Gobernación de Norte de Santander
Secretaría de Agua Potable y Saneamiento Básico

CONTRATO DE CONSULTORIA No. 068 DE 2019

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO URBANO DEL MUNICIPIO DE SALAZAR DE LAS PALMAS - DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER

PRODUCTOS:

DIAGNÓSTICO Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

DISEÑO ALTERNATIVA SELECCIONADA

CONSORCIO DISEÑOS SALAZAR 2019

NIT: 901.316.817-6

Bogotá, Octubre de 2019

CUADRO DE CONTROL

	VERSIÓN				
	1	**2**	**3**	**4**	**5**
Elaboró:					
Fecha:					
Revisó:					
Fecha					
Aprobó:					
Fecha:					

Versión	**Descripción de la Modificación**
1	
2	
3	
4	

TABLA DE CONTENIDO

Pg

1. INTRODUCCIÓN 19

2. OBJETIVOS 22

2.1 OBJETIVO GENERAL 22

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 22

3. INFORMACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO 24

3.1 ASPECTOS FÍSICOS 25

3.1.1 HISTORIA 25

8.1.3.1. Municipio de Salazar 25

3.1.2 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA 26

3.1.3 LÍMITES 28

3.2 ASPECTOS FISIOGRÁFICOS 29

3.2.1 CLIMATOLOGÍA 29

8.1.3.2. Temperatura 29

8.1.3.3. Precipitación 31

3.2.2 GEOLOGÍA 34

3.2.3 TIPOS DE SUELOS 40

3.3 ASPECTO HÍDRICO 45

3.4 ASPECTOS SOCIECONÓMICOS 45

3.4.1 POBLACIÓN ACTUAL 45

3.4.2 NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS - NIB 46

3.4.3 MÓDULO DE PERSONAS POR HOGAR 46

3.4.4 COMERCIO E INDUSTRIA 48

8.1.3.4. Explotación Minera 48

8.1.3.5. Pequeña y media industria 49

8.1.3.6. Turismo 50

3.4.5 AGRICULTURA 51

3.4.6 GANADERÍA 52

3.5 SERVICIOS PÚBLICOS 53

3.5.1 ENERGÍA ELÉCTRICA 53

3.5.2 Acueducto 54
3.5.3 Alcantarillado 54
3.5.4 Aseo 55
3.5.5 Educación 55
3.6 IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE ESCENARIOS DE RIESGO 58
4. ESTUDIOS DE POBLACIÓN Y DEMANDA 64
4.1 ESTUDIOS DE POBLACIÓN 64
4.1.1 Población actual 65
4.1.2 Información Censal 66
8.1.3.7. Censos Municipio de Salazar 66
8.1.3.8. Departamento de Norte de Santander 70
4.1.3 Proyección de Población 73
8.1.3.9. Métodos de Proyección de Población 73
8.1.3.10. Cálculo Crecimiento Poblacional 76
4.1.4 Proyección de Población Flotante 78
4.1.5 Población Total 79
4.2 ESTUDIO DE DOTACIÓN Y DEMANDA DE AGUA POTABLE 80
4.2.1 Periodo de diseño 80
4.2.2 Dotación Neta Máxima 81
4.2.3 Pérdidas Máximas Admisibles 82
4.2.4 Dotación bruta 82
4.2.5 Usos del agua 83
8.1.3.11. Uso de Agua Residencial 83
8.1.3.12. Uso Institucional 84
8.1.3.13. Uso comercial 84
8.1.3.14. Uso industrial 84
8.1.3.15. Uso para fines públicos 84
4.2.6 Cálculo de la Demanda de Agua del Proyecto 84
8.1.3.16. Caudal medio diario total 84
8.1.3.17. Caudal Máximo Diario - QMD 85
8.1.3.18. Caudal Máximo Horario – QMH 85
8.1.3.19. Proyección de Caudales 86
8.1.3.20. Curvas de demanda 87
4.2.7 Caudales de Diseño 89

5. LABORES DE CATASTRO E INSPECCIÓN 90
5.1 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL SISTEMA 91
5.2 REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LAS ESTRUCTUTRAS DE CAPTACIÓN Y PRE-TRATAMIENTO DE LAS QUEBRADAS MANDINGA Y EL TESORITO 92
5.3 ANALISIS DE LOS IMPACTOS AMBIENTAL Y SOCIO-ECONOMICOS DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO ... 99
5.4 FUENTES DE ABASTECIMIENTO 101
6. EVALUACION HIDRAULICA DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO 103
6.1 CAPTACIONES 103
6.1.1 Estructura de Captación de agua superficial - quebrada Mandinga 104
6.1.2 Captación de la Q. El Tesorito 112
6.2 DESARENADORES 119
6.2.1 Desarenador captación Mandinga 120
6.2.2 Desarenador captación El Tesorito 128
6.3 Tuberías de Aducción 134
6.3.1 Línea de aducción. Mandinga, tramo Captación - Desarenador 136
6.3.2 Línea de aducción Mandinga, tramo Desarenador - PTAP 138
6.3.3 Línea de aducción El Tesorito, tramo Captación - Desarenador 146
6.3.4 Linea de aducción El Tesorito, tramo Desarenador - Tanque 2 148
6.4 Tanque de distribución y cloración 153
6.5 Planta de tratamiento de agua potable 155
6.5.1 Toma de muestras de aguas en la proveniente de la PTAP 156
6.5.2 Diagnostico PTAP 1 160
8.1.3.21. Funcionamiento 162
8.1.3.22. Evaluación de los equipos de la PTAP 163
6.6 Red de Distribución 168
6.6.1 Valores por defecto 171
6.6.2 Velocidades en la red de distribución 175
6.6.3 Resultados de la modelación de la red de suministro 175
8.1.3.23. Presiones en la red de suministro 175
6.6.4 Profundidad de las tuberías 185
6.6.5 Hidrantes 185
7. PROBLEMÁTICA PARA SOLUCIONAR 187
8. PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN 188
8.1 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO 189

