las válvulas de paso desde el pozo profundo. Para esta operación de regulación el operador deberá observar también si se está permitiendo agua tratada en el rebose del tanque de almacenamiento.

Cuando el nivel de agua sobre el lecho filtrante alcance su nivel máximo se debe suspender el filtro y efectuar la respectiva limpieza.

14.5. LIMPIEZA

Para limpiar el filtro es necesario bajar el nivel del agua en el lecho de 0.1 a 0.2 m sobre el nivel superior de la capa de arena, con el fin de que la superficie de arena esté los suficientemente firme para que el operador pueda caminar sobre ella y efectuar la limpieza.

El procedimiento es como sigue: se cierra la válvula de entrada de agua baje gradualmente a través de la filtración por algunas horas. Se drena el resto de agua sobrenadante mediante el vertedero desmontable (codo movible). Finalmente se hace descender el nivel del agua en el lecho filtrante hasta unos 20 cm por debajo de la superficie del lecho abriendo la compuerta de fondo, de modo que el agua se vaya por la tubería de desagüe. Una vez que han descendiendo los 20 cm se cierra la compuerta de fondo y el lecho está listo para su limpieza.

La limpieza del lecho filtrante se lleva a cabo raspando de 1 a 5 cm de las superficies de la arena, para desalojar el sedimento superficial. Esta operación se realiza utilizando palas anchas de punta plana. El material raspado se acumula en hileras, luego se colocan tablas de madera entre las hileras y se introducen carretillas, las cuales se cargan con el material raspado y son trasladadas hacia el exterior del filtro. La colocación de tablas de madera impide que se formen surcos en la superficie de la arena.

El raspado se debe efectuar tan breve como sea posible, para prevenir el deterioro del lecho filtrante y evitar que aves de carroña dañen el lecho.

Después de la limpieza, el filtro se llena nuevamente de agua, pudiendo usarse el agua filtrada de la unidad adyacente, la cual reducirá temporalmente la producción de la planta.

Los pasos a seguir para reiniciar el trabajo de un filtro limpio ("período de re-maduración") son similares a los aplicados en la puesta en marcha de un filtro nuevo, aunque los períodos necesarios para el llenado ascendente (unas pocas horas) y la re-maduración (unos pocos días) son bastante más breves que el período de puesta en servicio inicial.

14.5.1. Re-arenamiento de un Filtro

Después de uno o dos años de operación y de unos 20 a 30 raspados, el lecho filtrante alcanza su menor espesor permisible y debe traerse medio filtrante nuevo o lavado para elevar el lecho hasta su espesor original. El nuevo medio filtrante

antiguo empleando para ello el proceso de encimado, el cual se lleva a cabo por hileras o fajas.

La excavación se hace en cada hilera. El material removido de la prime hilera se apila a un lado en un promontorio a lo largo; la zanja excavada se llena con arena nueva o lavada y se procede a excavar la siguiente hilera, colocando el material removido de la segunda zanja se usa para cubrir la arena nueva en la última hilera. También es posible remover completamente la arena usada del lecho filtrante y vaciarla sobre la arena nueva después de que ésta se coloque.

Para reiniciar la operación normal del filtro se hace en forma similar a la indicada para el proceso de raspado, con la salvedad de que el período de re-maduración será más largo.

14.5.2. Lavado de la Arena

El lavado de la arena es necesario para separar el sucio de la arena después del raspado y para limpiar la arena nueva antes de ser colocada en un filtro o en el re-arenamiento.

Un método apropiado para el lavado de la arena es el sistema de lavado con manguera. Para esta operación se proyecta una caja, la cual se indica en los planos del proyecto. En esta caja se coloca la arena raspada y se usa un chorro de agua moviéndolo en todos los puntos. La materia orgánica que se desprende de la arena al restregarla, por ser más liviana, se mantiene en la parte superior de la arena y es evacuada a través del vertedero.

Para comprobar si la arena está limpia, se debe tomar un puñado y frotarse las manos. Si se encuentra señales de mugre, la arena no está todavía lo suficientemente limpia.

Otro método es colocar una pequeña cantidad de arena en un cilindro de vidrio graduado, se añade agua, se agita bien y se permite la precipitación. Si la arena está adecuadamente limpia no habrá prácticamente sedimentos sobre la superficie de la arena.

Es importante que la arena sea lavada tan pronto como se haga el raspado para prevenir condiciones anaeróbicas y malos olores causados por los microorganismos que consumen materia orgánica mezclada con la arena. La arena debe lavarse antes de que se seque.

14.6. REGULACION DEL NIVEL DE AGUA SOBRENADANTE

Bajo condiciones normales la maduración, y en la medida de lo posible, el nivel del agua sobrenadante debe ser mantenido constante. Esto se hace mediante la válvula de entrada de agua cruda y el vertedero desmontable o codo movible.

14.7. REGISTRO

Es necesario llevar registros para tener información sobre el funcionamiento de los filtros, controlar el trabajo de los operadores y obtener datos para planear mejoras futuras.

Los requisitos a realizarse deben ser los mismos indispensables. Los datos a conseguir serían: control de calidad, operación de limpieza, producción diaria de la planta, etc.

14.8. CONTROL DE CALIDAD

Las pruebas rutinarias para turbiedad y color residual, por su simplicidad, pueden ser realizadas por el mismo operador, con un adiestramiento previo. Se requiere una supervisión permanente para verificar y asegurar la confiabilidad de los resultados de tales pruebas. Las pruebas más complejas deberán ser realizadas periódicamente por las autoridades médicas de la localidad.

14.9. PARADA DE LA PLANTA

Pueden existir algunos motivos que obliguen a parar la planta: la interrupción del suministro de agua cruda a la planta, lavado y desinfección del tanque, etc.

En cualquier caso, en que la planta deba interrumpir su operación, es sumamente importante que los filtros no paren de trabajar, dejándolos llenos de agua. Esto se debe a que el metabolismo de los organismos que viven en el lecho de arena se alteran, creando compuestos que efectúan la calidad del agua. En el caso de interrupción en la entrada de agua, es recomendable seguir filtrando a una velocidad menor, de tal manera que dé tiempo a la corrección del desperfecto.

14.10. LAVADO COMPLETO DEL FILTRO

Cada cinco años, más o menos, es necesario el lavado total del filtro. Esta operación consiste en la limpieza del fondo del filtro y los drenes, el retiro de la grava y su limpieza total y el lavado de la arena. Luego de efectuada esta operación, se debe acomodar toda la grava limpia en su filtro y la arena con su espesor original, de tal manera que el filtro quede como nuevo.

14.11. CONTROL DE ALGAS

Se debe llevar un control del crecimiento de algas en las plantas de filtración lenta, aunque estas producen beneficios, también puede perjudicar la eficiencia del tratamiento.

El principal beneficio que traen las algas, es el de liberar oxígeno durante el día, gracias a su fotosíntesis. Este oxígeno libera, ayuda a impedir actividades de putrefacción, al estimular la vida de bacterias aeróbicas, en lugar de las anaerobias. Además, las algas contribuyen a reducir la dureza del agua. Los principales perjuicios que ocasiona la presencia de algas son: la producción de olores y sabores desagradables y la obstrucción del lecho de los filtros.

Altas insolaciones sobre la superficie del agua en el filtro, se traducen en un crecimiento activo de algas, obstruyendo los filtros rápidamente. El cubrir el filtro en época de verano ayuda a evitar este crecimiento.

15. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO

15.1. INFORMACIÓN NECESARIA

Es necesario que en el momento de realizar las actividades de conservación y seguridad en la planta de tratamiento se tengan las instrucciones de mantenimiento de la unidad en la cual se está trabajando.

15.2. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO

15.2.1. Control de vibraciones y ruidos

Debe controlarse toda presencia de vibraciones y ruidos, lo cual determina las condiciones de la maquinaria, estos problemas se presentan debido a:

- Rotores sueltos o cuerpos extraños en motores.
- Ejes desviados en motores y mezcladores.
- Defectos en lubricación de equipos mecánicos.
- Pérdidas de corriente, cortos circuitos o fases invertidas en las conexiones de los equipos.
- Fallas en los anclajes y acoples de los equipos de proceso.

15.2.2. Conexiones entre equipos

Deben corregirse las fallas presentes en conectores, accesorios, válvulas y todo el sistema de tuberías, relacionadas con fisuras, roturas, fugas y deterioros de los mismos; dependiendo de la magnitud de los daños se debe evaluar si es más conveniente cambiar totalmente el sistema en estudio.

15.2.3. Lubricación y limpieza

Dentro de la lubricación y limpieza deberán realizarse los siguientes controles:

- Revisar, corregir y/o cambiar el nivel de aceite de motores.
- Limpieza y lubricación de mecanismos de dosificación.
- Cambio de grasa de rodamiento de motores y mezcladores.
- Aplicación de grasa en todos los puntos de engrase necesarios.
- Lavado y limpieza de pre filtros, filtros, medios de filtración y tanques de almacenamiento como mínimo 2 veces al año o las veces que sea necesario con agua potable.

15.2.4. Control y sobrecalentamiento de partes eléctricas

El sistema eléctrico y el tablero de controles deben estar bien protegidos, limpios y secos. Es indispensable medir y controlar fallas por altas temperaturas de los sistemas eléctricos, lo cual induce a trabajar forzadamente los equipos. El control se debe hacer sobre:

- Voltajes requeridos para la operación.
- Amperajes normales de funcionamiento.
- Desajustes por alineamientos defectuosos.
- Corto circuitos.
- Lubricación y funcionamiento de rodamientos.

Es necesario tener en cuenta que la temperatura es la que determina la seguridad en el aislamiento.

15.2.5. Revisión de motores

Debe verificarse el correcto estado y funcionamiento de cada una de las partes de los motores, tales como:

- Carcaza que permite proteger al extractor y demás partes internas del motor.
- Estator que cumple las funciones de imán fijo para la inducción de la corriente.
- Rotor que es el cuerpo móvil acoplado al eje y cumple las funciones de imán móvil en la inducción de la corriente.
- Eje que es la parte móvil que transmite la energía a la bomba y soporta el peso del rotor y demás partes que apoyan en él.
- Rodamientos que sirven para mantener el eje y el rotor en el perfecto alineamiento con las partes fijas durante la operación.
- Ventilador que impulsa el aire para refrigerar el motor.
- Soportes donde se fija el motor a la estructura de la base.
- Conexiones eléctricas que permiten la adecuación del voltaje y amperaje correcto para la operación.

15.2.6. Control de fugas

Debe realizarse continuamente una inspección visual y/o por medio de equipos técnicos de todo el sistema de operación, tanto en tuberías, accesorios, válvulas y conexiones, como en los equipos de proceso y bombas.

Es necesario hacer un control detallado de los equipos de dosificación de sustancias químicas, junto con sus adecuadas concentraciones, para evitar escapes que puedan afectar la salud de los operarios y el buen funcionamiento de los procesos, lo cual influirá en los costos de producción de la planta de tratamiento. Al momento de detectar un escape de cloro el operador debe utilizar la máscara protectora.

15.2.7. Aplicación de pintura en estructuras

Todo sistema, estructura, equipo y complementos debe llevar un recubrimiento de pintura anticorrosiva o impermeabilizante según el tipo de estructura, equipo o complemento, para protección del deterioro que producen los efectos del medio ambiente y a la vez preservar su vida útil, se exige:

- Escoger el tipo de pintura apropiada para la estructura: muros, piedras, maderas, metales, asbesto-cemento, pisos, plásticos, pavimentos y maquinaria.
- Considerar el uso de la estructura pintada y el ambiente al que está expuesto: interiores, exteriores, exposición al aire, agua o bajo tierra, sometimiento al frío, calor, abrasión, golpes, dilataciones y al ataque de productos químicos diversos.
- Evitar que pinturas o disolventes caigan a drenajes, tuberías o sistemas de la planta, con el fin de no afectar el proceso de tratamiento de aguas, las estructuras de trabajo y la calidad del agua tratada.

15.2.8. Revisión de instrumentos y controladores

Debe prestarse especial atención a los medidores y/o controladores de dosificación, nivel, flujo, presión, temperatura, analizadores y elementos de control final, ya que son aparatos muy sensibles y tienden a descalibrarse fácilmente.

Se exige realizar una calibración semanal con respecto a un elemento patrón por medio del cual se puedan hacer medidas para conocer la exactitud de la calibración; dado el caso que los datos obtenidos no logren ser veraces, debe realizarse una evaluación para examinar la falla, si es necesario, se reemplazará el aparato.

15.2.9. Pruebas de aislamiento

Debe realizarse un control sobre las conexiones de equipos eléctricos, tales como motores, compresores y medidores, revisando que se encuentren en perfecto estado para evitar corto circuitos.

Debe revisarse que todos los equipos, elementos y aparatos metálicos y eléctricos se encuentren conectados al polo a tierra para protección y descargas eléctricas de los mismos.

15.3. DISPONIBILIDAD DE ELEMENTOS

En la bodega de almacenamiento debe tenerse suficiente cantidad de insumos para atender situaciones de emergencia, se exige:

- Tener un inventario detallado de la existencia de equipos, dispositivos de control y medición, herramientas y todos los elementos que se encuentren en la bodega.

- Una adecuada señalización para la ubicación de cualquier elemento requerido, agilizando así las actividades a realizar.
- La responsabilidad del personal que se encuentre a cargo.
- Llevar una ficha de control de entradas y salidas de elementos utilizados en las actividades diarias.
- Hacer la solicitud a tiempo de los elementos que se requieran con frecuencia.
- Se recomienda tener disponibilidad de elementos en bodega de acuerdo a la siguiente clasificación en los diferentes niveles de confiabilidad de servicio: Disponibilidad de elementos en bodega para 5 días de suspensión en el **nivel bajo de complejidad** del sistema.

15.4. EVALUACIÓN DE LOS EQUIPOS EN PLANTA

Para llevar un control detallado de la operación y mantenimiento de todos los sistemas y equipos que se encuentran en la planta de tratamiento es indispensable hacer énfasis en algunos aspectos importantes, tales como:

- Los problemas por más mínimos que sean deben solucionarse inmediatamente, puesto que ellos pueden ocasionar en última instancia daños mayores y por consiguiente altos costos de reparación.
- Las acciones ejecutadas para detectar y corregir anormalidades deben registrarse en la ficha técnica del equipo o estructura existente y en el libro de control de calidad, con la finalidad de obtener datos básicos acerca del funcionamiento de los sistemas de proceso en la planta de tratamiento.
- Informar a los superiores las posibles causas de las fallas encontradas y las consecuencias que esto pueda tener en el proceso de operación de la planta de tratamiento de aguas potables.
- Desinfectar todo sistema y/o equipo de la planta de tratamiento que suministre agua, lo cual se debe hacer antes de ponerlo en funcionamiento, cuando se requiera desinfección o luego de una parada forzosa en la planta.

15.5. ACTIVIDADES EN EL MANTENIMIENTO PREVENTIVO

Dentro de las actividades que se deben desarrollar en el mantenimiento preventivo se exige:

- Elaboración del plan de mantenimiento preventivo de acuerdo con los manuales de mantenimiento.
- Elaboración de inventario técnico.
- Clasificación de las instalaciones y equipos.
- Identificación individual de cada una de las instalaciones y equipos.
- Conformación de archivos técnicos de mantenimiento.
- Existencia de repuestos para reparaciones (bodega).

15.6. PLAN DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO

En el proceso de desarrollar el plan de mantenimiento, se debe determinar el mejor procedimiento para cada parte, así los procedimientos de las partes se juntan para producir el plan de mantenimiento de la unidad y la unión de cada uno de éstos debe permitir el plan de mantenimiento para la planta en general.

Para llevar a cabo el plan de mantenimiento es recomendable realizar las siguientes actividades:

- Determinación de las unidades críticas en el proceso, con base en el diagrama de flujo de la planta.
- Determinación de disponibilidad de las unidades, realizando un análisis de confiabilidad de acuerdo a los historiales de mantenimiento que se disponga.
- Determinación de las partes críticas y su modo de falla, haciendo uso del historial de mantenimiento y la base de datos disponible.
- Selección del procedimiento a seguir de acuerdo con el modo de falla, mediante el uso de análisis de fallas y técnicas de monitoreo, tales como, los sentidos humanos, técnicas ópticas y técnicas térmicas de las condiciones de operación.
- Ensamblar el plan para cada unidad, procurando que tienda al mantenimiento preventivo.
- Ensamblar el plan de mantenimiento para toda la planta, haciendo uso de las fuentes y recursos de mantenimiento.

15.7. CONTRATACIÓN EXTERNA DE SERVICIOS

Por la carencia de personal especializado o cuando la complejidad de trabajo lo requiera, el departamento de mantenimiento puede contratar servicios con entidades externas a él, lo cual contribuye a disminuir costos. Se recomienda efectuar por esta vía los siguientes trabajos:

- Rebobinado de motores eléctricos.
- Reparación de cloradores.
- Reparación de tanques y otras estructuras de la planta.
- Algunos trabajos de mantenimiento preventivo que las políticas de la planta permitan.

15.8. EQUIPO DE PLANTA

Toda operación de mantenimiento que se realice en los equipos debe estar archivada en la ficha técnica de la correspondiente estructura, para efectos del análisis de confianza de datos históricos.

15.8.1. Mantenimiento de los filtros

Para el mantenimiento de los filtros, deben realizarse las siguientes actividades:

- Revisión, reacondicionamiento y limpieza del filtro.
- Limpieza de hojas u otros materiales flotantes en el filtro.
- Lavado del filtro.
- Para los filtros lentos debe realizarse el raspado del filtro y lavado del material removido.
- Reposición del material filtrante.
- Verificar si existe en la estructura indicios de fisuras y detección de problemas para corregirlos.
- Revisión del funcionamiento de las válvulas o compuertas.
- Pintura externa para las partes metálicas.
- Recolección de datos.