8.1.1 ALTERNATIVA No. 1 OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN MATERIAL PVC Y PTAP. 189
8.1.1.1. Optimización de la red del sistema de acueducto Quebrada Mandinga 190
8.1.1.2. Optimización de la PTAP existente 198
8.1.1.3. Cantidades de obra del redimensionamiento 209
8.1.1.4. Componente Ambiental. 210
8.1.1.5. Componente Social. 211
8.1.1.6. Componente Predial: 211
8.1.1.7. Costos Alternativa N°1 211
8.1.2 ALTERNATIVA No. 2 OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN MATERIAL PEAD Y PTAP. 213
8.1.2.1. Costos Alternativa N°2 214
8.1.3 ALTERNATIVA No. 3 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE NUEVO TRAZADO Y PTAP NUEVA 216
8.1.3.24. Parte 1 216
8.1.3.25. Parte 2 218
8.1.3.26. Pre dimensionamiento de la PTAP 218
8.1.3.27. Bandejas de aireación 221
8.1.3.28. Coagulación-Mezcla rápida 224
8.1.3.29. Floculación 231
8.1.3.30. Sedimentador 236
8.1.3.31. Filtro 243
8.1.3.32. Componente Ambiental. 263
8.1.3.33. Componente Social. 263
8.1.3.34. Componente Predial: 263
8.1.3.35. Costos Alternativa N°3. 264
8.1.4. EVALUACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS. 266
8.1.4.1. FACTORES DE DECISIÓN SISTEMA DE ACUEDUCTO: BOCATOMA REDES DE ADUCCIÓN, CONDUCCIÓN, UNIDAD DE DESARENACIÓN, Y REDES DE DISTRIBUCIÓN 267
8.1.4.2. MATRIZ DE PUNTUACIÓN SISTEMA DE ACUEDUCTO, COMPONENTES: BOCATOMA, RED DE ADUCCIÓN, DESARENADOR, RED DE CONDUCCIÓN, RED DE DISTRIBUCIÓN. 274
8.1.5. ALTERNATIVA SELECCIONADA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO 277
9. DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA 279
10. ELABORACIÓN DE DISEÑOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO. 281
10.1. HIDRÁULICO 282
10.1.3. SISTEMA QUEBRADA EL MANDINGAS 283
10.1.3.1. Captación Mandingas 283

10.1.3.2. Aducción Captación Mandingas a desarenador Tramo No 1. ... 286
10.1.3.3. Desarenador Quebrada Mandingas ... 291
10.1.3.4. Sistema de aducción Tramo No 2 Desarenador – PTAP. ... 300
10.1.4. SISTEMA QUEBRADA EL TESORITO ... 305
10.1.4.1. Captación El Tesorito ... 305
10.1.4.2. Aducción Captación El Tesorito a desarenador Tramo No 1 ... 308
10.1.4.3. Desarenador El Tesorito ... 313
10.1.4.4. Sistema de aducción Tramo No 2 Desarenador El Tesorito-PTAP nueva ... 321
10.1.5. DISEÑO PLANTA DE TRATAMIENTO ... 325
10.1.5.1. Bandejas de aireación ... 328
10.1.5.2. Coagulación-Mezcla rápida ... 331
10.1.5.3. Floculación ... 338
10.1.5.4. Sedimentador ... 343
10.1.5.5. Filtro ... 351
10.1.6. CALIDAD DEL AGUA ... 367
10.1.6.1. Calidad de la fuente Quebrada El Mandingas ... 367
10.1.6.2. Calidad de la fuente Quebrada El Tesorito ... 369
10.1.7. DOSIFICACIÓN DE QUÍMICOS ... 371
10.1.7.1. Quebrada El Tesorito-Ensayo de jarras ... 371
10.1.7.2. Quebrada El Mandingas-Ensayo de jarras ... 376
10.1.7.3. Dosificación de Solución de Polihidroxicloruro de Aluminio ... 385
10.1.7.4. Dosificación de Solución de Soda Caustica ... 388
10.1.7.5. Dosificación de Solución de Hipoclorito de Sodio ... 390
10.1.7.6. Purga de lodos ... 394
10.1.8. CASETA DE OPERACIONES ... 400
10.1.9. DISEÑO SISTEMA DE ALMACENAMIENTO ... 406
10.1.9.1. Parámetros de diseño ... 406
10.1.9.2. Dimensionamiento de la estructura ... 407
10.1.10. DISEÑO ESTACIÓN DE BOMBEO A TANQUE SECTOR PARTE ALTA DEL MUNICIPIO DE SALAZAR DE LAS PALMAS ... 410
10.1.11. LÍNEA DE IMPULSIÓN PTAP A TANQUE DE ALMACENAMIENTO PARTE ALTA ... 420
10.1.12. TANQUE DE ALMACENAMIENTO SECTORES 3,4 Y 5. ... 422
10.1.12.1. Parámetros de diseño ... 424
10.1.12.2. Dimensionamiento de la estructura ... 424
10.1.13. SISTEMA DE MICRO MEDICIÓN ... 427

10.1.14. Diseño Sistema De Distribución 429
10.1.14.1. Metodología empleada 429
10.1.14.2. Información preliminar del proyecto 429
10.1.14.3. Información del catastro de redes realizado 430
10.1.14.4. Cálculo y asignación de demandas 430
10.1.14.5. Escenarios 432
10.1.14.6. Construcción del modelo hidráulico 433
10.1.14.7. Construcción del modelo hidráulico de diagnóstico. 434
10.1.14.8. Características de la red actual 439
10.1.14.9. Construcción del modelo hidráulico de diseño 451
10.1.14.10. Características de la red de diseño (re a construir)..... 453
10.2. Estudios y Diseños Complementarios 468
10.2.3. Estudio Geotécnico 468
10.2.3.1. LINEAS DE ADUCCION Y REDES DE DISTRIBUCION..... 468
10.2.4. Estudio Hidrológico 494
10.2.5. Diseño Estructural..... 509
10.2.6. Diseño Eléctrico Del Sistema De Acueducto 509
10.2.7. Estudio Predial 509
10.2.8. Estudios De Impacto Ambiental 509
10.3. Permisos Ambientales 523
10.3.3. Permiso De Concesión De Agua 523
10.3.4. Requerimiento De Caudal 524
10.3.5. Ocupación De Predios..... 525
11. TARIFAS.....526
12. DISPONIBILIDAD DE CANTERAS Y DISPOSICION DE ESCOMBROS EN EL AREA DE ESTUDIO 530
12.1. Fuentes De Materiales..... 530
12.2. Botaderos 539
13. FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL.....546
14. MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE POTABILIZACION 549
15. OPTIMIZACION DEL SISTEMA CON ANALISIS PARA LA DISMINUCION DEL INDICE DE AGUA NO CONTABILIZADA 551
15.1. IMPLEMENTACIÓN DE MICROMEDICIÓN..... 552
15.2. CONTROL DE FUGAS Y CONEXIONES CLANDESTINAS..... 552