15.8.2. Mantenimiento del tanque de agua tratada

Para el mantenimiento del tanque, deben realizarse las siguientes actividades:

- Mantener las tapas de las cámaras de válvulas cerradas y aseguradas.
- Limpieza de sedimentos, manipulando la válvula de limpieza sin ingreso al tanque.
- Limpieza de sedimentos, ingresando al interior del tanque, requiere lavado y posterior desinfección.
- Retoque y pintura general del tanque.
- Observar si existen grietas, fugas y rajaduras para corregirlos.
- Revisión y corrección de válvulas y cercas de protección
- Recolección y procesamiento de datos.

15.9. PRESUPUESTO ARRANQUE Y MANTENIMIENTO X 3 MESES

El presupuesto de arranque seguimiento a la operación y funcionamiento, se fundamenta en los costos de optimización del sistema de filtrado y desinfección del agua tratada en la PTAP.

Se trata de realizar pruebas de bombeo para el correcto paso del agua por el prefiltro, filtro y almacenamiento de agua en el tanque de estabilización y cloración, para finalmente realizar el bombeo a los tanques y determinar eficiencia de llenado en cada uno de ellos.

PRESUPUESTO ANRRANQUE ACUEDUCTO EN EL OPTIMIZACION DEL ACUEDUCTO DEL CENTRO POBLADO EL PAPAYAL MUNICIPIO DE RIONEGRO DEPARTAMENTO DE SANTANDER					
ITEM	**DESCRIPCION**	**UND.**	**CANT.**	**V/UNIT.**	**V/TOTAL**
1	**PRUEBAS DE BOMBEO**				
1.1	Pruebas de bombeo desde el pozo hasta la PTAP. Se realiza durante 8 horas día durante 5 días continuos	HR	40	18,000	720,000
1.2	Pruebas de bombeo desde el tanque estabilización de la PTAP hasta los 3 tanques de almacenamiento. Se realiza para 8 horas durante 5 dias continuos	HR	40	18,000	720,000
2	**PRUEBAS ANALISIS TURBIEDAD Y CLORO RESIDUAL**				
2.1	Análisis de turbiedad con turbidimetro in situ. Se realiza tres pruebas un día a la semana durante 3 meses	UND.	36	40,800	1,468,800
2.2	Análisis de cloro residual con test de cloro in situ. Se realiza dos pruebas (en el tanque de estabilización y red de distribución), todos los dias durante 3 meses	UND.	180	48,500	8,730,000
3	**DETECCION DE FUGAS EN TUBERIAS Y ESTRUCTURAS**				
3.1	verificación de flujo por tuberías en el lote de la PTAP. Diariamente durante 3 meses	UND.	90	30,000	2,700,000
3.2	Verificación de presencia de humedades en los tanques de la PTAP. Diarimente durante 3 meses	UND.	90	30,000	2,700,000
3.3	Verificación de presencia de humedades en el tanque elevado 4 niveles existente. Diariamente durante 3 meses	UND.	90	30,000	2,700,000
3.4	Verificación de presencia de humedades en el tanque elevado 2 niveles existente. Diariamente durante 3 meses	UND.	90	30,000	2,700,000
3.5	Verificación de presencia de humedades en el nuevo tanque elevado 4 niveles existente. Diariamente durante 3 meses	UND.	90	30,000	2,700,000
4	**ESTANDARIZACION HORAS DE LLENADO DE TANQUES Y PERMANENCIA DE LA DOTACION A LOS USUARIOS**				
4.1	Estandarización horas de llenado de tanques elevados. Se realiza dos veces al mes durante 3 meses x 8 horas cada prueba para bombeo	HR	48	18,000	864,000
4.2	Estandarización de horas de servicio en la red de distribución. Se realiza dos veces al mes durante 3 meses x 24 horas cada prueba para bombeo	HR	144	7,500	1,080,000
SUBTOTAL					**27,082,800**
MAS IVA				19%	**5,145,732**
TOTAL					**32,228,532**

16. PLAN DE SOSTENIBILIDAD DEL ACUEDUCTO

16.1. TARIFAS APLICADAS AL SERVICIO DEL ACUEDUCTO

Dada la necesidad de realizar bombeo continuo del agua para el suministro y/o consumo humano, la comunidad, realiza este proceso aproximadamente por seis (06) horas al día, esto genera, un promedio de consumo de $ 1.650.000, lo que actualmente ha creado una deuda significativa por el cobro de la prestación de este servicio a este acueducto. Su promedio de consumo es de 2443 mw/mes.

Los detalles de la deuda en consumo energético por la operación del sistema de bombeo y los consumos domésticos (iluminación) se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 101. Costo deuda consumo energía para el acueducto del centro poblado el Papayal

CONCEPTO	VALOR MES	VALOR ANTERIOR	TOTAL
Consumo energía activa	$ 1.440.942	$ 105.241.027	$ 106.681.969
Consumo energía reactiva	$ 17.123	$ 3.055.218	$ 3.072.341
TOTAL			$ 109.754.310

Fuente: (AlcaldiaRIONEGRO, 2021)

De acuerdo a lo anterior, los ingresos por cobro tarifario no son suficientes para el pago del gasto eléctrico por la activación de la bomba ya que la deuda acumulada el alta y solo se puede soportar por un acuerdo de pago por parte de la Alcaldía Municipal con la empresa de distribución energética de la región.

Lo anterior, demuestra que es imperativo legalizar definitivamente la Junta Administradora del Acueducto para que pueda operar el servicio, de tal forma que tenga su NIT, registro de cámara de comercio, aval del ente municipal y concejo, inscrita ante la SSPD y tenga su estudio tarifario. Además de operar desde una sede específica, con la creación de los departamentos técnico, comercial y administrativo. Cumpliendo esos criterios podrá acceder a los subsidios para los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo con lo cual puede solventar los costos.

Actualmente, los suscriptores del servicio de acueducto en el centro poblado de Papayal, cancelan por la prestación del servicio de acueducto, una tarifa plena de seis mil pesos ($6.000). Se ha realizado por parte de la administración Municipal, acompañamiento para la estructuración del estudio tarifario (Resolución CRA 825 de 2018), estimando los costos y gastos adquiridos a marzo de 2021. Sin embargo, no ha sido adoptado por el prestador del servicio.

16.2. ESTUDIO DE COSTOS Y TARIFAS PARA EL SERVICIO DE ACUEDUCTO.

16.2.1. Antecedentes

La CRA contempla dos grandes grupos de prestadores: el primero que son aquellos prestadores que atienden mercados con más de 5.000 suscriptores y el mercado de los prestadores que atienden hasta 5.000 suscriptores, para ellos definió las Resoluciones 688 de 2014 y 825 de 2017 respectivamente.

Según el análisis jurídico la competencia de la Junta de acueducto de Papayal, pertenece al mercado de pequeños prestadores, es decir debe desarrollar el marco tarifario de la Resolución CRA 825 de 2017.

La Junta de acueducto del Centro Poblado de Papayal, es una junta administradora, conforme a lo establecido en el Artículo 15 literal 15.3 conforme a esta Ley para prestar servicios públicos en municipios menores en zonas rurales y en áreas o zonas urbanas específicas. (MendozaPatricia, 2021).

El resultado final del documento "Análisis tarifario para el servicio de acueducto del Centro poblado Papayal Rionegro –Santander", es la determinación de la tarifa que va a ser cobrada a los suscriptores del servicio de acueducto, que estén localizados dentro de la A.P.S. la cual está divida en un valor fijo mensual denominado cargo fijo de acueducto, expresado en Pesos por suscriptor por mes, y un Costo Variable denominado Cargo por Consumo, el cual está expresado en Valor por metro cúbico facturado al suscriptor según su consumo, tanto para el servicio de acueducto como para el servicio de alcantarillado.

Por motivos de Regulación, todos los valores son expresados en costos económicos de referencia a diciembre de 2016; sin embargo, se realiza una actualización de los costos económicos de Referencia a diciembre de 2020[2].

Adicionalmente y conforme a las disposiciones normativas, se calculan las tarifas por uso y estrato, aplicando los factores subsidios y aportes solidarios (Contribuciones) que se encuentran vigentes para el municipio de Rionegro, Santander, según el Acuerdo Municipal del Honorable Consejo Municipal.

Se aclara que La Junta de acueducto de Papayal, ha cobrado una tarifa plena para el servicio de acueducto, sin tener en cuenta los verdaderos costos y gastos en los que incurre por la prestación del servicio de acueducto, por lo cual se ha presentado una serie de problemas de sostenibilidad del servicio, generando una deuda acumulada del servicio de energía que no se ha cancelado.

16.2.2. Calculo de variables

[2] Último periodo de acumulación del 3%

De conformidad con el artículo 1 de la Resolución 825 de 2017[3], los prestadores que, a 31 de diciembre de 2013, contaran con menos de 5.000 suscriptores, están sujetos al desarrollo de la metodología contenida en la citada Resolución.

Tabla 102. Suscriptores del servicio de acueducto del centro poblado el Papayal

SUSCRIPTORES SERVICIO DE ACUEDUCTO AÑO 2021	DICIEMBRE		
	U	R	T
ESTRATO 1	0	330	330
ESTRATO 2	0	0	0
ESTRATO 3	0	0	0
ESTRATO 4	0	0	0
ESTRATO 5	0	0	0
ESTRATO 6	0	0	0
TOTAL RESIDENCIALES	**0**	**330**	**330**
COMERCIALES	0	0	0
INDUSTRIALES	0	0	0
OFICIALES	0	0	0
OTROS	0	0	0
TOTAL NO RESIDENCIALES	**0**	**0**	0
TOTAL SUSCRIPTORES SERVICIO DE ACUEDUCTO	**0**	**330**	330

Fuente: (Mendoza-Patricia, 2021) – U: urbano R: Rural T: Total

Nac= 330

Los suscriptores por estrato se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 103. Suscriptores del servicio de acueducto del centro poblado el Papayal

SUSCRIPTORES SERVICIO DE ACUEDUCTO			
AÑO 2020	DICIEMBRE		
	U	R	T
Estrato 1	0	330	330
Estrato 2	0	0	0
Estrato 3	0	0	0
Estrato 4	0	0	0
Estrato 5	0	0	0
Estrato 6	0	0	0
TOTAL RESIDENCIALES	**0**	**330**	**0**
Comerciales	0	0	0
Industriales	0	0	0
Oficiales	0	0	0
Otros	0	0	0
TOTAL NO RESIDENCIALES	**0**	**0**	**0**
TOTAL SUSCRIPTORES DEL ACUEDUCTO	**0**	**330**	**0**

Fuente: (MendozaPatricia, 2021)

[3] ARTÍCULO 1. Ámbito de Aplicación. La presente resolución aplica a todas las personas prestadoras de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y/o alcantarillado que a 31 de diciembre de 2013 cumplan con alguna de las siguientes condiciones:

16.2.3. Metodología de tarifa aplicable.

16.2.3.1. Tipo de prestador

La Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico CRA5, ha definido dos mercados regulados para los prestadores de los servicios de Acueducto y Alcantarillado, estos se clasifican en Prestadores mayores de 5.000 suscriptores y Prestadores con hasta 5.000 con corte a 31 de diciembre de 2013; denominados Grandes Prestadores y Menores Prestadores respectivamente. En el caso particular del acueducto del centro poblado el Papayal será administrado por un menor prestador; que en este caso es la Junta Administradora del Acueducto del Centro Poblado del Papayal.

16.2.3.2. Régimen de regulación tarifaria

El régimen de regulación tarifaria en el cual estará inmerso el prestador del acueducto centro poblado el Papayal, es el de Libertad Regulada, esto quiere decir que está sujeto a las disposiciones que en materia tarifaria expida la CRA, y que las tarifas que cobra a los usuarios dependerán el resultado obtenido una vez se aplique la metodología correspondiente.

16.2.3.3. Clasificación de los costos del servicio de acueducto

El principal objetivo de un estudio de costos y tarifas es conocer, por un lado, cuánto le cuesta a la empresa de acueducto administrar, operar y mantener el sistema y realizar las inversiones necesarias para poder presentar un servicio digno y equitativo a toda la población; y por otro, cuánto le cuesta al suscritor recibir agua de buena calidad, en la cantidad y con la continuidad suficientes para satisfacer las necesidades básicas, no solamente de los actuales usuarios, sino del os futuros.

Para brindar un servicio eficiente a la comunidad, la entidad prestadora del servicio de acueducto (administración municipal, asociación de usuarios, junta administradora, cooperativa u otra) debe realizar una serie de gastos, que se puede clasificar así:

- Gastos de Administración
- Gastos de operación y mantenimiento
- Costos de inversión

16.2.3.4. Componentes de las fórmulas tarifarias.

Las fórmulas tarifarias para los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado incluyen un cargo fijo (CF) y un cargo por unidad de consumo (CC).

Cargo fijo para el servicio público domiciliarios de acueducto y alcantarillado (cfac, al).

Las personas prestadoras definirán un cargo fijo para el servicio público domiciliario de acueducto y otro para el servicio público domiciliario de alcantarillado. El cargo fijo será equivalente al Costo Medio de Administración.

$$CFac,al = CMAac,al$$

Donde:

$CFac,al$: Cargo Fijo para cada servicio público domiciliario.
$CMAac,al$: Costo Medio de Administración para cada servicio público domiciliario.

Cargo por consumo para los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado ($\boldsymbol{CCac,al}$).

Las personas prestadoras definirán un cargo por consumo para el servicio público domiciliario de acueducto y otro para el servicio público domiciliario de alcantarillado. El cargo por consumo será equivalente a la suma del Costo Medio de Operación ($\boldsymbol{CMO}$), el Costo Medio de Inversión ($\boldsymbol{CMI}$) y el Costo Medio Generado por Tasas Ambientales ($\boldsymbol{CMT}$). Para el servicio público domiciliario de acueducto:

$$CCac=CMOac+CMIac+CMTac$$

Donde:
$CCac$: Cargo por consumo para el servicio público domiciliario de acueducto.
$CMOac$: Costo Medio de Operación para el servicio público domiciliario de acueducto.
$CMIac$: Costo Medio de Inversión para el servicio público domiciliario de acueducto
$CMT\ ac$: Costo Medio Generado por Tasas de Uso para el servicio público domiciliario de acueducto.

Para el servicio público domiciliario de alcantarillado:

$$CCal=CMOal+CMIal+CMTal$$

Donde:
$CCal$: Cargo por consumo para el servicio público domiciliario de alcantarillado.
$CMOal$: Costo Medio de Operación para el servicio público domiciliario de alcantarillado.
$CMIal$: Costo Medio de Inversión para el servicio público domiciliario de alcantarillado.
$CMTal$: Costo Medio Generado por Tasas Retributivas para el servicio público domiciliario de alcantarillado.

Indexación. Una vez estimados los costos económicos de referencia de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado expresados en pesos de diciembre del año 2016, calculados según lo definido en el TÍTULO III y el TÍTULO IV de la resolución, las personas prestadoras deberán actualizarlos a la fecha de inicio de aplicación de las tarifas, utilizando las variaciones del Índice de Precios al Consumidor - IPC reportado por el DANE. A partir de este momento, podrán ser indexados cada vez que el IPC acumule una variación igual o superior del 3%, de conformidad con lo previsto en el artículo 125 de la Ley 142 de 1994. Para ello, deberán tener en cuenta lo establecido en el ANEXO I de la presente resolución. Se exceptúan de esta indexación los Costos Medios Generados por Tasas Ambientales (CMT), los cuales se definen en el TÍTULO V de la presente resolución.

16.2.3.5. Cálculo de los costos económicos de referencia para las personas prestadoras del primer segmento

Metas para los estándares del servicio

A continuación, se presentan los estándares del servicio que deben ser reportados en la información indicada por la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios – SSPD – a través del sistema único de información – SUI o el mecanismo definido por esta entidad.

Nombre estándar	Estándar	Indicador	LINEA BASE	AÑO 2021	AÑO 2022	AÑO 2023	AÑO 2024	AÑO 2025
Micro medición	330	Suscriptores con micro medicion instalada/Nac Nac: Número de suscriptores facturados promedio en el año base para el servicio público de acueducto, corresponde al promedio de los doce meses del año base en el caso de facturación mensual, y al promedio de los seis bimestres del año base, en el caso de facturación bimestral.						
Continuidad para el servicio público de acueducto	Máximo 10 días son servicio al año (97,26% de continuidad anual)	Ici = Tiempo en horas de afectación x 100 Ni,ac x 365 x 24 ICi: Índice de Continuidad en el año i (%). Tiempo en horas de afectacióni: Corresponde al producto entre la sumatoria de las horas de afectación en el APS en días al año i por los suscriptores afectados en dicho año. Esto aplica para cualquier tipo de suspensión al usuario, incluyendo las suspensiones programadas, mantenimientos preventivos y fallas en el servicio. Ni,ac: Número de suscriptores promedio mensual facturados del año i para el servicio público domiciliario de acueducto. En el caso de facturación mensual, corresponde al promedio de los doce meses del año i. En el caso de facturación bimestral, corresponde al promedio de los seis bimestres del año i.						
IRCA								

Las metas se definen durante la evaluación del desempeño del servicio público.

Cargo fijo – costos medios de administración

Costos medios de administración para las personas prestadoras del primer segmento

El costo medio de administración de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado para las personas prestadoras del primer segmento, será calculado con base en la siguiente fórmula:

$$CMA_{ac,al} = \frac{[(CA_{ac,al} * 1,0281) + ICTA_{ac,al}] * fc}{12 * N_{ac,al}}$$

Donde

CMA ac,al: Costo Medio de Administración para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado expresado en pesos de diciembre del año 2016 por suscriptor por mes.
CA ac,al: Costos de Administración del año base para cada uno de los servicios públicos domiciliarios.