15.3. SISTEMA DE MACROMEDICIÓN 554
15.4. USO EFICIENTE DEL AGUA Y AHORRO 554
15.5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DOMICILIARIO 554
15.6. FORMATOS DE REGISTRO Y CONTROL 555
16. DOCUMENTOS DE APOYO CONSTRUCTIVO 556
16.1. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS 556
16.2. MEMORIAS DE CÁLCULO 556
16.3. PRESUPUESTO DE OBRA 556
16.4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 557
16.5. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS 557

ÍNDICE DE FIGURAS

Pg

Figura 3-1. Localización General 24
Figura 3-2. Mapa de división política del municipio (EOT 2003). 28
Figura 3-3. Temperatura mensual °C 16025030 Salazar. 29
Figura 3-4. Temperatura mensual °C - 23195180 Esc Agr Cachira. 30
Figura 3-5. Régimen de precipitaciones 16025030 Salazar 31
Figura 3-6. Régimen de precipitaciones Estación 16010020 Donjuana La 2 32
Figura 3-7 Régimen de precipitaciones Estación 16010010 Gramalote 32
Figura 3-8 Régimen de precipitaciones Estación 16020050 Arboledas 33
Figura 3-9. Sección delgada de ortoneis cuarzo-feldespático con textura lepidoblástica. 35
Figura 3-10. Vereda Barrientos (sur del municipio de Salazar) formación Girón. 37
Figura 3-11. Vía Salazar-Arboleda 39
Figura 3-12. Módulo de hogares CENSO 2005 48
Figura 5-1. Sistema de acueducto 91
Figura 5-2. Localización espacial de la zona de estudio. 101
Figura 6-1.Esquema sección transversal bocatoma tipo Tirolesa. 104
Figura 6-2.Cámara de recolección y de excesos 109
Figura 6-3. Cámara de recolección y de excesos 116
Figura 6-4. Tubería de aducción 136
Figura 6-5. Constitución de la tubería de aducción general 138
Figura 6-6. Sedimentador 164
Figura 6-7 Esquema red de distribución de Salazar de Las Palmas. Fuente: propia 170
Figura 6-8. Trazado de la red de suministro y diámetros de tubería Fuente: propia 171
Figura 6-9. Curva de demanda 173
Figura 6-10. Rango de velocidades en la red de distribución Fuente: Propia 175
Figura 6-11. Imagen de presiones en la red en la hora de máxima demanda (9:00 am – corresponde a la hora #9 de la curva de consumo) Fuente: Propia 177

Figura 6-12. Imagen de presiones en la red en la hora de máxima demanda (00:00 pm – corresponde a la hora #24 de la curva de consumo) Fuente: Propia 178
Figura 6-13. Velocidades máximas en las tuberías de la red de suministro Fuente: Propia 184
Figura 6-14. Velocidades mínimas en las tuberías de la red de suministro Fuente: Propia 184
Figura 6-15. Localización de las Hidrantes en el sistema de acueducto Fuente: Propia 186
Figura 8-1. Sistema de acueducto casco urbana Salazar 188
Figura 8-2. Red de conducción tanquilla de repartición a tanque de almacenamiento y tanquilla No. 2 197
Figura 8-3. Red de conducción desde la Tanquilla No. 2 hasta la PTAP. 198
Figura 8-4. Trazado estación de bombeo 208
Figura 8-5. Trazado desde la bocatoma Mandinga y El Tesorito hasta la conexión de las mismas .. 216
Figura 8-6. Trazado bocatomas hasta el punto de conexión 217
Figura 8-7. Trazado completo de la alternativa No. 3 218
Figura 8-8 Alternativa Seleccionada municipio de Salazar de las Palmas. Fuente: DAG 278
Figura 10-1. Localización Hidrantes red de distribución 439
Figura 10-2.Esquema de carga propuesto 469
Figura 10-3. Diagrama de acciones en tubería enterrada flexible 471
Figura 10-4. Esquema de carga en tuberías rígidas 471
Figura 10-5. Esquema de carga sobre la tubería 472
Figura 10-6. Carga muerta sobre la tubería en instalación de Terraplén con proyección positiva ... 473
Figura 10-7. Instalación de Terraplén con Proyección Negativa 476
Figura 10-8. Distribución Wv en la profundidad, (b) Aplicación de Wv sobre el ducto. 478
Figura 10-9. Abolladura localizada de pared. 483
Figura 10-10. Falla de la pared 485
Figura 10-11. Cimentación propuesta para los tramos de tubería de la red de acueducto 490

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Pg

Gráfica 4-1. Resultados Métodos de Proyección 78
Gráfica 4-2. Caudal Proyectado a 2051 88

Gráfica 6-1. Características hidráulicas de la aducción desde el Desarenador hasta la Tanquilla 1..141
Gráfica 6-2. Características hidráulicas de la aducción A desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1 142
Gráfica 6-3. Características hidráulicas de la aducción A desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1 143
Gráfica 6-4. Características hidráulicas de la aducción B desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1 144
Gráfica 6-5. Características hidráulicas de la aducción B desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1 144
Gráfica 6-6. Características hidráulicas de la aducción C desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1 145
Gráfica 6-7. Características hidráulicas de la aducción 147
Gráfica 6-8. Características hidráulicas tramo Desarenador hasta Tanquilla 1 149
Gráfica 6-9. Características hidráulicas de la aducción D 151
Gráfica 6-10. Características hidráulicas del tramo Tanquilla 1 hasta Tanque 2.....152

ÍNDICE DE TABLAS

Pg

Tabla 3-1. Necesidades básicas insatisfechas – NIB..... 46
Tabla 3-2.Estratificaciòn socioeconómica municipio de Salazar de las Palmas..... 47
Tabla 3-3. Estratificación estimada a partir del censo realizado por el consorcio Diseños Salazar 2019 47
Tabla 3-4.Indicadores de línea base 2015 en el municipio Salazar de las Palmas sector..... 56
Tabla 3-5.Tasa de Cobertura Bruta 2015 57
Tabla 3-6.Evolución de la matricula por Zonas 57
Tabla 3-7.Evolución de Sedes por Zona 57
Tabla 3-8.Cobertura Educación Superior..... 58
Tabla 4-1. Suscriptores acueductos 65
Tabla 4-2. Censo 2005 DANE municipio de Salazar..... 67
Tabla 4-3. Tasa de crecimiento Censo DANE Municipio de Salazar..... 67
Tabla 4-4. Proyecciones población DANE 2005-2020 69
Tabla 4-5. Proyección de la población 2005-2020 y tasa de crecimiento Departamental de Norte de Santander..... 70
Tabla 4-6. Tasa de crecimiento según el método establecido 71
Tabla 4-7. Pendiente aritmética información 71

Tabla 4-8. Tasa de crecimiento Geométrico 72

Tabla 4-9. Tasa de crecimiento Exponencial 72

Tabla 4-10. Métodos de cálculo permitidos según nivel de complejidad para proyección de población 73

Tabla 4-11. Método de proyección total del municipio de Salazar 77

Tabla 4-12. Población total proyectada 79

Tabla 4-13.Dotación Neta Máxima 81

Tabla 4-14. Proyección de caudales Salazar para el periodo de diseño 2051 86

Tabla 5-1. Impactos ambientales y sociales del sistema de acueducto 99

Tabla 5-2. Ubicación y caudales base de las quebradas objeto de captación 102

Tabla 6-1. Evaluación de capacidad de captación 110

Tabla 6-2. Caudal de excesos 110

Tabla 6-3. Evaluación de capacidad de captación 116

Tabla 6-4. Caudal de excesos 117

Tabla 6-5. Propiedades del agua 120

Tabla 6-6. Número de Hazen (Vs/Vo) 122

Tabla 6-7. Diagnostico desarenador existente Q. Mandinga 125

Tabla 6-8. Diagnostico desarenador existente Q. El Tesorito 132

Tabla 6-9. Diámetro de la tubería de aducción 136

Tabla 6-10. Diámetro de la tubería de aducción 146

Tabla 6-11. Tanque de almacenamiento No 2. 155

Tabla 6-12. Resultados de la calidad de agua tratada centro de salud 157

Tabla 6-13. Restaurante escolar 158

Tabla 6-14. Casa vivienda familiar Puentes Vargas 159

Tabla 6-15. Diámetros y materiales de la red de distribución. Fuente propia. 168

Tabla 6-16.Cargue de la demanda del sistema de acueducto. Fuente: Propia 172

Tabla 6-17.Presiones No Cumplen con los parámetros Res 0330 de 2017 Hora de máximo consumo Fuente: Propia 179

Tabla 6-18.Presiones No Cumplen con los parámetros Res 0330 de 2017 Hora de mínimo consumo Fuente: Propia 180

Tabla 6-19.Presión de trabajo de tubería PVC según los catálogos PAVCO, Manual técnico TUBOSA y Manual GERFOR presión Fuente: Propia 183

Tabla 8-1. Ventajas y desventajas alternativa No. 1 190

Tabla 8-2. Tramo para restituir por material en asbesto cemento 191

Tabla 8-3. Evaluación de las líneas de aduccion El Mandingas y El Tesorito con las optimizaciones realizadas por diámetro y material.....192

Tabla 8-4. Tramos de la red que salen desde la tanquilla de reparticion 196

Tabla 8-5.NTC 1500, extracto de la Tabla 3 Instalaciones mínimas de fontanería 202

Tabla 8-6.Aparatos requeridos 203

Tabla 8-7.NTC 1500, Tabla 8 Unidades de consumo por aparatos sanitarios 203

Tabla 8-8. Aparatos para instalar 204

Tabla 8-9. Conteo de unidades de Hunter 205

Tabla 8-10. Dimensiones del pozo de la estación de bombeo 209

Tabla 8-11. Dimensiones de los tanques de almacenamiento y distribución 209

Tabla 8-12. Resumen del redimensionamiento 209

Tabla 8-13. Descripción de los tramos a evaluar 217

Tabla 8-14 . Tabla de Aireacion. Fuente: Propia 224

Tabla 8-15.Datos de entrada mezcla rápida 225

Tabla 8-16. Tabla de materiales para C Hazen y Williams 226

Tabla 8-17.Gradiente descendiente controlado por cada orificio 233

Tabla 8-18. Cálculo de Floculador de Paso Forzado 233

Tabla 8-19. Evaluación del sedimentador. 241

Tabla 8-20. Tabla C.7.1. Norma RAS 2000 – Características de la arena, para filtros rápidos.....245

Tabla 8-21. Caracterización filtros de manto dual 246

Tabla 8-22 .Evaluación de la unidad de filtración existente. Fuente: Propia 254

Tabla 8-23. Diseño hidráulico del tanque de almacenamiento. 261

Tabla 8-24. Costos Alternativa No 3 264

Tabla 8-25 .Factores de decisión. Fuente: Propia. 266

Tabla 8-26.Matriz para valoración de alternativas. Fuente: Propia. 267

Tabla 8-27 Puntuación asignada Parámetro: Factibilidad técnica y complejidad constructiva. 270