Las personas prestadoras tendrán en cuenta para su cálculo los siguientes criterios:

- Gasto del personal administrativo. Deberán incluirse todos los gastos de personal de la empresa prestadora que realice labores administrativas asociadas directamente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, como sueldos, jornales, horas extras y festivos, personal supernumerario, honorarios, contratos de personal temporal, auxilio de transporte, dotación y suministro a trabajadores, salario integral, viáticos y gastos de viaje, así como todos los demás gastos relacionados con los pagos a empleados del área administrativa como los gastos por prestaciones sociales, tales como cesantías, intereses de cesantías, prima de servicios y vacaciones. Así mismo, deberán incluirse todos los gastos relacionados con los aportes legales a seguridad social, como son cotizaciones de seguridad social en salud, y las correspondientes al régimen de prima media y ahorro individual.
- Gastos de aportes a parafiscales. Deberán incluirse los gastos de aportes a parafiscales de todo el personal de la empresa que realiza labores administrativas, tales como riesgos laborales, aportes al ICBF, aportes al SENA y caja de compensación familiar.
- Gastos asociados con contribuciones imputadas y efectivas. No se podrán incluir gastos relacionados con pensiones de jubilación, indemnizaciones sustitutas, amortización de cálculo actuarial y amortización y cuotas parte de bonos pensionales.
- Gastos generales. Deberán incluirse los gastos asociados al funcionamiento, incluyendo los gastos por contratos administrativos que realice la persona prestadora para desarrollar actividades de negocio relacionadas directamente con la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y

alcantarillado. No se podrán incluir gastos relacionados con implementos deportivos, organización de eventos, eventos culturales, sostenimiento de semovientes y relaciones públicas.

- Gastos por depreciación de los activos administrativos. Deberán incluirse los gastos asociados directamente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, tales como edificaciones, muebles, maquinaria y equipos de oficina, de comunicación y computación, equipos de transporte, así como de los bienes para uso administrativo adquiridos en leasing financiero.
- Gastos por amortizaciones administrativas. Deberán incluirse las amortizaciones administrativas directamente asociadas a la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, tales como licencias, software y servidumbre.
- Gastos de comercialización. Deberán incluirse los gastos comerciales propios de la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, tales como toma de lecturas, entrega de facturas, entre otros.
- Imprevistos. El valor de imprevistos no podrá superar el 5% de los Costos de Administración ($CAac,al$).

1,0281 Tasa de capital de trabajo anual.

ICTA ac,al: Gastos por concepto de impuestos, contribuciones y tasas administrativas del año base para cada uno de los servicios públicos domiciliarios. Se deberán incluir únicamente los impuestos administrativos asociados directamente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, como las cuotas de fiscalización y auditaje, las contribuciones a las entidades de regulación y control, las tasas que no correspondan a tasas pagadas a las autoridades ambientales, el impuesto a las ventas – IVA, el impuesto al patrimonio, el impuesto de timbre, registros, notariales, valorización sobre aquellos activos administrativos relacionados directamente con la prestación de los servicios públicos, y otros impuestos y contribuciones que versan sobre actividades relacionadas directamente con la prestación de los servicios públicos.
$\boldsymbol{fc}$: Factor de indexación de costos en pesos de diciembre del año 2016, según lo establecido en el ARTÍCULO 7 de la resolución 825 de 2017.
12: Corresponde al número de meses en un año.
Nac,al: Número de suscriptores promedio mensual facturados del año base para cada uno de los servicios públicos domiciliarios. En el caso de facturación mensual, corresponde al promedio de los doce meses del año base. En el caso de facturación bimestral, corresponde al promedio de los seis bimestres del año base.

Costo medio de operación

La fórmula de los costos medios de operación se encuentra en el Artículo 16, de la resolución, empleamos la siguiente fórmula:

$$CMOac,al = CMOGac,al + CMOPac,al$$

Donde:

CMOac,al Costo Medio de Operación para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado (expresado en pesos de diciembre del año 2016 por metro cúbico).

CMOGac,al Costo Medio de Operación General para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado (expresado en pesos de diciembre del año 2016 por metro cúbico), según lo definido en el ARTÍCULO 17. de la presente resolución.

CMOPac,al Costo Medio de Operación Particular para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado (expresado en pesos de diciembre del año 2016 por metro cúbico), según lo definido en el ARTÍCULO 19 de la presente resolución

Costo medio de operación general – CMOG

El Costo Medio de Operación General de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado para las personas prestadoras del primer segmento, será calculado con base en la siguiente fórmula:

$$CMOG_{ac,al} = \frac{[(COG_{ac,al} * 1,0281) + ITO_{ac,al}] * fc}{ASP_{ac,al}}$$

Donde:

$CMOGac,al$: Costo Medio de Operación General para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado (expresado en pesos de diciembre del año 2016 por metro cúbico).
$COGac,al$: Costos Operativos Generales del año base para cada uno de los servicios públicos domiciliarios.

Las personas prestadoras tendrán en cuenta para su cálculo los siguientes criterios:

- Gastos del personal de operación y mantenimiento. Deberán incluirse los gastos correspondientes a sueldos y salarios del personal de la empresa prestadora que realiza labores operativas asociadas a la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, tales como sueldos, jornales, horas extras y festivos, personal supernumerario, honorarios, contratos de personal temporal, auxilio de transporte, dotación y suministro a trabajadores, salario integral, viáticos y gastos de viaje, así como todos los demás gastos relacionados con los pagos a empleados del área operativa como son las prestaciones sociales

(cesantías, intereses de cesantías, prima de servicios y vacaciones). Así mismo, deberán incluirse todos los costos relacionados con los aportes legales a seguridad social, tales como cotizaciones de seguridad social en salud, y las correspondientes al régimen de prima media y ahorro individual.

- Gastos de aportes a parafiscales. Deberán incluirse los gastos de aportes parafiscales de todo el personal de la empresa que realiza labores operativas, tales como riesgos laborales, aportes al ICBF, aportes al SENA y caja de compensación familiar.
- Gastos asociados a contribuciones imputadas y efectivas. No se podrán incluir gastos relacionados con pensiones de jubilación, indemnizaciones sustitutas, amortización de cálculo actuarial, y amortización y cuotas parte de bonos pensionales.
- Gastos generales. Deberán incluirse todos los gastos asociados con el funcionamiento y con la prestación de los servicios. No se podrán incluir costos relacionados con implementos deportivos, eventos culturales, sostenimiento de semovientes y relaciones públicas.
- Gastos por depreciación de activos operativos. Deberán incluirse los gastos asociados a la depreciación de activos operativos tales como herramientas menores y equipos de oficina. Se deberán excluir las depreciaciones de los activos que se encuentren incluidos en el Costo Medio de Administración (CMA) y en el Costo Medio de Inversión (CMI).
- Arrendamientos. Deberán incluirse los gastos de arrendamiento de los activos operativos asociados a la prestación del servicio que no sean de propiedad de la persona prestadora tales como terrenos, construcciones y edificaciones, maquinaria y equipo, equipo de oficina, equipo de computación y comunicación, equipo científico, flota y equipo de transporte y otros activos operativos. Se deberán excluir los arrendamientos de los activos que se encuentren incluidos en el CMA o en el CMI.
- Gastos relacionados con los pagos por contribuciones a Comités de Estratificación, originado del valor pagado por el ente prestador de servicios públicos domiciliarios en las licencias, contribuciones y regalías a favor de entidades u organismos públicos o privados por mandato legal o libre vinculación.
- Costos de insumos directos. Deberán incluirse gastos relacionados con procesos operativos de la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado. No se podrán incluir los costos de insumos químicos y de energía que se reconozcan como costo operativo particular
- Gastos por órdenes y contratos de mantenimiento y reparaciones. Deberán incluirse gastos por mantenimientos y reparaciones de maquinaria y equipo afecto a la prestación del servicio, equipo de oficina, computación y comunicación, equipo de transporte, tracción y elevación, terrenos, redes líneas y ductos, plantas, construcciones y edificaciones, elementos y accesorios de acueducto y alcantarillado.
- Gastos por honorarios. Deberán incluirse los gastos por contratos operativos que realice la persona prestadora para desarrollar actividades operativas

relacionadas directamente con la prestación de los servicios públicos domiciliarios, como avalúos, asesoría técnica, diseños y estudios, entre otros. Se deberán excluir aquellos relacionados con proyectos de inversión, los cuales deberán incluirse en el CMI como un mayor valor de dicha inversión.

- Gastos generales de operación. Deberán incluirse los gastos generales de operación relacionados con la prestación del servicio, como materiales y servicios públicos. No se podrá incluir el costo del servicio público de energía eléctrica.
- Gastos de seguros. Deberán incluirse los gastos de los seguros requeridos para garantizar la operación, como cumplimiento, corriente débil, incendio, terremoto, sustracción y hurto, flota y equipo de transporte, responsabilidad civil y extracontractual, terrorismo, vida colectiva, entre otros. No se podrá incluir el costo del seguro de manejo.
- Costos por órdenes y contratos por otros servicios. Deberán incluirse los gastos de órdenes y contratos de aseo, vigilancia, seguridad y cafetería, suministros informáticos, servicios de instalación y desinstalación, administración e infraestructura informática y ventas por derecho por comisión. No se podrán incluir los costos relacionados con toma de lecturas y entrega de facturas que se reconocen en el costo medio de administración.
- Gastos por amortización de propiedades, planta y equipo. Deberán incluirse los gastos de las amortizaciones de propiedades, planta y equipo, como las de vías de comunicación y acceso internas. No se podrán incluir la amortización de semovientes.
- Imprevistos. El valor de imprevistos no podrá superar el 5% de los Costos Operativos Generales ($COGac,al$).

1,0281 Tasa de capital de trabajo anual

ITOac,al Gastos por concepto de impuestos y tasas operativas del año base para cada uno de los servicios públicos domiciliarios. Se deberán incluir únicamente los impuestos asociados directamente con la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, como timbres, registro, el gravamen a los movimientos financieros, impuesto de vehículos operativos, peajes operativos, otros impuestos y contribuciones pagados en la operación del servicio, y valoración sobre aquellos activos operativos relacionados directamente con la prestación de los servicios públicos.

Fc Factor de indexación de costos en pesos de diciembre del año 2016.

ASPac,al Agua potable suministrada corregida por pérdidas eficientes en el año base, la cual se estima con la siguiente fórmula:

$$ASP_{ac,al} = AS_{ac} - (N_{ac,al} * 12 * IPUF^{*})$$

Donde:

ASac Agua potable suministrada en el año base (m3/año). Se calcula como

$$\boldsymbol{ASac = APac + RCSAPac - ECSAPac}$$

$AP : ac$ Agua producida en el año base (m^3/año).

$RCSAP : ac$ Volumen recibido por contratos de suministro de agua potable e interconexión en el año base (m3/año).

$ECSAP : ac$ Volumen entregado por contratos de suministro de agua potable e interconexión en el año base (m3/año).

Nac,al Número de suscriptores promedio mensual facturados del año base para cada uno de los servicios públicos domiciliarios. En el caso de facturación mensual, corresponde al promedio de los doce meses del año base. En el caso de facturación bimestral, corresponde al promedio de los seis bimestres del año base.

12: Corresponde al número de meses en un año.

$IPUF*$: Índice de pérdidas por suscriptor facturado estándar, que corresponde a seis (6) m^3/suscriptor/mes.

Costo medio de operación particular para personas prestadoras del primer segmento (CMOP ac,al)

Será calculado con la siguiente fórmula:

$$CMOP_{ac,al} = \frac{COP_{ac,al} * 1,0281 * fc}{ASP_{ac,al}}$$

Donde:

CMOP ac al Costo Medio de Operación Particular para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado (expresado en pesos de diciembre del año 2016 por metro cúbico).

COP ac Costos Operativos Particulares del año base para el servicio público domiciliario de acueducto (en pesos de diciembre del año 2016). Las personas prestadoras del primer segmento tendrán en cuenta para su cálculo los siguientes criterios:

- Costos de energía operativos.
- Costos de insumos químicos para potabilización.
- Costos de contratos de interconexión y suministro de agua potable.

COP al Costos Operativos Particulares del año base para el servicio público domiciliario de alcantarillado (en pesos de diciembre del año 2016). Las personas

prestadoras del primer segmento tendrán en cuenta para su cálculo los siguientes criterios:

- Costos de energía operativa.
- Costos de tratamiento de aguas residuales relacionados con costos de energía e insumos químicos.
- Costos de contratos de interconexión.

1,0281 Tasa de capital de trabajo anual

Fc Factor de indexación de costos en pesos de diciembre del año 2016 = 1,0062

ASP ac al Agua potable suministrada corregida por pérdidas eficientes en el año base, la cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$ASP_{ac,al} = AS_{ac} - (N_{ac,al} * 12 * IPUF^{*})$$

Donde AS ac Agua potable suministrada en el año base (m3/año). Se calcula como:

$$AS_{ac} = AP_{ac} + RCSAP_{ac} - ECSAP_{ac}$$

AP ac Agua producida en el año base (m3/año)

RCSAP ac Volumen recibido por contratos de suministro de agua potable e interconexión en el año base (m3/año)

ECSAP ac Volumen entregado por contratos de suministro de agua potable e interconexión en el año base (m3/año)

N ac, al Número de suscriptores promedio mensual facturados del año base para cada uno
de los servicios públicos domiciliarios. En el caso de facturación mensual, corresponde al promedio de los doce meses del año base. En el caso de facturación bimestral, corresponde al promedio de los seis bimestres del año base.

12 corresponde al número de meses en un año

IPUF* Índice de pérdidas por suscriptor facturado estándar, que corresponde a seis (6) m^3/suscriptor/mes.

Costo medio de inversión

Las personas prestadoras del primer segmento deberán:

- Determinar el valor de sus activos actuales y anualizarlos

- Proyectar un plan de inversiones a cinco (5) años, contados a partir de la vigencia de la fórmula tarifaria establecida en la presente resolución, para expansión, reposición y rehabilitación de los sistemas de acueducto o alcantarillado (en pesos de diciembre del año 2016) y anualizarlos
- Establecer el volumen de agua potable suministrada en el año base afectado por el índice de pérdidas por suscriptor facturado estándar.

Para ello deberán utilizar la siguiente fórmula:

$$CMI_{ac,al} = \frac{VAA_{ac,al} + PIA_{ac,al}}{ASP_{ac,al}}$$

Donde:
CMI ac al Costo Medio de Inversión para cada uno de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado expresado en pesos de diciembre del año 2016 por metro cúbico.

VAA ac al Valor de los activos actuales anualizados (en pesos de diciembre del año 2016). Corresponde a la suma de cada uno de los activos a remunerar afectados por el factor de anualidad del año base (fVAo,j) según la siguiente fórmula:

$$VAA_{ac,al} = \sum_{j=1}^{m}\left(\frac{VA_j}{fVA_{0,j}}\right) = \left[\left(\frac{VA_1}{fVA_{0,1}}\right) + \left(\frac{VA_2}{fVA_{0,2}}\right) + \left(\frac{VA_3}{fVA_{0,3}}\right) + (\ldots) + \left(\frac{VA_m}{fVA_{0,m}}\right)\right]$$

Donde:

VAj Valor de los activos actuales *j* definidos según los criterios establecidos en el ARTÍCULO 21 de la resolución 825 de 2017.

fVA Factor de anualidad del año base del valor de cada uno de los activos *j*, el cual se define en la tabla incluida en el ANEXO III de la Resolución 825 de 2017.

j Cada uno de los activos actuales afectos a la prestación del servicio (1, 2, ..., *m).*

PIA ac, al Sumatoria del plan de inversiones anualizado del año *i* para expansión, reposición y rehabilitación de los sistemas de acueducto o alcantarillado (en pesos de diciembre del año 2016) afectados por el factor de anualidad del año *i* (fVAi,n), según la siguiente fórmula:

$$PIA_{ac,al} = \sum_{i=1}^{5} PIA_{i,ac,al} = PIA_{1,ac,al} + PIA_{2,ac,al} + PIA_{3,ac,al} + PIA_{4,ac,al} + PIA_{5,ac,al}$$

Donde:

$$PIA_{i,ac,al} = \sum_{n=1}^{m}\frac{CI_{i,n}}{fVA_{i,n}} = \left[\left(\frac{CI_{i,1}}{fVA_{i,1}}\right) + \left(\frac{CI_{i,2}}{fVA_{i,2}}\right) + \left(\frac{CI_{i,3}}{fVA_{i,3}}\right) + (\ldots) + \left(\frac{CI_{i,m}}{fVA_{i,m}}\right)\right]$$

CIi,n Costo de cada una de las inversiones *n* incluidas en el plan de inversiones, que considere llevar a cabo la persona prestadora en un período de cinco (5) años

(en pesos de diciembre del año 2016). Las inversiones serán las definidas según lo establecido en el ARTÍCULO 22 de la Resolución 825 de 2017.

fVAi,n Factor de anualidad del año *i* para cada una de las inversiones *n* incluidas en el plan, el cual se define en la tabla incluida en el ANEXO III de la Resolución 825 de 2017.

i Cada uno de los cinco (5) años contados a partir de la entrada en vigencia de la fórmula tarifaria, establecida en la presente resolución en el ARTÍCULO 34 de la Resolución 825 de 2017.

n Cada una de las inversiones que se incluyen en el Plan de Inversiones (*1, 2, ..., m*).

ASP ac, al Agua potable suministrada corregido por pérdidas eficientes en el año base, la cual se estima con la siguiente fórmula:

$$ASP_{ac,al} = AS_{ac} - (N_{ac,al} * 12 * IPUF^{*})$$

Costo medio generado por tasas ambientales

Costo medio generado por tasas de uso para acueducto

De acuerdo al ARTICULO 30, de la Resolución 825 de 2017, **el Costo Medio Generado por Tasas de Uso para Acueducto ($CMTac$).** El Costo Medio Generado por Tasas Ambientales para el servicio público domiciliario de acueducto en cada una de las APS que atiendan las personas prestadoras, se define con referencia a la tasa por utilización del agua establecida por la autoridad ambiental, o aquella que la modifique, adicione, sustituya o derogue con la siguiente fórmula:

$$CMT_{i,ac} = \frac{MP_{i,tac}}{VF_{i,ac}}$$

Donde:

CMTi ac Costo Medio Generado por Tasas de Uso en el período i, para el servicio público domiciliario de acueducto, expresado en pesos por metro cúbico.

MPi,t ac Monto a pagar en el período i, por tasas de uso para el servicio público domiciliario de acueducto de acuerdo con la normativa vigente. No se podrá incluir en las tarifas el cobro de más de una vigencia.

VFi, ac Volumen Facturado en el período i, del servicio público domiciliario de acueducto, expresado en metros cúbicos.

i Período de facturación de tasas ambientales correspondiente a la última vigencia cobrada por la autoridad ambiental.

Costo medio generado por tasas retributivas para alcantarillado

De acuerdo al ARTÍCULO 31, **Costo Medio Generado por Tasas Retributivas para Alcantarillado ($CMTal$).** El Costo Medio Generado por Tasas Ambientales para el servicio público domiciliario de alcantarillado en cada una de las APS que atiende la persona prestadora, se define con referencia a la tasa retributiva por la utilización directa o indirecta del agua como receptor de vertimientos puntuales, o aquella que la modifique, adicione, sustituya o derogue, y se determinará por separado para los suscriptores con caracterización de los vertimientos con base en la siguiente fórmula:

$$CMT_{v,al,cj} = \frac{MP_{v,cj}}{VFA_{v,cj}}$$

Donde:

CMTv al,cj Costo Medio Generado por Tasas Retributivas para el servicio público domiciliario de alcantarillado para cada suscriptor con caracterización de vertimientos, expresado en pesos por metro cúbico.
MPv, cj Monto total a pagar establecido conforme al Decreto 2667 de 2012 o el que lo modifique, adicione, sustituya o derogue, para el suscriptor j con caracterización, correspondiente a la última actualización base de la declaración de la tasa.

$$MP_{cj} = \sum_{i=1}^{n} Tm_i * Fr_i * C_{ij}$$

Tm Tarifa mínima del parámetro al momento de la presentación del estudio

Fri Factor regional del parámetro i. Para el cálculo del costo medio siempre será 1, que es el valor aplicable si la persona prestadora cumple la meta de carga contaminante establecida por la autoridad ambiental.

Cij Carga contaminante del parámetro i vertido para el suscriptor j con caracterización.

VFAv, cj Corresponde a los metros cúbicos (m3) facturados por la persona prestadora a los suscriptores del servicio público domiciliario de alcantarillado, para el suscriptor j con caracterización. El volumen facturado para el servicio público domiciliario de alcantarillado corresponderá al volumen facturado del servicio de acueducto más el estimativo de la disposición de aguas residuales de aquellos usuarios que posean fuentes alternas o adicionales de abastecimiento de agua que viertan al alcantarillado.

V Período de facturación de tasas ambientales correspondiente a la última vigencia cobrada por la autoridad ambiental.

Actualización costos de referencia

Para actualizar los costos económicos de referencia, al momento de iniciar la aplicación de la fórmula tarifaria definida en la presente resolución, las personas prestadoras deberán proceder de la siguiente manera:

$$Costo\ Económico\ de\ Referencia_1 = Costo\ Económico\ de\ Referencia_0 * \frac{IPC_1}{IPC_{dic/2016}}$$

Donde

Costo económico de referencia 1 Costo económico de referencia (CMA, CMO y CMI) actualizado con el último Índice de Precios al Consumidor (IPC) publicado por el DANE, con el cual la persona prestadora empezará a aplicar la metodología de cálculo establecida en la presente resolución.

Costo económico de referencia 0 Es el resultante de la aplicación de la presente metodología para cada uno de los componentes (CMA, CMO, CMI) de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, el cual está expresado a pesos de diciembre del año base.

IPC 1 Último reporte del Índice de Precios al Consumidor (IPC) publicado por el DANE del mes en el cual la persona prestadora empezará a aplicar la metodología tarifaria establecida en la presente resolución. El último mes antes de la aplicación de las tarifas corresponde al mes de mayo de 2018 con un valor de 142,26
IPC 0 Índice de Precios al Consumidor (IPC) reportado por el DANE del mes de diciembre del año 2016. El cual corresponde a 133,399773.

16.2.3.6. Consideraciones generales sobre sistemas de acueducto, alcantarillado y consumos

Antes de entrar a calcular las tarifas de un sistema de acueducto es importante conocer las condiciones de medición del consumo de agua existentes en la localidad, ya que la ley 142 exige que el consumo sea el elemento principal del precio que se cobre al suscriptor o usuario, puesto que permite una relación justa y equitativa entre las entidades prestadoras del servicio y sus clientes.

La medición del consumo del agua potable es un factor determinante para lograr un uso racional del recurso y también lo es una tarifa de eficiencia que represente los costos reales asociados al servicio y permita el normal desarrollo de las entidades prestadoras de los servicios de acueducto y alcantarillado.

Los tipos de sistema de acueducto que operan en los municipios menores y en las zonas rurales se pueden subdividir en dos categorías:

Sistema de acueducto sin medición
Sistema de acueducto con medición

Sistema de acueducto sin medición

Son aquellos en que los suscriptores del acueducto no cuentan con elementos de medición de consumos, tales como micro medidores (contadores), instalados normalmente en las conexiones o acometidas domiciliarias, o macromedidores localizados a la salida de la planta de tratamiento, de la estación de bombeo, en el caso de pozos profundos del tanque de almacenamiento o en los sitios en donde se determine que se puede medir la cantidad de agua que se está suministrando a la comunidad.

La inexistencia de medición de los consumos presenta las siguientes desventajas: impide cobrar tarifas equitativas del servicio de suscriptores y lleva a un uso irracional del agua, desmejorando las condiciones técnicas y de funcionamiento del sistema.

Sistema de acueducto con medición

Son aquellos en los que los suscriptores del acueducto sin cuentan con los elementos de medición de consumos (micromedidores). A través de éstos, el responsable del servicio realiza una lectura periódica de consumos que permita facturar a los suscriptores el costo del servicio. También existe medición cuando se instalan macromedidores en determinados puntos del sistema para conocer el volumen de agua producida o suministrada.

La existencia de la medición presenta las siguientes ventajas: permite calcular tarifas reales ajustadas al nivel del consumo que registre el usuario en un periodo determinado (mensual o bimensual), igualmente, identificar áreas o zonas que utilizan en mayor o menor cantidad el agua para sus distintos usos (doméstico, comercial, institucional, agrícola); facilita establecer comparaciones entre los volúmenes que ingresan, se distribuyen y se facturan, y promueven el uso racional del agua.

16.2.4. Procedimiento de aprobación

Aprobación y comunicación de las tarifas

De conformidad con lo dispuesto en la Resolución CRA 151 DE 2001 en el título OTRAS DISPOSICIONES Capítulo 1 Aplicación e información de las variaciones tarifarias Sección 5.1.1…

Artículo 5.1.1.1[4] Información a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios y a la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico. Una vez fijadas las tarifas, serán comunicadas a la Superintendencia de Servicios

[4] RESOLUCION CRA 151 DE 2001

Públicos Domiciliarios y a la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico, en los formatos presentados en al Anexo 10, en un lapso no mayor a quince (15) días calendario a partir de la aprobación de la Junta Directiva o quien haga sus veces. Se exceptúan de esta obligación las variaciones por actualización.

Parágrafo 1°. Las personas prestadoras deberán tener a disposición de los entes de control y vigilancia los documentos y estudios de costos que sirvieron de base para el cálculo de las tarifas.

Parágrafo 2°. Para las personas que prestan los servicios a menos de 8.000 usuarios, el plazo máximo de que trata el presente artículo será de veinte (20) días calendario a partir de su aprobación.

Artículo 5.1.1.2 Información a los usuarios. La persona prestadora deberá comunicar a los usuarios las nuevas tarifas y realizar una audiencia con los vocales de los Comités de Desarrollo y Control Social, inscritos ante la persona prestadora y las autoridades municipales, para explicar la determinación, en un lapso máximo de (15) quince días calendario a partir de la aprobación por parte de la Junta Directiva o quien haga sus veces. Las tarifas deberán publicarse en un periódico que circule en los municipios en donde se preste el servicio o en uno de circulación nacional.

Artículo 5.1.1.3 Aplicación de las tarifas. Modificado por el art. 1, Resolución C.R.A. 403 de 2006. Las nuevas tarifas no podrán ser aplicadas por la persona prestadora antes de quince (15) días hábiles después de haber cumplido con el último de los siguientes eventos:

1) Comunicar a los usuarios
2) Enviar a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios y a la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico, la información correspondiente de que trata el Artículo 5.1.1.1 de la presente resolución.

Artículo 5.1.1.4 Información periódica a los usuarios. En los meses de enero y julio de cada año, las personas prestadoras del servicio deben informar a sus usuarios, utilizando medios escritos de amplia circulación local o en las facturas de cobro de los servicios, las tarifas mensuales que se aplican para el semestre en curso respecto de los servicios de acueducto y alcantarillado. Para estos efectos, la persona prestadora podrá aproximar las tarifas a dos decimales.

Artículo 5.1.1.5 Información de personas prestadoras del servicio público de acueducto con menos de ocho mil usuarios. Las personas prestadoras del servicio público de acueducto con menos de ocho mil usuarios deberán cumplir con los procedimientos establecidos en el presente capítulo.

Artículo 5.1.1.6 Información a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios y a la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico. Una vez establecido el programa de ajuste gradual, éste deberá ser comunicado a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios y a la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico, en un lapso no mayor a quince (15) días calendario a partir de la aprobación de la Junta Directiva o quien haga sus veces.

Autoridad tarifaria local

De conformidad con la Resolución CRA 271 de 2003 en su Artículo 1º. Modificar el artículo 1.2.1.1 del Título 1 del Capítulo 1 de la Resolución CRA 151 de 2001…

Entidad tarifaria local[5]. Es la persona natural o jurídica que tiene la facultad de definir las tarifas de los servicios de acueducto, alcantarillado y/o aseo, a cobrar en un municipio para su mercado de usuarios.

De acuerdo con lo previsto en el inciso anterior, son entidades tarifarias locales:

> a) El alcalde municipal, cuando sea el municipio el que preste directamente el servicio, o la Junta a que hace referencia el inciso 6º del artículo 6º de la Ley 142 de 1994;
> b) La junta directiva de la persona prestadora, o quien haga sus veces, de conformidad con lo establecido en sus estatutos o reglamentos internos, cuando el responsable de la prestación del servicio sea alguno de los prestadores señalados en el artículo 15 de la Ley 142 de 1994.

En ningún caso, el concejo municipal es entidad tarifaria local, y por lo tanto, no puede definir tarifas.

La AUTORIDAD TARIFARIA del prestador Junta administradora del acueducto del centro poblado de Papayal, es la misma junta, ya que se encuentra dentro de los estatutos del operador, por tal razón es él quienes tienen la facultad de aprobar las tarifas derivadas de la aplicación de la metodología contenida en la Resolución 825 de 2017.

16.2.5. Resultado del cálculo tarifario

16.2.5.1. Subsidios

Los subsidios están ordenados en el artículo 368 de la Constitución de 1991 y reglamentados en el artículo 99 de la ley 142 de 1994, de Servicios Públicos

[5] RESOLUCION CRA 271 DE 2003

Domiciliarios. Estas disposiciones ordenan ayudar o subsidiar en (estrato 1, 2 y 3) que no puedan pagar el costo total de los servicios.

El subsidio es el valor que se destina para cubrir únicamente los costos de servicios de las personas con menores ingresos. La ley establece que el alcalde municipal le corresponde diferenciar los criterios para la distribución de los subsidios.

La Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA) ha establecido que únicamente son subsidiables el cargo fijo y el costo por consumo básico – entre 0 y 20 m^3 para los estratos 1, 2 y 3. Los porcentajes máximos de subsidios permitidos por la ley son los indicados en la siguiente tabla:

Tabla 104. Porcentaje máximos de subsidios legales

Estrato socioeconómico	S%	S
Estrato 1	70%	0.70
Estrato 2	40%	0.40
Estrato 3	15%	0.10

Fuente: (Ley142, 1994)

Donde:
S%: Porcentaje de Subsidios
S: Índice Subsidios (S%/100)

Fuentes de los subsidios

En la actualidad se identifican varias fuentes de subsidios:

♣ **Aportes Solidarios:** Son los resultantes de aplicar sobreprecios al cargo fijo y a los consumos básicos, complementario y suntuario para los usuarios de estratos socioeconómicos altos (estrato 5 y 6) y del sector industrial y comercial. El factor máximo de sobreprecio para aplicar es de 20%, o sea, un factor de 1.20.

Para estimular el ahorro del recurso hídrico, la ley faculta a las empresas prestadoras a aplicar sobreprecio a las tarifas del consumo suntuario de todos los estratos, es decir, de aquellos que tengan un consumo mayor a 40 metros cúbicos por mes.

Los usuarios de estrato 4 y de los usos oficiales y especiales no son objeto de subsidio ni sobreprecio al cargo fijo, consumo básico y complementario, pero sí de sobreprecio en el consumo suntuario.

♣ **Rendimiento de los aportes oficiales:** La ley 142 de 1994 establece en el artículo 87 que los aportes de bienes y derechos de las entidades públicas a las entidades de los servicios públicos podrán condicionarse a que su valor no se incluya en el cálculo de las tarifas de los estratos subsidiables, es decir los estratos 1, 2 y 3.

♣ **Recursos presupuestales de la Nación:** En el caso de los municipios, el 20% de las transferencias provenientes de los ingresos corrientes de la Nación debe destinarse al sector de agua potable y saneamiento básico, en conformidad a lo estipulado en el artículo 22 de la Ley 60 de 1993, modificado por el artículo 93 de la Ley 508 de 1999.

♣ **Recursos provenientes del impuesto predial:** La ley 142 de 1994 en su artículo 100 establece que los municipios podrán destinar el 10% de los recursos del impuesto predial para cubrir las necesidades del subsidio.

♣ **Otra fuente:** Se refiere a los recursos que pueden canalizar las autoridades municipales para atender las necesidades de subsidio de los estratos pobres. En Ningún caso se podrá utilizar recursos de crédito para subsidios.

La siguiente tabla, muestra la composición tarifaría por estratos y los factores máximos de subsidio y sobreprecio aplicable:

Tabla 105. Factores máximos de subsidios y sobreprecios aplicables a las tarifas por estratos

Estrato Socioeconómico	Cargo Fijo $	Costo consumo Básico ($)	Costo consumo Complementario ($)	Costo Consumo Suntuario (S)
1	CMA x 0.30	CMA - SI_1	CMLP	CMLP x 1.20
2	CMA x 0.60	CMA - SI_2	CMLP	CMLP x 1.20
3	CMA x 0.85	CMA - SI_3	CMLP	CMLP x 1.20
4	CMA	CMLP	CMLP	CMLP x 1.20
5	CMA x 1.20	CMA x 1.20	CMLP x 1.20	CMLP x 1.20
6	CMA x 1.20	CMA x 1.20	CMLP x 1.20	CMLP x 1.20
Comercial e Industrial	CMA x 1.20	CMA x 1.20	CMLP x 1.20	CMLP x 1.20
Oficial y Especial	CMA	CMLP	CMLP	CMLP x 1.20

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

CMA: Costo medio de administración
CMLP: Costo medio en el largo plazo
0.30, 0.60 y 0.85: Factores máximos de subsidio para estratos 1, 2 y 3, de la formula $(1-S_n)$, donde S_n es el índice de subsidio para el estrato n:

0.30 = (1 – 0.70) = Factor de subsidio para estrato 1
0.60 = (1 – 0.40) = Factor de subsidio para estrato 2
0.85 = (1 – 0.15) = Factor de subsidio para estrato 3
1.20: Factor máximo de sobreprecio a los suscriptores (20%), el cual se obtiene de (1+ 0.20)
SI_1, SI_2, SI_3: Descuentos por aportes de Inversión Social para los estratos 1, 2 y 3 en el consumo básico, definidos en la resolución 78 de 1999 de la CRA.

En todo caso es obligación de las autoridades municipales constituir estos fondos y adelantar las gestiones que les permitan a los usuarios de los estratos más pobres (1, 2 y 3) disponer de los subsidios.

Las organizaciones comunitarias y demás entidades prestadoras que atiendan únicamente a suscriptores de los estratos 1, 2, 3 y 4 no puedan subsidiar los servicios públicos si no cuentan con aportes presupuestales destinados para dicho fin. En este caso la obligación es del municipio, al que le compete la ayuda económica para otorgar subsidios.

Adicionalmente a los parámetros de subsidios considerados en este documento, existen otros conceptos de descuento y condiciones para su aplicación definidos por la Comisión Regulación de Agua y Saneamiento Básico (CRA).

16.2.5.2. Resultados calculo tarifario

El centro poblado del Papayal, municipio de Rionegro Santander, no cuenta con un estudio tarifario, del servicio de acueducto y el cobro se realiza con una tarifa plena que no está estandarizada a los cálculos tarifarios según la norma.