Tabla 8-28.Puntuación selección de alternativas. Fuente: Propia. 274
Tabla 8-29.Parámetros a evaluar del sistema de Acueducto 274
Tabla 8-30.Puntuación Consolidada de la Matriz de Alternativas 276
Tabla 8-31. Resumen costos alternativa1, 2 y 3. Fuente: DAG 277
Tabla 10-1. Caudal de excesos 284
Tabla 10-2. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1 286
Tabla 10-3. Evaluación aducción Tramo No 1. Fuente: Propia 289
Tabla 10-4. Propiedades del agua 293
Tabla 10-5. Número de Hazen 294
Tabla 10-6. Diagnostico desarenador existente Q. Mandinga 296
Tabla 10-7. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 2 300
Tabla 10-8. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1 300
Tabla 10-9.Evaluación aducción Tramo No 2 diámetro de 6". Fuente: Propia. 303
Tabla 10-10. Caudal de excesos 307
Tabla 10-11. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1 309
Tabla 10-12. Evaluación aducción Tramo No 1. Fuente: Propia 311
Tabla 10-13. Propiedades del agua 315
Tabla 10-14. Número de Hazen 316
Tabla 10-15. Diagnostico desarenador existente Q. El Tesorito 318
Tabla 10-16. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 2 322
Tabla 10-17. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1 322
Tabla 10-18. Línea de aducción Desarenador El Tesorito a PTAP 323
Tabla 10-19 . Tabla de Aireacion. Fuente: Propia 331
Tabla 10-20.Datos de entrada mezcla rápida 332
Tabla 10-21. Tabla de materiales para C Hazen y Williams 333
Tabla 10-22.Gradiente descendiente controlado por cada orificio 340
Tabla 10-23. Cálculo de Floculador de Paso Forzado 340
Tabla 10-24. Evaluación del sedimentador. 348
Tabla 10-25. Tabla C.7.1. Norma RAS 2000 – Características de la arena, para filtros rápidos 353

Tabla 10-26. Caracterización filtros de manto dual 354
Tabla 10-27 .Evaluación de la unidad de filtración existente. Fuente: Propia 362
Tabla 10-28.Resultados de Coagulante Polihidroxicloruro de Aluminio. Fuente: GESTAL. 371
Tabla 10-29.Resultados de Coagulante Sulfato de Aluminio Tipo A 373
Tabla 10-30.Resultados de Coagulante Polihidroxicloruro de Aluminio. Fuente: GESTAL. 376
Tabla 10-31.Resultados de Coagulante Sulfato de Aluminio Tipo A 378
Tabla 10-32. Características de Bombas y válvulas del sistema de dosificación 384
Tabla 10-33. Dosificación de Químicos realizada en la planta de tratamiento de agua potable.....391
Tabla 10-34.Listado de válvulas para purga de lodos 395
Tabla 10-35. Dosificadores de sustancias químicas 405
Tabla 10-36.Tabla 17 20. Dosificadores de sustancias químicas 405
Tabla 10-37. Diseño hidráulico del tanque de almacenamiento.....408
Tabla 10-38.Parámetros de entrada 410
Tabla 10-39.Perdidas en la conducción proveniente de la PTAP a tanque proyectado 411
Tabla 10-40.Perdidas en la succión de las Bombas 411
Tabla 10-41.Perdidas en la descarga de las bombas 411
Tabla 10-42.Perdidas en la conducción Bombeo PTAP– PTAP.....411
Tabla 10-43. Estimación de la eficiencia de la bomba del sistema de acueducto óptima para la estimación de la potencia requerida del sistema 413
Tabla 10-44.Presión de trabajo tubería en acero SCH 40 con costura 419
Tabla 10-45. Resultados de la línea de impulsión 422
Tabla 10-46. Diseño hidráulico del tanque de almacenamiento.....425
Tabla 10-47.Parámetros para modelación de la red. 431
Tabla 10-48.Coeficiente de pérdidas de Darcy Weisbach para diferentes materiales de tubería 433
Tabla 10-49. Localización de válvulas de corte en el casco urbano del municipio de Salazar de Las Palmas 436
Tabla 10-50.Diámetros y materiales de la red de Acueducto. 441
Tabla 10-51.Longitudes proyectadas de tubería 445
Tabla 10-52 Válvulas proyectadas 446
Tabla 10-53.Cargue de la demanda del sistema de acueducto. 447

Tabla 10-54. Tabla de los valores de los factores de mayoración. 449

Tabla 10-55.Coeficiente de pérdidas de Darcy Weisbach para diferentes materiales de tubería 451

Tabla 10-56.Diámetros y materiales de la red de distribución. 453

Tabla 10-57. Presión de trabajo de tubería PVC según los catálogos PAVCO, Manual técnico TUBOSA y Manual GERFOR presión 459

Tabla 10-58.Diámetros de las válvulas de corte a instalar 462

Tabla 10-59. Localización de los hidrantes en el sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas 464

Tabla 60. Constante de encamado k 482

Tabla 61. Factor de Retraso de deflexión 483

Tabla 62. Husos granulométricos 492

Tabla 63. Husos granulométricos 492

Tabla 64. Husos granulométricos 493

Tabla 10-65 Estaciones Meteorológicas con Influencia en la Zona de Estudio. 496

Tabla 10-66 Estaciones Hidrológicas con Influencia en la Zona de Estudio. 498

Tabla 10-67 Caudales máximos para la cuenca Quebrada Mandingas 498

Tabla 10-68 Caudales máximos para la cuenca Quebrada Tesorito 498

Tabla 10-69 Resultados de caudales mensuales multianuales para el modelo de tanques, Quebrada Mandingas 499

Tabla 10-70 Resultados de caudales mensuales multianuales para el modelo de tanques, Quebrada El Tesorito 499

Tabla 10-71 Caudales Ecológicos y Ambientales 502

Tabla 10-72 Caudal Seguro 502

Tabla 10-73 Estimación de la Evapotranspiración Real. 503

Tabla 10-74 Estimación de caudales mínimos para diferentes períodos de retorno 504

Tabla 10-75 Niveles máximos Quebrada Mandingas 506

Tabla 10-76 Niveles mínimos Quebrada Mandingas 506

Tabla 10-77 Niveles medios mensuales Quebrada Mandingas 506

Tabla 10-78 Niveles máximos Quebrada Tesorito 508

Tabla 10-79 Niveles mínimos Quebrada Tesorito 508

Tabla 10-80 Niveles medios mensuales Quebrada Tesorito 508
Tabla 10-81. Matriz cualitativa de análisis de impactos. Fuente: Propia. 512
Tabla 10-82. Índices de afectación de referencia. Fuente: Propia. 514
Tabla 10-83. Matriz cuantitativa de análisis de impactos. Fuente: Propia. 515
Tabla 11-1. Tarifas 528

ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS

Pg

Fotografía 5-1. Rejilla, captación de fondo Q. Mandinga 92
Fotografía 5-2. Cámara de captación, vertedero de excesos y canal de aducción Q. Mandinga 93
Fotografía 5-3. Cámara de captación y vertedero de excesos Q. Mandinga 93
Fotografía 5-4. Cámara de excesos Q. Mandinga 94
Fotografía 5-5. Desarenador Q. Mandinga 95
Fotografía 5-6. Desarenador Q. Mandinga 96
Fotografía 5-7. Captación Q. El Tesorito 96
Fotografía 5-8. Bocatoma de fondo 97
Fotografía 5-9. Desarenador Q. El Tesorito 97
Fotografía 5-10. Desarenador Q. El Tesorito 98
Fotografía 5-11. Planta de Tratamiento 98
Fotografía 5-12. Tanque de almacenamiento 1 99
Fotografía 6-1. PTAP módulo 1 161
Fotografía 6-2. Caseta y Tanque de almacenamiento módulo 2 162

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los deberes prioritarios de la administración de un municipio es la de obtener y preservar la calidad en la prestación de los servicios públicos a sus habitantes. Por lo tanto, todos los recursos y medios de los que se dispone en el municipio, tales como económicos, humanos, físicos, técnicos, legales, etc.; deben estar orientados prioritariamente al cumplimiento de este fin. En la actualidad, dotar a las comunidades de agua apta para el consumo es una de las tantas tareas que el Gobierno Nacional está adelantando en asocio con las administraciones departamentales y municipales.

Dado lo anterior, y teniendo en cuenta que el casco urbano del municipio de Salazar cuenta en la actualidad con un sistema de acueducto deficiente, que no permite la prestación de un servicio adecuado en términos de cantidad, calidad y continuidad, y que por lo tanto, requiere que se realicen los adecuaciones y ampliaciones que acondicionen el sistema a las condiciones actuales y al crecimiento de la población, de acuerdo a los indicies de crecimiento observados y proyectados. Por lo tanto, se establece la necesidad de ejecutar estudios y diseños para la optimización del sistema de acueducto para el municipio de Salazar – Norte de Santander.

El departamento de Norte de Santander dando cumplimiento al Plan de Desarrollo Departamental 2016-2019 "UN NORTE PRODUCTIVO PARA TODOS", bajo el nombre del presente proyecto" **ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO URBANO DEL MUNICIPIO DE SALAZAR DE LAS PALMAS, NORTE DE SANTANDER"**, llevó a cabo la convocatoria pública al PROCESO DE SELECCIÓN CONCURSO DE MÉRITOS ABIERTO No. CM- SAPSB-0007-2019.

El proyecto se inició el pasado 4 de septiembre de 2019 por medio del **CONTRATO DE CONSULTORÍA No. 0068 DE 2019 CELEBRADO ENTRE EL DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER Y CONSORCIO DISEÑOS SALAZAR 2019**.

En el presente documento se presenta el Diagnóstico de los componentes que integran el sistema del Acueducto Urbano del municipio de Salazar en el Departamento de Norte de Santander.

El diagnóstico integral del Acueducto del municipio de Salazar, se fundamenta en las características sociales y las condiciones de vida de la población, identificando sus carencias, generando de esta forma soluciones efectivas que se encuentran enmarcadas en los estudios y análisis hidráulicos que determinan el estado actual del sistema y sus potenciales necesidades incluyendo modelaciones de las estructuras hidráulicas requeridas para satisfacer los requerimientos hídricos de la población del casco urbano a ser beneficiadas, de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2017 (Resolución MVCT 0330 de 2017) y las normas que lo complementan y modifican.

Las acciones adelantadas por el consultor se describen en los siguientes capítulos:

1. Introducción: Presenta el marco contractual y técnico por el cual se elaboró el informe.

2. Objetivos: Se establecen los objetivos generales del proyecto

3. Información general del área de influencia del proyecto. Se realiza una caracterización específica tanto del municipio como del entorno geográfico, con el fin de contextualizar el desarrollo del Proyecto (fundamentos, toma de decisiones, logro de objetivos).

4. Estudios de población y demanda: Donde se presentan los cálculos para la proyección de la población servida y la demanda de agua según las condiciones y características de esta.

5. Diagnóstico del sistema existente: Se presenta la evaluación de los sistemas de acueducto que existen actualmente en la zona del objeto contractual, para esta manera identificar las capacidades del sistema.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar, como primera etapa de desarrollo del Proyecto, el diagnóstico técnico general del Sistema de Acueducto del casco urbano del municipio de Salazar en el Departamento de Norte de Santander, que permita en consecuencia la formulación y adopción de las soluciones que en conjunto, y ya en una segunda etapa, permitan la formulación de los diseños para acometer su optimización; todo con el fin de contribuir al mejoramiento de la calidad de vida de la población beneficiada, entendiendo la importancia estratégica del agua, en la que se establece que esta es base para la vida, contribuye al mantenimiento y funcionamiento de los ecosistemas, a la salud, al bienestar y a la seguridad alimentaria de las comunidades y al desarrollo económico, social y cultural del país; y que por lo tanto, se debe propender por la conservación, renovabilidad, uso y manejo de los elementos del sistema hídrico en el marco del concepto del desarrollo sostenible

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar y evaluar la información concerniente a la zona de influencia del proyecto optimización del Acueducto del casco urbano del municipio de Salazar en el Departamento de Norte de Santander; determinando las características sociales y culturales de la población.

- Realizar el diagnóstico detallado tanto de las condiciones físicas y técnicas de las infraestructuras existentes del Sistema del Acueducto urbano, a partir de los Estudios preliminares.

- Determinar los parámetros de población y dotación a fin de cuantificar la demanda de agua del proyecto.

3. INFORMACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

El municipio de Salazar de las Palmas forma parte de la Subregión Centro del Departamento Norte de Santander. Está incorporado en el corredor turístico que cubre la Subregión Centro e inmerso dentro de la denominada Zona de Integración Fronteriza, vinculada con la República Bolivariana de Venezuela en los diferentes ámbitos sociales y económicos.

Salazar de las Palmas tiene una superficie aproximada de 493,44 km2; equivalentes al 2,20 % de la superficie referenciada para el Departamento que es de 21.679 km2.

Por la extensión de su superficie, el municipio ocupa el puesto No. 14 en el ranking departamental. Se reseñan con mayor superficie que Salazar, los municipios: El Zulia (537 km2), Cáchira (606 km2), El Tarra (675 km2), La Esperanza (677 km2), Convención (734 km2), Teorama (852 km2), Cúcuta (1.119 km2), Abrego (1.342 km2), El Carmen (16879 km2), Chitagá (1.200 km2), Sardinata (1.431 km2), Toledo (1.492 km2) y Tibú (2.696 km2).

El Perímetro del Municipio es de 124,8 km. distribuidos así: 22,43 km. con Gramalote, 26,70 km. con Villacaro, 38,37 km. con Arboledas, 12,5 km. con Santiago, 8,0 km. con Durania, 16,8 km. con Cáchira.

Salazar de Las Palmas está compuesto por la Cabecera Municipal, tres (3) Centros Suburbanos y cuarenta y nueve veredas (49).

En la Figura 3-2 se presenta la ubicación geográfica del municipio objeto de estudio:

Figura 3-1. Localización General

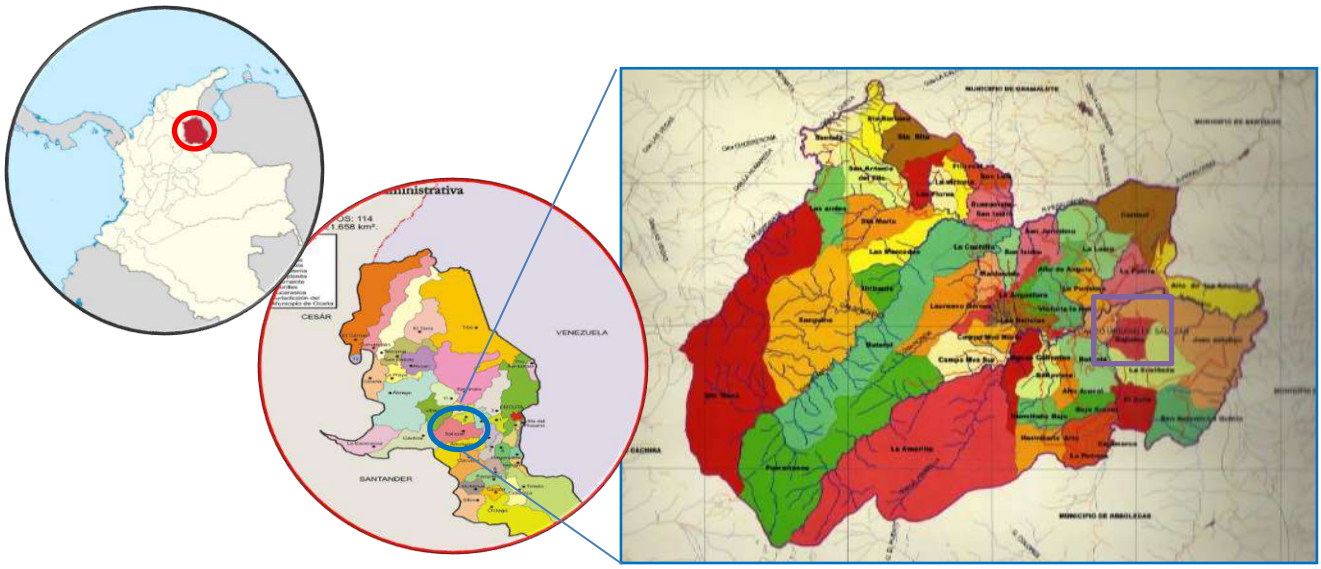


Figura 3-1. Localización zona de estudio

3.1 ASPECTOS FÍSICOS

3.1.1 Historia

8.1.3.1. Municipio de Salazar

Salazar de las Palmas, fue fundada inicialmente el 27 de octubre de 1561 y posteriormente destruida por la cacica Zulia, de la Tribu de los Cineras, luego, en 1563 Diego de Parada fundó un poblado y lo llamó Villa Nirva del Collado que también fue destruida por los indios tres años después.

Finalmente y luego de cruentas batallas entre indígenas y españoles los indigenas Chitareros fueron aniquilados en la zona central del Departamento y generaron las condiciones para su colonización. El Capitán Alonso Rangel logró que le mandaran desde la Real Audiencia la

Célula del 27 de febrero de 1582 para que procediera a la "fundación de una ciudad" la cual se llevó a cabo el 4 de noviembre de 1583 y que lleva por nombre **Salazar de las Palmas.**

Salazar de las Palmas está ubicado a 56 Kilómetros de Cùcuta y su principal atractivo turístico es la devoción a la virgen María a través de la advocación de Nuestra Señora de Belén. Según la historia, al pie del cerro de la Trinidad (Hoy la Belén) habitada en 1671 en una humilde choza, una indiecita perteneciente a la tribu de los Cineras, quien era muy devota gracias a la acción misionera de ese tiempo.

Estando lavando en una quebrada cercana, vio como por el torrente bajaba una manta o pedazo de tela, ella lo recogió y lo puso en un pequeño altar que tenía en su habitación para venerar a la Madre de Jesucristo.

De allí vecinos y curiosos devotos y beneficiarios de innumerables milagros comenzaron su peregrinación al sitio donde se le hizo un altar y luego construir una capilla para permitir el acceso a todos los fieles.

Sus fiestas patronales se celebran el 26 de Enero y el 8 de Septiembre, junto con las fiestas municipales de San Pedro y San Pablo del 28 al 30 de Junio.