Los datos para el cálculo tarifario del servicio de acueducto según la normatividad de la CRA, se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 106. Información general del sistema de acueducto del centro poblado del Papayal

Población en la cabecera	901	habitantes
Suscriptores acueducto	330	domicilios
Suscriptores alcantarillado	330	domicilios
Cobertura acueducto (%)	85%	
Cobertura alcantarillado (%)	70.0%	
Tipo de sistema	Bombeo	
Tiempo de servicio	6	horas/día
Bombeo	3.09	lt/seg
Captación	0	lt/seg
Tratamiento	3.09	lt/seg
Almacenamiento	93.6	m3
Para abastecer durante	0.4	días
Distribución	3.09	lt/seg
Índice de ANC (%)	0	
Nivel aceptable de ANC (%)	25	

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

La estructura tarifaria actual se presenta en las siguientes tablas:

Tabla 107. Estructura tarifaria actual para el servicio de acueducto

Concepto	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Comercial	Oficial
Sin medidor	6000	0	0	0	0
Cargo fijo					
Consumo básico					
Consumo complementario					
Consumo suntuario					
Cargo por conexión					
Multas por mora					
N° de usuarios	330	0	0	0	0

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los costos medios de administración para el servicio de acueducto se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 108. Costos anuales de administración acueducto

Concepto	2019	2020	2021
Sueldo personal nómina	0	0	0
Auxilio de transporte		0	0
Prima de servicios	0	0	0
Honorarios	0	0	0
Prestación de servicios	19,874,784	20,578,351	21,306,825
Capacitación	0	0	0
Prima de vacaciones	0	0	0
Fondo de cesantías	0	0	0
Servicios médicos	2,484,348	2,572,294	2,663,353
Fondo de pensiones	3,779,300	3,913,087	4,051,611
Aportes ARL	164,100	169,909	175,924
Aportes caja de compensación	0	0	0
Aportes I.C.B.F.	0	0	0
Aportes SENA	0	0	0
Intereses y comisiones		0	0
Contribuciones CRA y SSPD		0	0
TOTAL SERVICIOS PERSONALES	**26,302,532**	**27,233,642**	**28,197,713**
Impuestos	2,000,000	2,070,800	2,144,106
Papelería y suministros	1,500,000	1,553,100	1,608,080
Equipos de oficina	2,500,000	2,588,500	2,680,133
Capacitación	2,000,000	2,070,800	2,144,106
Servicios públicos	1,500,000	1,553,100	1,608,080
Gastos de viaje y representación	1,000,000	1,035,400	1,072,053
Publicidad		0	0
Gastos bancarios	500,000	517,700	536,027
Comunicaciones y transporte		0	0
Dotación al personal	700,000	724,780	750,437
Seguros	2,500,000	2,588,500	2,680,133
Servicios contratados		0	0
Otros		0	0
TOTAL GASTOS GENERALES	**14,200,000**	**14,702,680**	**15,223,155**
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN	**40,502,532**	**41,936,322**	**43,420,867**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

El costo medio de administración (CMA) es de 10.590 pesos/usuario

Se aclara que los costos anuales de administración del servicio de acueducto se realizaron con un valor administrativo de 2 salarios mínimos para el administrador del servicio y un valor promedio de $1.500.000 mensuales en servicio de energía.

En las siguientes tablas se puede ver los costos administrativos y los costos de operación y mantenimiento del servicio de acueducto del centro poblado del Papayal, durante el año 2020, los cuales permitirán más adelante calcular tanto el costo medio de administración (CMA) como el costo medio de operación y mantenimiento (CMO).

Cuando el número de suscriptores es inferior a 2400 y no se cuenta con micro medidores instalados ni con información de volúmenes consumidos por los usuarios, la Resolución 15 de 1996 en el artículo 17 define que el valor de la factura se puede calcular de la siguiente manera:

Se estima los costos totales de administración y de operación y mantenimiento (incluido el valor estimado de las necesidades anuales de inversión) y se distribuyen uniformemente entre el número total de suscriptores.

Pero como en el centro poblado el Papayal, se debe implementar la instalación de micro medidores, se realizará el cálculo incluyendo micro medición, donde se ajusta un cobro de 20 m^3 a todos los usuarios.

Los costos operativos del servicio de acueducto, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 109. Costos anuales de operación y mantenimiento para el acueducto (Año Base 2020)

Concepto	2019	2020
Sueldo personal nómina	0	0
Auxilio de transporte		0
Prima de servicios	0	0
Honorarios	14,906,088	15,433,764
Horas extras, dominicales y rec.	4,471,826	4,630,129
Prestación de servicios	0	0
Capacitación		0
Prima de vacaciones	0	0
Fondo de cesantías		0
Servicios médicos	1,863,261	1,929,220
Fondo de pensiones	1,937,791	2,006,389
Aporte ARL	149,061	154,338
Aportes caja de compensación	0	0
Aportes I.C.B.F.	0	0
Aportes SENA	0	0
Otros servicios personales		0
Seguridad industrial	2,000,000	2,070,800
TOTAL SERVICIOS PERSONALES	**25,328,028**	**26,224,640**
Materiales y suministros	12,500,000	12,942,500
Combustibles y lubricantes		0
Compra equipo Ac. Y Alc.		0
Sustancias químicas		0

Reactivos y elem. de laboratorio		0
Energía para bombeo		0
Arrendamiento de equipos		0
Seguro equipos		0
Adecuaciones locativas		0
Dotaciones		0
Mantenimiento acueducto	5,000,000	5,177,000
Mantenimiento alcantarillado		0
Compra de agua cruda en bloque		0
Otros gastos generales operat.		0
Contribuciones impuestos y tasas	15,000,000	15,531,000
TOTAL GASTOS GENERALES OP.	**32,500,000**	**33,650,500**
GASTOS COSTOS DE OPERACIÓN	**57,828,028**	**59,875,140**

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los costos medios de operación (CMO) se calculan así:

$$CMO = \frac{Costos\ \ operación}{Agua\ \ media\ \ \ facturada}$$

Unidades	2019	2020
Pesos/m^3	9,351.67	9,586.54
Pesos/Usuario	173,657.74	178,199.82

Para hallar por aproximación el valor de costo medio de inversión (CMI), es necesario determinar antes el consumo o la demanda promedio mensual por suscriptor de la localidad.

EL valor del consumo se puede estimar con base a los parámetros contenidos en el Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS), adoptado por el Ministerio de Desarrollo Económico para el diseño de los sistemas de acueducto y saneamiento básico en el país.

Según la resolución RAS 330 de 2017, para calcular la demanda se debe considerar las siguientes variables:

Para el caso del centro poblado el Papayal, presenta una población inferior a 2500 habitantes correspondiente a un nivel de complejidad bajo y una dotación bruta de agua igual a 186,7 litros/hab/día (RAS 330 DE 2017).

La demanda calculada con base en los parámetros anteriores, expresada en los metros cúbicos por mes que consumiría cada suscriptor, sería:

$$Demanda\ media = \frac{p * d_{bruta} * 0.03}{(1 - P)}$$

Donde 0,03 es un factor para convertir la demanda en litros por segundo en metros cúbicos por mes, este factor se utilizará más adelante.

Tabla 110. Estimativos de la demanda del servicio

Población total	Cobertura (%)	Población atendida (hab)	Dotación neta (Lt/hab/día)	Pérdidas (%)	Dotación Bruta (Lt/hab/día)	Demanda media (m^3/año)
a	**b**	**C = a*b**	**d**	**e**	**F=d/1-(e/100)**	**G=c*f*1.3*365/1000**
901	85%	766	140	25	186.7	67.846

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los costos medios de inversión (CMI) se calculan realizando las proyecciones a veinte años, de los costos estimados en el mantenimiento del sistema, según la siguiente tabla:

Tabla 111. Calculo costo medio de inversión (CMI)

Concepto	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026
VALOR DE REPOSICIÓN DE ACTIVOS (VRA)	**20,000,000**						
Inversiones requeridas en el sistema	31,349,500	32,459,272	33,608,331	34,798,065	36,029,917	37,305,376	38,625,986
Factor de cálculo de Valor presente	1	0.877	0.769	0.675	0.592	0.519	0.456
VR PRESENTE DE LAS INVERSIONES (VPI)	**91,439,399**	28,473,046	25,860,519	23,487,703	21,332,603	19,375,243	17,597,480
DEMANDA (M^3)	97,446	98,424	99,411	100,409	101,416	102,434	103,461
Producción del sistema = AP	97,446	98,424	99,411	100,409	101,416	102,434	103,461
Índice de Agua no contabilizada (P_e)	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Volumen de ANC = AP x P_e	0	0	0	0	0	0	0
Agua no contabilizada por usuario (IPUF) m3/suscriptor mes	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Volumen facturado = VPP x (1 - P_e)	97,446	98,424	99,411	100,409	101,416	102,434	103,461
Demanda corregida = VPP x (1 - P)	73,085	73,818	74,559	75,307	76,062	76,825	77,596
VR PRESENTE DE LA DEMANDA (VPD) (m^3)	**527,251**						
Proyección de usuarios	330	333	336	339	342	345	348
COSTO MEDIO DE INVERSIÓN CMI = (VRA + VPI) / VPD)			**211,36**	**$/M3**			

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Los costos medios de inversión, estipulados son: 211,36 pesos/m^3.

Donde:

$$CMI = \frac{Valor\ \ reposicion\ \ activos + Valor\ \ presente\ \ inversione\ s}{Valor\ \ presente\ \ demanda}$$

$$CMI = \frac{20.000.000 + 91.439.399}{527.251}$$

CMI= 211,36 pesos /m^3

El costo medio de inversión a largo plazo (CMLP) es la suma de los costos medios de operación (CMO) y costos medios de inversión (CMI), por lo tanto:

CMLP = CMO + CMI = 9.586,5 + 211,36 = 9797,9 pesos/m^3

Es necesario aproximar los costos medios de inversión para municipios con menos de 2400 usuarios, para lo cual es necesario calcular el consumo mensual promedio por cada usuario según la siguiente ecuación:

$$Consumo\ promedio = \frac{producción del\ sistema\ x\ 0{,}083}{Numero\ usuarios}$$

Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 112. Consumo mensual de agua proyectado para cada usuario (m^3)

Consumo promedio:	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025
	17.1	17.3	17.5	17.7	17.8	18.0	18.2

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

También se necesita la aproximación del costo medio de inversión de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 113. Aproximación del costo medio de inversión ($/m^3$)

Tasa de crecimiento de la demanda (%)	Costo medio de inversión ($/m3) Demanda (m3/usuario-mes)					
	15-19	20-24	25-29	30-34	35-39	40 y +
0% - 1%	420.09	315.09	252.07	210.06	180.05	157.55
>1% - 2%	389.28	291.96	233.57	194.64	166.84	145.98
>2% - 3%	358.99	269.24	215.39	179.50	153.85	134.62
>3% - 4%	329.40	247.05	197.64	164.70	141.17	123.53
>4% - 5%	300.68	225.51	180.41	150.34	128.86	112.76
>5% - 6%	272.99	204.75	163.80	136.50	117.00	102.37
>6% - 7%	246.50	184.87	147.90	123.25	105.64	92.44
>7% - 8%	221.33	166.00	132.80	110.67	94.86	83.00
>8% - 9%	197.62	148.22	118.57	98.81	84.70	74.11
>9% - 10%	175.47	131.60	105.28	87.73	75.20	65.80
>10%	154.94	116.20	92.96	77.47	66.40	58.10

Fuente: Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

También son necesarias las tasas de incremento autorizadas por la CRA, que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 114. Tasa de incremento autorizado por la CRA

Concepto	AÑO				
	2016	2017	2018	2019	2020
% incremento anual	5.75%	4.09%	2.75%	3.54%	2.75%
% inc. Mensual	0.42%	0.39%	0.12%	0.42%	0.42%

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Todos los valores resultantes de los estudios de costos y tarifas deben actualizarse con las tasas autorizadas por la CRA con el fin de compensar el efecto de la inflación.

Dado que este estudio se realiza para el año 2020, se debe proceder a actualizar el valor de CMI encontrado en la tabla a la fecha en que se está realizando el estudio de la tarifa, según las tasas de incremento autorizadas por la CRA.

Por lo tanto, para actualizar el valor de CMI, se debe corregir el factor de actualización (F), que se calcula con los índices de indexación anual o mensual fijado por resolución de la CRA, según las fórmulas:

$$F = (1 + lm/100)^{n} * (1 + lm_{i+1}/100)^{n+1}$$

$$CMI_{(Año\ final)} = F * CMI_{(Año\ inicial)}$$

Donde:
i: año base
n: Es el número de meses del año considerado para el cálculo

Tabla 115. Costos medios de inversión actualizados a diciembre de 2020

Tasa de crecimiento de la demanda (%)	Costo medio de inversión ($/m3) Demanda (m3/usuario-mes)					
	15-19	20-24	25-29	30-34	35-39	40 y +
0% - 1%	978.45	737.54	592.95	496.57	427.71	376.09
>1% - 2%	907.76	684.47	550.51	461.19	397.40	349.54
>2% - 3%	838.26	632.35	508.79	426.45	367.60	323.48
>3% - 4%	770.37	581.43	468.07	392.49	338.51	298.04
>4% - 5%	704.48	532.01	428.54	359.55	310.26	273.33
>5% - 6%	640.95	484.38	390.43	327.79	283.05	249.49
>6% - 7%	580.17	438.77	353.95	297.39	256.99	226.70
>7% - 8%	522.42	395.48	319.30	268.53	232.26	205.05
>8% - 9%	468.02	354.68	286.66	241.32	208.95	184.65
>9% - 10%	417.20	316.55	256.16	215.90	187.15	165.58
>10%	370.10	281.22	227.90	192.36	166.96	147.92

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Esto quiere decir que para un crecimiento poblacional entre 1 y 2% y un consumo mensual promedio por usuario entre 20 y 24 m^3/mes, se tiene un costo medio de inversión (CMI) de 738,54 pesos/m^3. Entonces, para un consumo estimado de 20 m^3/mes-usuario, la factura media mensual a cobrar sería:

Tabla 116. Factura media mensual a cobrar a diciembre de 2020 – servicio de acueducto

	Cargo Fijo	Consumo Básico	Consumo Complementario ≥ 20M3	Consumo Suntuario	TUA	Costo tarifa plena con un consumo de hasta 20m3	Costo tarifa con subsidios con un consumo de hasta 20m3
Sin medición	256,450						10,590
No estratificados	3,177	504,669					13,767
Estrato 1	3,177	5,931	19,771	19,771	0	121,803	121,803
Estrato 2	6,354	11,863	19,771	23,725	0	243,607	243,607
Estrato 3	9,001	16,805	19,771	23,725	0	345,110	345,110
Estrato 4	10,590	19,771	19,771	23,725	0	406,012	406,012
Estrato 5	15,885	29,657	29,657	29,657	0	609,017	609,017
Estrato 6	16,944	31,634	31,634	31,634	0	649,619	649,619
Industrial	13,767	25,702	25,702	25,702	0	527,815	527,815

Comercial	15,885	29,657	29,657	29,657	0	609,017	609,017
Oficial	10,590	19,771	19,771	23,725	0	406,012	406,012

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

Estas tarifas se calcularon incluyendo el subsidio. Para el estrato 1 se tiene un cargo fijo subsidiado de $3.177 por usuario más $ 5.931 x m^3 – usuario. Suponiendo que se consume mensualmente 20m^3, se tendrá una tarifa de $ 121.803

Este valor es muy alto y no se puede aplicar ya que la comunidad es pequeña para los altos costos del servicio. Se aclara que este es un cálculo para aproximarse a la tarifa, según la reglamentación de la CRA.

Para hacer sostenible el servicio la Alcaldía Municipal de Rionegro, debe asumir el costo del servicio eléctrico para bombeo, aplicar los subsidios correspondientes y realizar el aporte de los insumos para tratamiento y potabilización. Con esta reducción de costos se puede aproximar una tarifa sostenible.

El plan de sostenibilidad del servicio de acueducto se fundamenta en relacionar los costos administrativos operativos y costo medio de inversión del servicio del acueducto del centro poblado el Papayal con los ingresos relacionados con los aportes por tarifa, aportes por subsidios y aportes por pago del servicio de energía electrica del acueducto y los insumos químicos (cloro). Todo esto subsidiado por la Alcaldía Municipal de Rionegro Santander.

El balance financiero del servicio de acueducto del centro poblado el Papayal, que permite la sostenibilidad del servicio se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 117. Balance financiero del servicio de acueducto

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	USUARIOS V/UNIT.	333 V/TOTAL 2022	336 2023	339 2024	342 2025	345 2026
COSTOS DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO									
1	Costo administracion del servicio publico	Usuario/mes	12	8,888	35,515,909	38,018,277	39,508,458	41,053,833	42,656,373
2	Costo medio operación del servicio	Usuario/mes	12	5,991	23,938,181	25,624,809	26,629,210	27,670,812	28,750,945
3	Costo medio de inversion	Usuario/mes	12	5,611	22,419,984	22,621,966	22,823,947	23,025,929	23,227,911
TOTAL COSTOS DEL SERVICIO					81,874,074	86,265,051	88,961,615	91,750,575	94,635,229
INGRESOS X TARIFA									
1	Ingreso por cobro de tarifa subsidiada estrato 1	Usuario/mes	12	9,321	37,248,420	39,872,856	41,435,730	41,802,418	42,169,106
2	Subsidios y contribuciones	Usuario/mes	12	13,316	53,212,029	56,961,224	59,193,900	61,509,272	63,910,292
3	Subsidio pago de tarifa electrica	mes	12	1,550,000	18,600,000	19,158,000	19,732,740	20,324,722	20,934,464
4	Subsidio pago insumos quimicos(30kg/mes hipoclorito calcio)	mes	12	708,750	8,760,150	9,022,955	9,293,643	9,572,452	9,859,626
TOTAL INGRESOS X TARIFAS SUBSIDIOS Y APOYOS					117,820,599	125,015,035	129,656,013	133,208,865	136,873,488
ipc	3%								

Fuente: (CIA-S.A.S, 2022)

17. PRESUPUESTO

El presupuesto del proyecto se presenta a continuación:

OPTIMIZACION DEL ACUEDUCTO DEL CENTRO POBLADO EL PAPAYAL MUNICIPIO DE RIONEGRO DEPARTAMENTO DE SANTANDER					
ITEM	**DESCRIPCION**	**UND.**	**CANT.**	**V/UNIT.**	**V/TOTAL**
CONSTRUCCION NUEVA PTAP					
1	**DEMOLICIONES**				
1.1	Demolicion de la PTAP existente	m3	24.40	65,942.00	1,608,984.80
1.2	Demolicion del tanque estabilizacion subterraneo	m3	4.56	65,942.00	300,893.35
1.3	Desalojo de demolicion	m3	28.96	38,342.00	1,110,499.35
2	**CIMENTACION PTAP**				
2.1	Excavacion en material comun	m3	268.40	39,130.00	10,502,492.00
2.2	Solado en concreto de 2000 psi e = 5 cm	m2	9.00	38,926.00	350,334.00
2.3	Concreto ciclopeo 60% concreto de 2000 psi , 40% rajón	m3	1.80	608,320.00	1,094,976.00
2.4	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para zapatas	m3	3.15	793,475.00	2,499,446.00
2.5	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas cimentacion	m3	4.06	781,877.00	3,173,052.00
2.6	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas corona +1.75	m3	4.64	853,392.00	3,958,032.00
2.7	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas corona +4.55	M3	4.64	853,392.00	3,958,032.00
2.8	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para columnas	m3	6.55	884,772.00	5,797,026.00
2.9	Acero de refuerzo 60000 psi	kg	3,091.19	8,986.00	27,777,475.00
2.10	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	m3	7.21	28,011.00	201,910.00
2.11	Desalojo de sobrantes	m3	251.73	38,342.00	9,651,966.00
3	**CONSTRUCCION PTAP**				
3.1	Concreto 3000 psi para caja de valvulas 0,66x0,56	M3	0.55	341,744.00	188,281.81
3.2	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para paredes PTAP	M3	21.25	1,054,975.00	22,414,420.84
3.3	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para piso PTAP	M3	68.60	1,054,975.00	72,371,285.00
3.4	Concreto de 3000 psi para cubierta de transito PTAP	M3	2.39	1,088,213.00	2,605,181.92
3.5	Concreto de 3000 psi para tapa tanque estabilizacion y bombeo PTAP	M3	4.28	1,349,713.00	5,780,550.84
3.6	Concreto de 3000 psi para canales recolectores pre filtro PTAP	M3	0.32	794,200.00	257,193.73
3.7	Concreto de 3000 psi para caja valvulas sistema de lavado PTAP	M3	1.55	601,713.00	930,609.33
3.8	Concreto de 3000 psi para gradas acceso a PTAP	M3	1.23	1,177,887.00	1,448,815.14
3.9	Suministro e instalacion de cinta PVC de 10 cm	m.l	36.80	32,732.00	1,204,538.00
3.10	Acero de refuerzo 60000 psi	kg	4,550.17	8,986.00	40,887,872.00
3.11	Esmaltado de paredes y piso con cemento	m2	206.70	14,008.00	2,895,454.00

3.12	Suministro e instalacion de conos de ventilacion en lámina Ø3"	m2	2.00	193,128.00	386,256.00
3.13	Suministro e instalacion de valvula de paso HFØ6"	und	2.00	2,891,874.13	5,783,748.00
3.14	Suministro e instalacion de tuberia sanitaria PVC D = 6"	ml	25.30	93,383.00	2,362,590.00
3.15	Suministro e instalacion de rejilla para pre filtro ubicada en el fondo	ml	5.06	771,304.00	3,902,798.00
3.16	Imermeabilizante acrilico para interior de los tanques PTAP	m2	188.77	39,180.00	7,396,040.00
3.17	Pintura en vinilo tipo 1 para exteriores	m2	35.34	19,310.00	682,338.00
3.18	Suministro e instalacion de pasos en hierro Ø5/8" cada 0,3m	un	37.33	28,024.00	1,046,229.00
3.19	Tapa en concreto para cajilla y tanque de estabilizacion cloracion y bombeo	un	2.00	174,460.00	348,920.00
3.20	Suministro e instalación de válvula de compuerta en HD 3" extremo con brida	un	7.00	1,097,593.00	7,683,151.00
3.21	Suministro e instalacion de tuberias de acueducto en PVC UP Ø 3" RDE 21	ml	233.40	63,810.00	14,893,254.00
3.22	Suministro e instalacion de union brida por acople universal 3 plg HD BxB Para PVC	un	28.00	278,475.00	7,797,300.00
3.23	Suministro e instalacion de union brida por acople universal 6 plg HD BxB Para PVC	un	8.00	314,608.00	2,516,864.00
3.24	Suministro e instalacion de Codo PVC 3" x90º E.L. presión para PTAP y Tanques	un	43.00	71,270.00	3,064,610.00
3.25	Suministro e instalacion de Tee PVC 3" x90º E.L. presión para PTAP y tanques	un	5.00	89,066.00	445,330.00
3.26	Suministro e instalacion tuberia 3" perforada 1/2" cada 20cm en la red de distribución de agua en el pre filtro y filtro (4 unidades)	m.l	36.40	68,701.00	2,500,716.00
3.27	Suministro e instalacion tee doble 3" red de distribución de agua en el pre filtro y filtro 4 unidades	un	16.00	41,846.00	669,536.00
3.28	Suministro e instalacion tapones 3" red de distribución de agua en el pre filtro y filtro 4 unidades	un	32.00	33,764.00	1,080,448.00
3.29	Suministro grava lavada entre 38 y 1.4 mm	m3	20.48	217,011.00	4,444,385.00
3.30	Suministro arena lavada y seleccionada para el filtro	m3	12.80	167,011.00	2,137,741.00
3.31	Muro en ladrillo tipo soga para caseta de cloracion y bombeo ladrillo comun 20 cm x 10 cm x 6 cm	m2	21.60	80,460.00	1,737,936.00
3.32	Concreto para vigas de cimentacion caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	m3	0.16	768,420.00	126,559.00
3.33	Concreto 3000 psi para vigas de coronacion caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	m3	0.16	768,420.00	126,559.00
3.34	Concreto 3000 psi para columnas caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	m3	0.22	786,355.00	169,853.00
3.35	Acero de refuerzo 60000 psi para vigas columnas caseta	kg	84.31	8,986.00	757,570.00
3.36	Puerta caseta cloracion y bombeo en aluminio	m2	2.75	604,956.00	1,663,629.00
3.37	Cubierta termo acustica Ecoroof 36 UPVC 0,92m x 3,05m	m2	5.70	242,537.00	1,382,461.00

3.38	Perfil central C tipo GR 50 (100X50X1,5mm) en acero para caseta 2.5317Kg/ml	Kg	5.32	83,796.00	445,507.00
3.39	Soporte en acero para tanque solucion de cloro Perfil C tipo GR 50 (100X50X1,5mm) en acero 2.5317Kg/ml	Kg	66.10	170,073.00	11,242,282.00
3.40	Tanque en polietilieno alta densidad tipo botella de 500 litros de capacidad	Und	1.00	542,120.00	542,120.00
3.41	Suministro en instalacion de bomba centrifuga 5Hp trifasica	Und	1.00	5,164,498.00	5,164,498.00
MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL TANQUE ELEVADO 4 NIVELES EXISTENTE					
4	**REFUERZO ESTRUCTURAL CON ARRISTROS E IMPERMEABILIZACION**				
4.1	Acero de refuerzo estructural tanque elevado 4 niveles existente Perfil cuadrado PTEC 100x100mm - 4mm	Kg	3,296.01	37,988.55	125,210,641.50
4.2	Impermeabilizacion del interior del tanque elevado	m2	82.08	39,180.00	3,215,894.40
4.3	Recubrimiento de fisuras en columnas y vigas del tanque con repello 1:2 impermeabilizado e=0.03cm	m3	7.93	64,402.00	510,991.23
MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL TANQUE ELEVADO 2 NIVELES EXISTENTE					
5	**IMPERMEABILIZACION DEL TANQUE DE 2 NIVELES EXISTENTE**				
5.1	Impermeabilizacion del interior del tanque elevado 2 niveles	m2	36.00	39,180.00	1,410,480.00
5.2	Recubrimiento de fisuras en columnas y vigas del tanque 2 niveles con repello 1:2 impermeabilizado e=0.03cm	m3	2.24	64,402.00	144,440.81
5.3	Escalera de gato tipo T para tanque elevado 2 niveles	ml	12.00	367,349.00	4,408,188.00
CONSTRUCCION DE NUEVO TANQUE ELEVADO 4 SECCIONES					
6	**CIMENTACION TANQUE ELEVADO**				
6.1	Excavacion en material comun	m3	56.70	39,130.00	2,218,671.00
6.2	Solado en concreto de 2000 psi e = 5 cm	m2	13.00	38,926.00	506,038.00
6.3	Concreto ciclopeo 60% concreto de 2000 psi , 40% rajón	m3	6.50	608,320.00	3,954,080.00
6.4	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	m3	16.56	28,011.00	463,862.16
6.5	Desalojo de sobrantes	m3	32.99	38,342.00	1,264,902.58
7.0	**CONSTRUCCION TANQUE ELEVADO**				
7.1	Concreto 3000 psi para zapatas tanque elevado	m3	7.13	793,475.00	5,655,889.80
7.2	Concreto 3000 psi para vigas de cimentacion tanque elevado	m3	4.61	781,877.00	3,602,889.22
7.3	Concreto 3000 psi para vigas aereas y corona tanque elevado	m3	21.77	894,703.00	19,481,263.12
7.4	Concreto 3000 psi para columnas tanque elevado	m3	31.16	947,532.00	29,528,887.25
7.5	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para paredes tanque elevado	m3	8.80	1,054,975.00	9,283,780.00
7.6	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para pisos tanque elevado	m3	5.72	1,054,975.00	6,039,204.39
7.7	Concreto 3000 psi para cubierta tanque elevado	m3	3.72	1,016,475.00	3,785,861.14
7.8	Tapa en concreto para tanque elevado 1x1m	Un	2.00	174,460.00	348,920.00

7.9	Cinta PVC para tanque	ml	22.80	32,732.00	746,289.60
7.10	Acero de refuerzo 60000 psi	kg	49,013.02	8,986.00	440,431,024.72
7.11	Esmaltado de paredes y piso con cemento	m2	84.68	14,008.00	1,186,197.44
7.12	Pintura acrilica impermeabilizante para interior del tanque de almacenamiento	m2	84.68	39,180.00	3,317,762.40
7.13	Construccion cajilla 0,8 m x0,8m en concreto para valvula	Und	1.00	492,685.00	492,685.00
7.14	Suministro de valvulas de paso en HF de 6" diametro para descarga desde tanque hasta la red de distribucion	Und	1.00	2,891,874.13	2,891,874.13
7.15	Suministro e instalacion de tuberia PVC D = 6" RDE 41	ml	16.00	77,413.00	1,238,608.00
7.16	Escalera de gato tipo T para nuevo tanque elevado 4 niveles	m2	17.50	367,349.00	6,428,607.50
CONSTRUCCION Y REPOSICION DE REDES DE DISTRIBUCION					
8	**REDES DE DISTRIBUCION**				
8.1	Localizacion y replanteo	ml	1,436.50	3,327.00	4,779,236.00
8.2	Excavacion mecanica material comun	m3	775.69	13,509.00	10,478,848.00
8.3	Relleno material proveniente de la excavación	m3	767.07	28,011.00	21,486,537.00
8.4	Demolicion de capa asfaltica Calle 6	m3	3.51	65,942.00	231,456.00
8.5	Desalojo de sobrantes	m3	5.11	38,342.00	195,882.00
8.6	Suministro e instalacion de tuberias de acueducto en PVC UP Ø 4" RDE 21	ml	23.70	63,810.00	1,512,297.00
8.7	Suministro e instalacion de reduccion 6" a 4" PVC presion	Und	1.00	51,945.00	51,945.00
8.8	Suministro e instalacion de union de reparacion 4" PVC presion	Und	3.00	127,379.00	382,137.00
8.9	Suministro e instalacion deTee 4" PVC presion	Und	1.00	175,324.00	175,324.00
8.10	Suministro e instalacion de tuberia union platino 3" RDE 26	ml	1,406.97	42,810.00	60,232,321.49
8.11	Suministro e instalacion de union rápida 3" PVC presion	Und	74.00	86,009.00	6,364,666.00
8.12	Suministro e instalacion deTee ensamblada 3" PVC presion	Und	5.00	154,574.00	772,870.00
8.13	Suministro e instalacion de codo gran radio 90° 3" PVC presion	Und	5.00	142,079.00	710,395.00
8.14	Suministro e instalacion de codo gran radio 45° 3" PVC presion	Und	2.00	136,829.00	273,658.00
8.15	Suministro e instalacion de codo gran radio 22,5° 3" PVC presion	Und	2.00	97,139.00	194,278.00
8.16	Suministro e instalacion de codo gran radio 11,25° 3" PVC presion	Und	3.00	91,154.00	273,462.00
8.17	Suministro e instalacion de tapon liso 3" PVC presion	Und	10.00	44,886.00	448,860.00
8.18	Suministro e instalacion de cruz en HF para junta rapida con tuberia union platino 3" PVC presion	Und	7.00	319,612.00	2,237,284.00
8.19	Suministro e instalacion de reduccion 4/3" PVC presion	Und	1.00	135,501.00	135,501.00
8.20	Recubrimiento para accesorios en la red de distribucion en concreto 2000 psi (0,5m ancho x0,5m largo x 0,3m altura)	m3	1.95	623,453.00	1,215,733.35
8.21	Material petreo para reposicion capa asfaltica	m3	2.34	190,922.00	446,757.48

8.22	Reposicion de capa asfaltica Calle 6	m3	3.51	922,932.00	3,239,491.32
CONSTUCCION INSTALACIONES DOMICILIARIAS					
9	**INSTALACIONES DOMICILIARES**				
9.1	Excavacion manual en material comun h<=2 m	m3	498.36	39,130.00	19,500,631.00
9.2	Rotura en concreto en andenes de viviendas para el ingeso de la red domiciliaria	m3	12.87	65,942.00	848,674.00
9.3	Suministro e Instalación de tuberías PF UAD RDE 9 de 1/2"	ml	1,000.11	6,083.00	6,083,664.00
9.4	Suministro e instalación de collar de derivación upØ3" x1/2"	un	143.00	37,446.00	5,354,778.00
9.5	Suministro e instalación de union macho 1/2" PF UAD	un	572.00	6,003.00	3,433,716.00
9.6	Suministro e instalación de union universal 1/2" PF UAD	un	286.00	11,183.00	3,198,338.00
9.7	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	m3	480.48	28,011.00	13,458,725.00
9.8	Desalojo de sobrantes.	m3	5.01	38,342.00	191,902.00
9.9	Cajilla domiciliaria en plastico con tapa	Und	143.00	174,229.00	24,914,747.00
9.10	Registro antifraude 1/2 H DZR X 1/2 H DZR corto en PVC	Und	143.00	42,253.00	6,042,179.00
9.11	Medidor de 1/2" volumetrico V200P (R315 V15 G3/4 X 7/8 F115)	Und	143.00	195,666.00	27,980,238.00
9.12	Reposicion de andenes en concreto para instalaciones domiciliarias	m3	7.82	647,367.00	5,062,086.00
9.13	Suministro e instalacion macromedidor en PTAP	Und	1.00	2,414,371.00	2,414,371.00
9.14	Excavacion en material comun para instalacion hidrante	m3	0.78	39,130.00	30,521.00
9.15	Suministro e instalacion hidrante 3" MEGA tipo residencial con 2 salidas 2 1/2" - Extremo garra de tigre	Und	1.00	5,096,416.00	5,096,416.00
9.16	Relleno compactado para instalacion hidrante	m3	0.78	28,011.00	21,849.00
10. INSTALACIONES ELECTRICAS					
10.1	Suministro e Intalación Alimentador Subterráneo (35 ML) en cable AWG-Cu 75 °C 600V THHN-THWN para GPPAL en 3 No.4 (F) + 1 No.4 (N) + 1 No.8 (T). Incluye bornas terminal y demas accesorios para su correcta instalacion.	UND	1.00	10,618,339.83	10,618,339.83
10.2	Suministro e Intalación Alimentador (5 ML) en cable AWG-Cu 75 °C 600V THHN-THWN para T-BOM en 3 No.4 (F) + 1 No.8 (T). Incluye bornas terminal y demas accesorios para su correcta instalacion.	UND	1.00	601,011.97	601,011.97

10.3	Suministro e Intalación Tablero Multibreaker T-MB, Tablero de 12 circuitos para energia normal, 3F, 4H, 208V montaje de empotrar, CON espacio para totalizador, con barras de neutro y tierra independientes, con puerta y chapa, incluye: Un (1) MCCB Totalizador de 3x150A; Icc:15kA, 208V. Cuatro (4) Mininterruptores de 1x20A; Icc:10kA, 208V. Una (5) Reserva monofasica no equipada. Barras internas de cobre de min 125A, 208V, Icc:13,9kA. + Neutro al 100% + Tierra 60%.	UNID.	1.00	1,267,433.96	1,267,433.96
10.4	Suministro e Intalación Tablero Multibreaker T-MB, Tablero de fabricacion especial, 3F, 3H, 208V montaje de empotrar, sin espacio para totalizador, con barras de neutro y tierra independientes, con puerta y chapa, incluye: Uno (1) MCCB Totalizador de 3x120A; Icc:15kA, 208V. Uno (1) MCCB Totalizador de 3x50A; Icc:15kA, 208V. Uno (1) MCB Totalizador de 3x60A; Icc:15kA, 208V. Uno (1) MCB Totalizador de 3x20A; Icc:15kA, 208V. Barras internas de cobre de min 125A, 208V, Icc:13,9kA. + Neutro al 100% + Tierra 60%.	UNID.	1.00	1,871,419.95	1,871,419.95
10.5	Suministro e Instalación de salida eléctrica para toma corriente doble con polo a tierra monofasico 15A, 125V y según NEMA 5-15R. Incluye toma color blanco con placa de nylon, encintada, ducto PVC, cajas PVC, conductores 12 AWG-CU 80 °C 750V PE HF FR LS CT, y demás accesorios necesarios para su correcta nstalación. (Salida promedio de 6 mts)	UNID.	4.00	230,045.99	920,183.96
10.6	Suministro e instalación de salida electrica de iluminación Led hermeticas y sobrepuestas 2x18 T8, 120V. Incluye conectores, ducto CONDUIT SCH 40, 1.5 m de encuachetado 3x12 Cu-AWG 80 °C 750V PE HF FR LS CT cajas plasticas, conductores 12 AWG-CU 80 °C 750V PE HF FR LS CT, obra civil y demás accesorios necesarios para su correcta instalación.(Salida promedio de 6 mts)	UNID.	4.00	289,670.99	1,158,683.96
10.7	Suministro e instalación de salida electricas de iluminación exterior LED STREET 45-90W NW URBAN 7P, 120V. Incluye conectores, ducto CONDUIT PVC DB, 1.5 m de encuachetado 3x12 Cu-AWG 80 °C 750V PE HF FR LS CT cajas plasticas, conductores 12 AWG-CU 80 °C 750V PE HF FR LS CT, obra civil y demás	UNID.	6.00	2,090,797.97	12,544,787.81

	accesorios necesarios para su correcta instalación.				
10.8	Suministro e Instalación de circuito alimentador de Electrobomba existente de 15 HP en baja tensión, 120V en 3No 4 (F) + 1No8 (T) cable AWG-Cu 80 °C 750V PE HF FR LS CT por tubería y/o canaleta, para salidas eléctricas.	UNID.	1.00	2,399,405.94	2,399,405.94
10.9	Suministro e instalación de conexiones electricas para Electrobombacentrifuga de 5 HP, incluye alimentador en baja tensión, 120V en 3No12 (F) + 1No12 (T) cable AWG-Cu 80 °C 750V PE HF FR LS CT por tubería y/o canaleta, para salidas eléctricas, tablero de control	UND	1.00	3,269,685.83	3,269,685.83
10.10	Suministro e instalación de Sistema de Puesta a Tierra en cable de cobre desnudo No. 8 AWG, incluye varilla de cobre de 2,4m x 5/8" y demas materiales para completar la actividad	UND	1.00	980,411.96	980,411.96
10.11	Suministro, transporte e instalación de Medidor Electrónico 3F - 4H, 10(100)A, 240/120V Calibrado, incluye caja tipo lonchera y demas elementos para completar la actividad	UND	1.00	1,082,833.96	1,082,833.96
	TOTAL COSTOS DIRECTOS				**$ 1,269,424,456.22**
	ADMINISTRACIÓN	**23.0%**			**$ 291,967,625.00**
	IMPREVISTOS	**2.0%**			**$ 25,388,489.00**
	UTILIDAD	**5.0%**			**$ 63,471,223.00**
	COSTOS INDIRECTOS (A.U.I.) 30%				**$ 380,827,337.00**
11	**IMPLEMENTACIÓN DEL PROTOCOLO DE BIOSEGURIDAD POR COVID - 19**				
11.1	Implementación Protocolo de Bioseguridad COVID-19	MESES	5	759,461.0	$ 3,797,305.00
11.2	Administración Protocolo de Bioseguridad COVID-19			**16.25%**	$ 617,062.00
	COSTO IMPLEMENTACION PROTOCOLO BIOSEGURIDAD COVID-19 - CONSTRUCCIÓN OBRAS:				**$ 4,414,367.00**
12	**CERTIFICADO RETIE Y DERECHOS DE CONEXIÓN**				
12.1	CERTIFICADO RETIE				$ 1,500,000.00
12.2	DERECHO DE CONEXIÓN, MATRICULA Y DEMÁS ANTE OPERADOR DE RED				$ 1,000,000.00
13	**IMPLEMENTACION DEL PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)**				
13.1	Implementacion del Plan de Manejo Ambiental (PMA) aplicado a al ejecucion de la obra				**$ 19,973,220.00**
14	**FORTALACIMIENTO INSTITUCIONAL**				
14.1	Fortalecimiento institucional				
14.2	Interventoria fortalecimiento institucional			7%	
15	**SEGUIMIENTO MVCT**				
15.1	Seguimiento MVCT			2%	**$ 25,388,489.12**
16	**INTERVENTORIA**				**$ 88,859,711.94**
	COSTO TOTAL				**$ 1,791,387,581.28**

El presupuesto del proyecto es de MIL SETECIENTOS NOVENTA Y UN MILLONES TRESCIENTOS OCHENTA Y SIETE MIL QUINIENTOS OCHENTA Y UN PESOS M/CTE PESOS COLOMBIANOS. $**1,791,387,581.**

18. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

El cronograma financiero y de actividades se presenta a continuacion

ITEM	ACTIVIDAD	INICIO DEL PLAN	DURACIÓN DEL PLAN	INICIO REAL	DURACIÓN REAL	PREDECESORA	PORCENTAJE COMPLETADO	PREPARACION		MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				FINALIZACION CONTRACTUAL		
								MES	MES																					MES	MES	MES
								1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	26	30	34
0.1	Licitacion y concurso de meritos	1	1	1	2		0 %																									
0.2	Contratacion construccion e interventoria	2	1	2	2	0.1	0 %																									
CONSTRUCCION NUEVA PTAP																																
1	DEMOLICIONES																															
1.1	Demolicion de la PTAP existente	3	2	3	3	0.2	0 %																									
1.2	Demolicion del tanque estabilizacion subterraneo	3	2	3	3	0.2	0 %																									
1.3	Desalojo de demolicion	5	2	5	3	1.1	0 %																									
2	CIMENTACION PTAP																															
2.1	Excavacion en material comun	6	2	6	3	1.1	0 %																									
2.2	Solado en concreto de 2000 psi e = 5 cm	5	2	5	3	2.1	0 %																									
2.3	Concreto ciclopeo 60% concreto de 2000 psi , 40% rajón	6	2	6	3	2.2	0 %																									
2.4	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para zapatas	7	2	7	3	2.3 - 2.8	0 %																									
2.5	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas cimentacion	7	2	7	3	2.4- 2.8	0 %																									
2.6	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas corona +1.75	8	2	8	3	2.5- 2.8	0 %																									

2.7	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para vigas corona +4.55	9	2	9	3	2.6 2.8	**0 %**																										
2.8	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para columnas	7	2	7	3	2.6-2.8	**0 %**																										
2.9	Acero de refuerzo 60000 psi	6	3	6	4	2.3	**0 %**																										
2.1	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	9	3	9	4	2.7	**0 %**																										
2.11	Desalojo de sobrantes	8	2	8	3	2.9	**0 %**																										
3	**CONSTRUCCION PTAP**																																
3.1	Concreto 3000 psi para caja de valvulas 0,66x0,56	10	4	10	5	2.1	**0 %**																										
3.2	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para piso PTAP	10	2	10	3	2.10 - 3.10	**0 %**																										
3.3	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para paredes PTAP	10	4	10	5	3.2-3.10	**0 %**																										
3.4	Concreto de 3000 psi para piso cubierta de transito PTAP	13	3	13	4	3.3-3.10	**0 %**																										
3.5	Concreto de 3000 psi para tapa tanque estabilizacion y bombeo PTAP	14	1	14	2	3.3-3.10	**0 %**																										
3.6	Concreto de 3000 psi para canales recolectores pre filtro PTAP	15	2	15	3	3.4-3.10	**0 %**																										
3.7	Concreto de 3000 psi para caja valvulas sistema de lavado PTAP	15	2	15	3	3.4-3.10	**0 %**																										
3.8	Concreto de 3000 psi para gradas acceso a PTAP	15	2	17	3	3.5-3.10	**0 %**																										
3.9	Suministro e instalacion de cinta PVC de 10 cm	10	3	10	4	3.2	**0 %**																										
3.10	Acero de refuerzo 60000 psi	9	3	9	4	2.10	**0 %**																										
3.11	Esmaltado de paredes y piso con cemento	12	2	12	3	3.5	**0 %**																										
3.12	Suministro e instalacion de conos de ventilacion en lámina Ø3"	14	2	14	3	3.5	**0 %**																										
3.13	Suministro e instalacion de valvula de paso HFØ6"	14	2	14	3	3.5	**0 %**																										
3.14	Suministro e instalacion de tuberia sanitaria PVC D = 6"	13	4	13	5	3.5	**0 %**																										

3.15	Suministro e instalacion de rejilla para pre filtro ubicada en el fondo	14	2	14	3	3.5	**0%**																								
3.16	Pintura acrilica impermeabilizante para interior de los tanques PTAP	14	2	14	3	3.11	**0%**																								
3.17	Pintura en vinilo tipo 1 para exteriores	14	2	14	3	3.11	**0%**																								
3.18	Suministro e instalacion de pasos en hierro Ø5/8" cada 0,3m	14	3	14	4	3.3-3.10	**0%**																								
3.19	Tapa en concreto para cajilla y tanque de estabilizacion cloracion y bombeo	14	3	14	4	3.5-3.10	**0%**																								
3.20	Suministro e instalación de válvula de compuerta en HD 3" extremo con brida	14	2	14	3	3.5	**0%**																								
3.21	Suministro e instalacion de tuberias de acueducto en PVC UP Ø 3" RDE 21	14	2	14	3	3.5	**0%**																								
3.22	Suministro e instalacion de union brida por acople universal 3 plg HD BxB Para PVC	15	2	15	3	3.21	**0%**																								
3.23	Suministro e instalacion de union brida por acople universal 6 plg HD BxB Para PVC	15	2	15	3	3.21	**0%**																								
3.24	Suministro e instalacion de Codo PVC 3" x90º E.L. presión para PTAP y Tanques	14	3	14	4	3.21	**0%**																								
3.25	Suministro e instalacion de Tee PVC 3" x90º E.L. presión para PTAP y tanques	14	3	14	4	3.21	**0%**																								
3.26	Suministro e instalacion tuberia 3" perforada 1/2" cada 20cm en la red de distribución de agua en el pre filtro y filtro (4 unidades)	14	3	14	4	3.21	**0%**																								
3.27	Suministro e instalacion tee doble 3" red de distribución de agua en el pre filtro y filtro 4 unidades	16	1	16	2	3.21	**0%**																								
3.28	Suministro e instalacion tapones 3" red de distribución de agua en el pre filtro y filtro 4 unidades	15	2	15	3	3.21	**0%**																								
3.29	Suministro grava lavada entre 38 y 1.4 mm	15	2	15	3	3.28	**0%**																								

3.30	Suministro arena lavada y seleccionada para el filtro	15	2	15	3	3.28	**0%**																										
3.31	Muro en ladrillo tipo soga para caseta de cloracion y bombeo ladrillo comun 20 cm x 10 cm x 6 cm	15	2	15	3	3.30	**0%**																										
3.32	Concreto para vigas de cimentacion caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	15	2	15	3	3.31-3.10	**0%**																										
3.33	Concreto 3000 psi para vigas de coronacion caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	15	2	15	3	3.34-3.10	**0%**																										
3.34	Concreto 3000 psi para columnas caseta cloracion y bombeo 0,15x0,15m	15	2	15	3	3.32-3.10	**0%**																										
3.35	Acero de refuerzo 60000 psi para vigas columnas caseta	15	2	15	3	2.10	**0%**																										
3.36	Puerta caseta cloracion y bombeo en aluminio	15	2	15	3	3.30	**0%**																										
3.37	Cubierta termo acustica Ecoroof 36 UPVC 0,92m x 3,05m	15	2	15	3	3.36	**0%**																										
3.38	Perfil central C tipo GR 50 (100X50X1,5mm) en acero para caseta 2.5317Kg/ml	15	2	15	3	3.36-3.10	**0%**																										
3.39	Soporte en acero para tanque solucion de cloro Perfil C tipo GR 50 (100X50X1,5mm) en acero 2.5317Kg/ml	15	2	15	3	3.10	**0%**																										
3.40	Tanque en polietilieno alta densidad tipo botella de 500 litros de capacidad	15	2	15	3	3.37	**0%**																										
3.41	Suministro en instalacion de bomba centrifuga 5Hp trifasica	15	2	15	3	3.40	**0%**																										
MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL TANQUE ELEVADO 4 NIVELES EXISTENTE																																	
4	**REFUERZO ESTRUCTURAL CON ARRISTROS E IMPERMEABILIZACION**																																
4.1	Acero de refuerzo estructural tanque elevado 4 niveles existente Perfil cuadrado PTEC 100x100mm - 4mm	1	8	1	9	3.41	**0%**																										
4.2	Impermeabilizacion del interior del tanque elevado	9	4	9	5	4.1	**0%**																										

4.3	Recubrimiento de fisuras en columnas y vigas del tanque con repello 1:2 impermeabilizado e=0.03cm	13	4	13	5	4.2	**0 %**	
MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL TANQUE ELEVADO 2 NIVELES EXISTENTE								
5	**IMPERMEABILIZACION DEL TANQUE DE 2 NIVELES EXISTENTE**							
5.1	Impermeabilizacion del interior del tanque elevado 2 niveles	9	2	9	3	4.4	**0 %**	
5.2	Recubrimiento de fisuras en columnas y vigas del tanque 2 niveles con repello 1:2 impermeabilizado e=0.03cm	10	2	10	3	5.1	**0 %**	
5.3	Escalera de gato tipo T para tanque elevado 2 niveles	13	3	13	4	5.2	**0 %**	
CONSTRUCCION DE NUEVO TANQUE ELEVADO 4 SECCIONES								
6	**CIMENTACION TANQUE ELEVADO**							
6.1	Excavacion en material comun	1	2	1	3	2.1	**0 %**	
6.2	Solado en concreto de 2000 psi e = 5 cm	5	1	5	2	6.1	**0 %**	
6.3	Concreto ciclopeo 60% concreto de 2000 psi , 40% rajón	7	2	7	3	6.2	**0 %**	
6.4	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	9	1	9	2	7.4	**0 %**	
6.5	Desalojo de sobrantes	11	1	11	2	6.4	**0 %**	
7	**CONSTRUCCION TANQUE ELEVADO**							
7.1	Concreto 3000 psi para zapatas tanque elevado	5	1	5	2	6.3 - 7.10	**0 %**	
7.2	Concreto 3000 psi para vigas de cimentacion tanque elevado	6	2	6	3	7.1- 7.10	**0 %**	
7.3	Concreto 3000 psi para vigas aereas y corona tanque elevado	8	2	8	3	7.4- 7.10	**0 %**	
7.4	Concreto 3000 psi para columnas tanque elevado	8	2	8	3	7.2- 7.10	**0 %**	
7.5	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para pisos tanque elevado	10	2	10	3	7.3- 7.10	**0 %**	

7.6	Concreto impermeabilizado de 3000 psi para paredes tanque elevado	12	2	12	3	7.5-7.10	**0 %**
7.7	Concreto 3000 psi para cubierta tanque elevado	14	2	14	3	7.6-7.10	**0 %**
7.8	Tapa en concreto para tanque elevado 1x1m	15	1	15	2	7.7-7.10	**0 %**
7.9	Cinta PVC para tanque	10	1	10	4	7.5-7.10	**0 %**
7.10	Acero de refuerzo 60000 psi	5	2	5	3	7.1	**0 %**
7.11	Esmaltado de paredes y piso con cemento	16	2	16	3	7.8	**0 %**
7.12	Pintura acrilica impermeabilizante para interior del tanque de almacenamiento	16	1	16	2	7.11	**0 %**
7.13	Construccion cajilla 0,8 m x0,8m en concreto para valvula	16	1	16	2	7.5	**0 %**
7.14	Suministro de valvulas de paso en HF de 6" diametro para descarga desde tanque hasta la red de distribucion	16	1	16	2	7.13	**0 %**
7.15	Suministro e instalacion de tuberia sanitaria PVC D = 6"	16	1	16	2	7.13	**0 %**
7.16	Escalera de gato tipo T para nuevo tanque elevado 4 niveles	16	1	16	2	7.13	**0 %**
CONSTRUCCION Y REPOSICION DE REDES DE DISTRIBUCION							
8	**REDES DE DISTRIBUCION**						
8.1	Localizacion y replanteo	5	2	5	3	6.4	**0 %**
8.2	Excavacion en material comun	6	7	6	8	8.1	**0 %**
8.3	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	19	2	19	3	8.20	**0 %**
8.4	Demolicion de capa asfaltica Calle 6	14	2	14	3	8.2	**0 %**
8.5	Desalojo de sobrantes	19	2	19	3	8.3	**0 %**
8.6	Suministro e instalacion de tuberias de acueducto en PVC UP Ø 4" RDE 21	10	3	10	4	8.2	**0 %**
8.7	Suministro e instalacion de reduccion 6" a 4" PVC presion	11	2	11	3	8.6	**0 %**

8.8	Suministro e instalacion de union de reparacion 4" PVC presion	11	2	11	3	8.7	**0 %**																										
8.9	Suministro e instalacion deTee 4" PVC presion	11	2	11	3	8.8	**0 %**																										
8.10	Suministro e instalacion de tuberia union platino 3" RDE 26	11	4	11	5	8.9	**0 %**																										
8.11	Suministro e instalacion de union rápida 3" PVC presion	11	4	11	5	8.10	**0 %**																										
8.12	Suministro e instalacion deTee ensamblada 3" PVC presion	11	4	11	5	8.11	**0 %**																										
8.13	Suministro e instalacion de codo gran radio 90° 3" PVC presion	11	4	11	5	8.12	**0 %**																										
8.14	Suministro e instalacion de codo gran radio 45° 3" PVC presion	11	4	11	5	8.13	**0 %**																										
8.15	Suministro e instalacion de codo gran radio 22,5° 3" PVC presion	11	4	11	5	8.14	**0 %**																										
8.16	Suministro e instalacion de codo gran radio 11,25° 3" PVC presion	11	4	11	5	8.15	**0 %**																										
8.17	Suministro e instalacion de tapon liso 3" PVC presion	11	4	11	5	8.16	**0 %**																										
8.18	Suministro e instalacion de cruz en HF para junta rapida con tuberia union platino 3" PVC presion	11	4	11	5	8.17	**0 %**																										
8.19	Suministro e instalacion de reduccion 4/3" PVC presion	11	4	11	5	8.18	**0 %**																										
8.20	Recubrimiento para accesorios y valvulas en PTAP concreto 2000 psi (0,5m ancho x0,5m largo x 0,3m altura)	11	5	11	6	8.19	**0 %**																										
8.21	Material petreo para reposicion capa asfaltica	15	3	15	4	8.20	**0 %**																										
8.22	Reposicion de capa asfaltica Calle 6	17	2	17	3	8.21	**0 %**																										
CONSTUCCION INSTALACIONES DOMICILIARIAS																																	
9	**INSTALACIONES DOMICILIARES**																																
9.1	Excavacion manual en material comun h<=2 m	6	4	6	5	8.2	**0 %**																										
9.2	Rotura en concreto en andenes de viviendas para el ingeso de la red domiciliaria	7	2	7	3	8.2	**0 %**																										

9.3	Suministro e Instalación de tuberías PF UAD RDE 9 de 1/2"	10	3	10	4	8.6	**0 %**	
9.4	Suministro e instalación de collar de derivación upØ3" x1/2"	10	3	10	4	9.3	**0 %**	
9.5	Suministro e instalación de union macho 1/2" PF UAD	10	3	10	4	9.4	**0 %**	
9.6	Suministro e instalación de union universal 1/2" PF UAD	10	3	10	4	9.5	**0 %**	
9.7	Relleno material seleccionado proveniente de la excavación	12	2	12	3	9.6	**0 %**	
9.8	Desalojo de sobrantes.	14	1	14	2	9.7	**0 %**	
9.9	Cajilla domiciliaria en plastico con tapa	10	3	10	4	9.8	**0 %**	
9.10	Registro antifraude 1/2 H DZR X 1/2 H DZR corto en PVC	10	3	10	4	9.9	**0 %**	
9.11	Medidor de 1/2" volumetrico V200P (R315 V15 G3/4 X 7/8 F115)	10	3	10	4	9.10	**0 %**	
9.12	Reposicion de andenes en concreto para instalaciones domiciliarias	13	2	13	2	9.7	**0 %**	
9.13	Suministro e instalacion macromedidor en PTAP	9	1	9	2	3.41	**0 %**	
9.14	Excavacion en material comun para instalacion hidrante	13	1	13	2	9.1	**0 %**	
9.15	Suministro e instalacion hidrante 3" MEGA tipo residencial con 2 salidas 2 1/2" - Extremo garra de tigre	14	1	14	2	9.12	**0 %**	
9.16	Relleno compactado para instalacion hidrante	15	1	15	2	9.7	**0 %**	
10	**INSTALACIONES ELECTRICAS**							
10.1	Suministro e Intalación Alimentador Subterráneo (35 ML) en cable AWG-Cu 75 °C 600V THHN-THWN para GPPAL en 3 No.4 (F) + 1 No.4 (N) + 1 No.8 (T). Incluye bornas terminal y demas accesorios para su correcta instalacion.	17	4	17	5	7.16	**0 %**	

10.2	Suministro e Intalación Alimentador (5 ML) en cable AWG-Cu 75 °C 600V THHN-THWN para T-BOM en 3 No.4 (F) + 1 No.8 (T). Incluye bornas terminal y demas accesorios para su correcta instalacion.	17	4	17	5	10.1	**0 %**																								
10.3	Suministro e Intalación Tablero Multibreaker T-MB, Tablero de 12 circuitos para energia normal, 3F, 4H, 208V montaje de empotrar, CON espacio para totalizador, con barras de neutro y tierra independientes, con puerta y chapa, incluye: Un (1) MCCB Totalizador de 3x150A; Icc:15kA, 208V. Cuatro (4) Mininterruptores de 1x20A; Icc:10kA, 208V. Una (5) Reserva monofasica no equipada. Barras internas de cobre de min 125A, 208V, Icc:13,9kA. + Neutro al 100% + Tierra 60%.	17	4	17	5	10.2	**0 %**																								
10.4	Suministro e Intalación Tablero Multibreaker T-MB, Tablero de fabricacion especial, 3F, 3H, 208V montaje de empotrar, sin espacio para totalizador, con barras de neutro y tierra independientes, con puerta y chapa, incluye: Uno (1) MCCB Totalizador de 3x120A; Icc:15kA, 208V. Uno (1) MCCB Totalizador de 3x50A; Icc:15kA, 208V. Uno (1) MCB Totalizador de 3x60A; Icc:15kA, 208V. Uno (1) MCB Totalizador de 3x20A; Icc:15kA, 208V. Barras internas de cobre de min 125A, 208V, Icc:13,9kA. + Neutro al 100% + Tierra 60%.	17	4	17	5	10.3	**0 %**																								
10.5	Suministro e Instalación de salida eléctrica para toma corriente doble con polo a	17	4	17	5	10.4	**0 %**																								

	tierra monofasico 15A, 125V y según NEMA 5-15R. Incluye toma color blanco con placa de nylon, encintada, ducto PVC, cajas PVC, conductores 12 AWG-CU 80 °C 750V PE HF FR LS CT, y demás accesorios necesarios para su correcta nstalación. (Salida promedio de 6 mts)																															
10.6	Suministro e instalación de salida electrica de iluminación Led hermeticas y sobrepuestas 2x18 T8, 120V. Incluye conectores, ducto CONDUIT SCH 40, 1.5 m de encuachetado 3x12 Cu-AWG 80 °C 750V PE HF FR LS CT cajas plasticas, conductores 12 AWG-CU 80 °C 750V PE HF FR LS CT, obra civil y demás accesorios necesarios para su correcta instalación.(Salida promedio de 6 mts)	17	4	17	5	10.5	**0 %**																									
10.7	Suministro e instalación de salida electricas de iluminación exterior LED STREET 45-90W NW URBAN 7P, 120V. Incluye conectores, ducto CONDUIT PVC DB, 1.5 m de encuachetado 3x12 Cu-AWG 80 °C 750V PE HF FR LS CT cajas plasticas, conductores 12 AWG-CU 80 °C 750V PE HF FR LS CT, obra civil y demás accesorios necesarios para su correcta instalación.	17	4	17	5	10.6	**0 %**																									
10.8	Suministro e Instalación de circuito alimentador de Electrobomba existente de 15 HP en baja tensión, 120V en 3No 4 (F) + 1No8 (T) cable AWG-Cu 80 °C 750V PE HF FR LS CT por tubería y/o canaleta, para salidas eléctricas.	17	4	17	5	10.7	**0 %**																									

10.9	Suministro e instalación de conexiones electricas para Electrobombacentrifuga de 5 HP, incluye alimentador en baja tensión, 120V en 3No12 (F) + 1No12 (T) cable AWG-Cu 80 °C 750V PE HF FR LS CT por tubería y/o canaleta, para salidas eléctricas, tablero de control	17	4	17	5	10.8	**0 %**																									
10.10	Suministro e instalación de Sistema de Puesta a Tierra en cable de cobre desnudo No. 8 AWG, incluye varilla de cobre de 2,4m x 5/8" y demas materiales para completar la actividad	17	4	17	5	10.9	**0 %**																									
10.11	Suministro, transporte e instalación de Medidor Electrónico 3F - 4H, 10(100)A, 240/120V Calibrado, incluye caja tipo lonchera y demas elementos para completar la actividad	17	4	17	5	10.1	**0 %**																									
11	IMPLEMENTACIÓN DEL PROTOCOLO DE BIOSEGURIDAD POR COVID - 19	3	20	3	20	10.11	**0 %**																									
CERTIFICADO RETIE Y DERECHOS DE CONEXIÓN																																
12.1	CERTIFICADO RETIE	13	4	13	5	7.16	**0 %**																									
12.2	DERECHO DE CONEXIÓN, MATRICULA Y DEMÁS ANTE OPERADOR DE RED	13	4	13	5	7.16	**0 %**																									
13	**IMPLEMENTACION DEL PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)**	3	20	3	20	1.1-12.2	**0 %**																									
14	**FORTALACIMIENTO INSTITUCIONAL**	3	12	3	13		**0 %**																									
15	**SEGUIMIENTO MVCT**	3	20	3	20	1.1-12.2	**0 %**																									
16	**INTERVENTORIA**	3	34	3	34	1.1-12.2	**0 %**																									

19. PLAZOS, ALCANCE DE LOS TRABAJOS Y PRESUPUESTOS, CONSECUCIÓN DE EQUIPOS Y SERVICIOS, Y REALIZACIÓN DE CONTRATACIONES

19.1. PLAZOS

Los plazos son los siguientes:

- Preparacion de pliegos, licitación, concurso de meritos y contratación: 3 meses
- Ejecucion del contrato: 5 meses
- Cierre y liquidación del contrato; 2 meses

El proyecto requiere en total 10 meses

19.2. ALCANCE DE LOS TRABAJOS Y PRESUPUESTOS

Los alcances de los trabajos están relacionados con el memorial de cantidades de obra, presupuesto y especificaciones técnicas existentes para este proyecto, los cuales serán publicados en los pre pliegos y pliegos de condiciones para la licitación de contratación de obra y el concurso de meritos para la contratación de la interventoría. El presupuesto se invertirá conforme a los cronogramas de obra y financieros presentado en el contrato.

19.3. CONCECUCION DE EQUIPOS Y SERVICIOS

La concecusion de equipos y servicios se realizará conforme a las especificaciones técnicas presentadas para este proyecto; se acepta equipos de otra marca que tenga las mismas especificaciones técnicas del equipo en referencia.

19.4. CONTRATACIONES

La contratacion de obra se realizarán por LICITACION PUBLICA, realizada por la Alcaldia Municipal de Rionegro Santander.

La contratación de interventoría se realizará mediante un CONCURSO DE MERITOS, realizado por la alcaldía Municipal de Rionegro Santander.

Realizo:

LUIS CARLOS CHAMORRO
Ingeniero Civil
M.P. 522022097O2NRÑ
C.C. 1085259033

Reviso:

SERGIO LUIS GARCIA ANAYA
Ingeniero Civil
MP 54202-225051 NTS
CC 1090382976

20. BIBLIOGRAFIA

abes, c. (1995). Tecnica de Abastecimiento y tratamiento de aguas Vo 2.

AlcaldiaRIONEGRO. (2021). Estado actual deuda consumo electrico del centro poblado el Papayal.

Alcárcel, F. &. (2019). Mapa Geológico de Colombia 2019. Escala 1:2 000 000. Servicio

Geológico Colombiano. . Bogota.

AtlasvientoIDEAM. (2021). http://atlas.ideam.gov.co/visorAtlasVientos.html.

CIA-S.A.S. (2022). Consultoria e Ingenieria Ambiental S.A.S.

DANE. (2018). Anexo proyeccion poblacion municipal area 2018 - 2035 en excel.

DANE. (2018). Censo general 2005 y Censo Nacional de Poblacion y Vivienda .

DANE. (2021). Resultados censales para los años 1993, 2005 y 2018 para el municipio de Rionegro Santander.

dane.gov.co. (2021). Obtenido de https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/demografia-y-poblacion/proyecciones-de-poblacion

DANE.maps. (2021). https:dane.maps.arcgis.com/apps/MapSeries/index.html?appid=2749922ca5f8469db9990986c02b1b93. Obtenido de https:dane.maps.arcgis.com/apps/MapSeries/index.html?appid=2749922ca5f8469db9990986c02b1b93.

Estudio. (2021). Diseño Acueducto vereda Villa Nueva municipio de Providencia Nariño.
GEOTECNIA, S. Y. (2021). Levantamiento topografico del acueducto centro poblado Papayal.

Google-Earth. (2022). Google Earth Pro.

IDEAM. (s.f.). Obtenido de http://dhime.ideam.gov.co/atencionciudadano/.

IHM. (2021). https://www.igihm.com/. Obtenido de https://www.igihm.com/bombas/lapicero/?codigo=64924000B9.

INS. (2020). Boletin de vigilancia de la calidad de agua para consumo humano.

NS-Santander. (2020). https://www.datos.gov.co/widgets/a4zb-9xfm. Obtenido de https://www.datos.gov.co/widgets/a4zb-9xfm.

INVIAS. (2021). https://hermes.invias.gov.co/carreteras/. Obtenido de

https://hermes.invias.gov.co/carreteras/.

Ley142. (1994). Por laPor la cual se establece el régimen de los servicios públicos domiciliarios y se dictan otras disposiciones.

Mendoza-Patricia. (2021). Analisis tarifario del servicio de acueducto del centro poblado el Papayal municipio de Rionegra Santander.

MendozaPatricia. (2021). Analisis tarifario para el servicio de acueducto del centro poblado el papayal municipio de Rionegro Santandero.

MINAMBIENTE-IDEAM. (2018). estudio Nacional del Agua.

MINEDUCACION. (2021). mineducacion.gov.co. Obtenido de sineb.mineducacion.gov.co/bcol/app?service=direct/0/Home/$DirectLink&sp=IDest=9296
Munevar, W. G. (2015). http://search.proquest.com.ezproxy.unbosque.edu.co/docview/1781335066/fulltextPDF/817 784212EE0441BPQ/1?accountid=41311. Obtenido de http://search.proquest.com.ezproxy.unbosque.edu.co/docview/1781335066/fulltextPDF/817 784212EE0441BPQ/1?accountid=41311.

MVCT-Decreto661. (2019). Decreto 661 de 2019, por la cual se establecen los requisitos de presentacion y viabilizacion de proyectos en el sector Agua y saneamiento basico.

NBI-DANE. (2018). Necesidades Basicas Insatisfechas (NBI) Censo Nacional de Población y Vivienda (CNPV) 2018.

NRS-10. (s.f.). Norma NSR-10-TITULO H-Tabla H.3.1-1.

Palacio, L. M. (2014). www.bdigital.unal.edu.co/47378/1/42876641.2015.pdf. Obtenido de www.bdigital.unal.edu.co/47378/1/42876641.2015.pdf.

PBOT. (2000). Acuerdo Nº 011 de 2000 por el cual se adopta el Plan Básico de Ordenamiento Territorial del Municipio de Rionegro – Santander.

PDM. (2020). Plan de Desarrollo Rio Negro 2020-2023 "Rionegro con sentido social".

PGIRS. (2015). Plan de Gestion y Manejo de los Residuos Solidos municipio de Rionegro Santander.

POT. (2011). Revision y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Rionegro Santander.

PSMV-RIONEGRO. (2020). ACTUALIZACIÓN DEL PLAN DE SANEAMIENTO Y MANEJO DE VERTIMIENTOS DEL CASCO URBANO Y EL CENTRO POBLADO DE SAN RAFAEL Y FORMULACIÓN DEL PLAN DE SANEAMIENTO Y MANEJO DE VERTIMIENTOS DE LOS CENTROS POBLADOS DE PAPAYAL Y SAN JOSÉ DE LOS CHORROS DEL MUNICIPIO DE .
Pueblo, D. d. (2013).

www.habitatbogota.gov.co/sites/default/files/control/La%20gestio%CC%81n%20comunitaria%20del%20agua.pdf. Obtenido de

www.habitatbogota.gov.co/sites/default/files/control/La%20gestio%CC%81n%20comunitaria%20del%20agua.pdf.

RAS. (2000). Reglamento Tecnico del sector Agua y Saneamiento Basico.

RAS. (2017). 330 Reglamento Tecnico Agua y Saneamiento Basico .

Resolucion. (844 de 2018). Resolucion 844 - Articulo 5.

Resolucion330. (2017). Resolucion 330 de 2017.

RIONEGRO. (2021). Diagnostico del sistema de Acueducto centro poblado Papayal municipio Rionegro santander.

SIAMAS.A.S. (2022). CARACTERIZACIÓN FISICOQUÍMICA DEL AGUA SUBTERRÁNEA DE INTERÉS PARA CONSULTORÍA E INGENIERÍA AMBIENTAL SAS DE PAPAYAL CORREGIMIENTO DE SAN RAFAEL.

SUELOSYGEOTECNIA. (2022). Estudio de suelos proyecto optimizacion del acueducto del centro poblado el Papayal municipio de Rionegro Santander. Bucaramanga.

SuelosyGeotecnia. (2022). Informe Patologia Estructural Unidades del Acueducto Centro Poblado el Papayal.

TemasAmbientales. (2017). http://www.temasambientales.com/2017/03/legislacion-ambiental.html. Obtenido de Legislación o Derecho Ambiental. .

weatherspark. (2021). https://es.weatherspark.com/y/24388/Clima-promedio-en-Sabana-de-Torres-Colombia-durante-todo-el-a%C3%B1o.