3.1.2 Localización Geográfica

El municipio está dividido en (3) Centros Suburbanos y (49) veredas comprendidas así[1]:

ITEM	ÁREA URBANA
1	CABECERA MUNICIPAL DE SALAZAR DE LAS PALMAS

[1] EOT SALAZAR DE LAS PALMAS ver ANEXO Nº1. EOT

ITEM	CENTRO SUBURBANOS
1	LA LAGUNA
2	EL CARMEN DE Nazareth
3	SAN JOSE DE AVILA

ITEM	VEREDAS
1	VICTORIA LA LOMA
2	LA VICTORIA
3	LA POTRERA
4	LA LOMA
5	ALTO ARENAL
6	SAN ISIDRO
7	MALDONADO
8	CAJAMARCA
9	MONTECRISTO
10	FILO REAL
11	CAMPO NUEVO NORTE
12	HERMITAÑO BAJO
13	LA ANGOSTURA
14	LAS FLORES
15	LAS DELICIAS
16	ALTO DE ANGULO
17	LA PURÍSIMA
18	SAN LUIS
19	BAJO ARENAL
20	SANTAFE
21	HERMITAÑO ALTO
22	EL ZULIA
23	SAN ISIDRO
24	SANTA BARBARA
25	SAN JERÓNIMO
26	AGUAS CALIENTES
27	Bellavista
28	LA PATILLA
29	BAJIALES
30	CAMPO NUEVO SUR
31	LA CUCHILLA
32	ALTO DE LOS SANCHEZ
33	QUEBRADA HONDA
34	ALTO DE SAN ANTONIO
35	BATATAL
36	CARRIZAL
37	SAN ANTONIO DEL FILO
38	SANGUINO
39	URIBANTE
40	POMARROSOS
41	LA AMARILLA
42	LA ENSILLADA
43	JUAN ESTEBAN
44	Betania
45	SANTA MARIA
46	LAS MERCEDES
47	SANTA RITA
48	SANTA ROSA
49	LOS ANDES

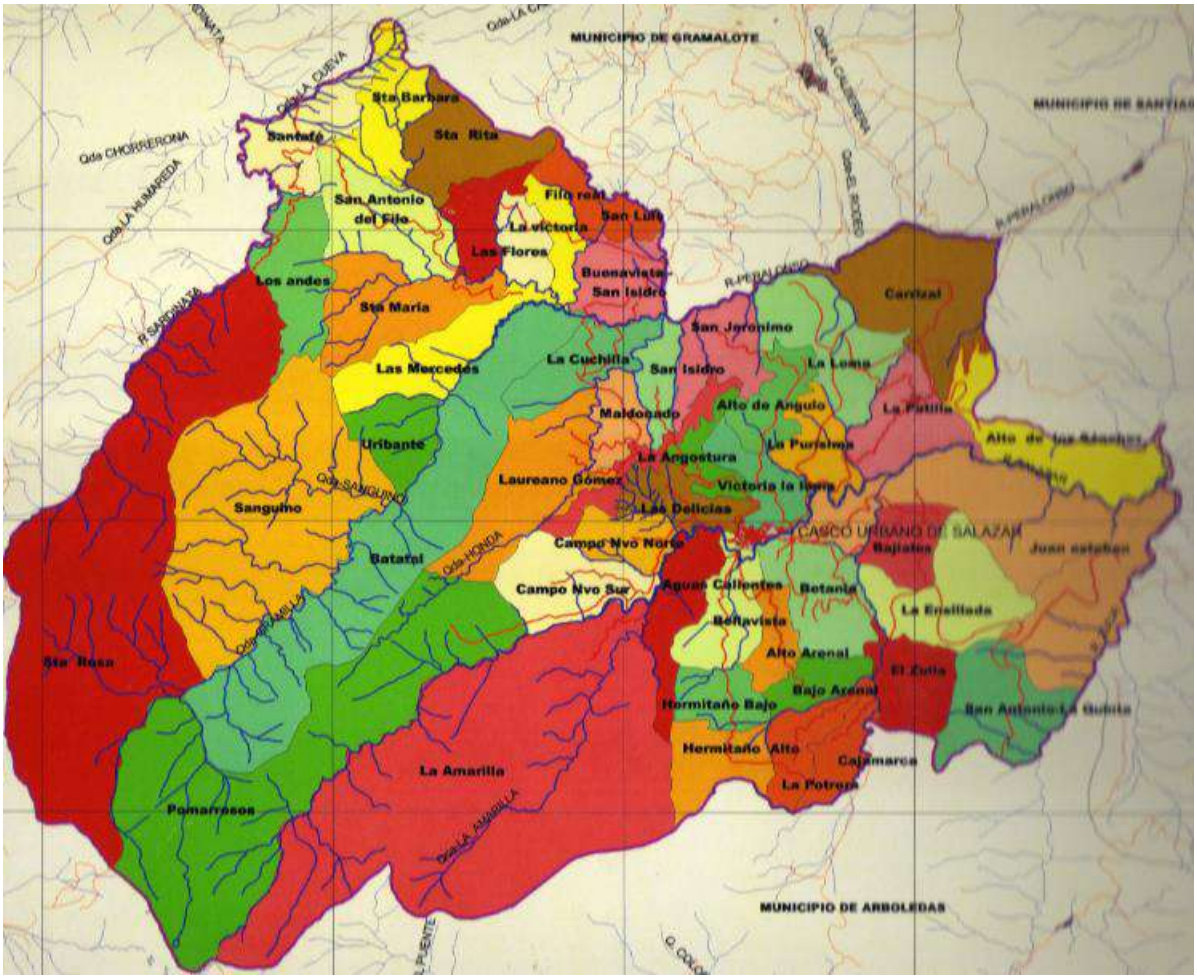


Figura 3-2. Mapa de división política del municipio (EOT 2003).

3.1.3 Límites

Norte con los municipios de Villa Caro y Gramalote

Sur con el municipio de Arboledas

Oriente con los municipios de Durania y Santiago

Occidente con los municipios de Cáchira y Villacaro.

Extensión total: 493.44 Km^2

Extensión área urbana: 2,50 Km[22]

3.2 ASPECTOS FISIOGRÁFICOS

3.2.1 Climatología

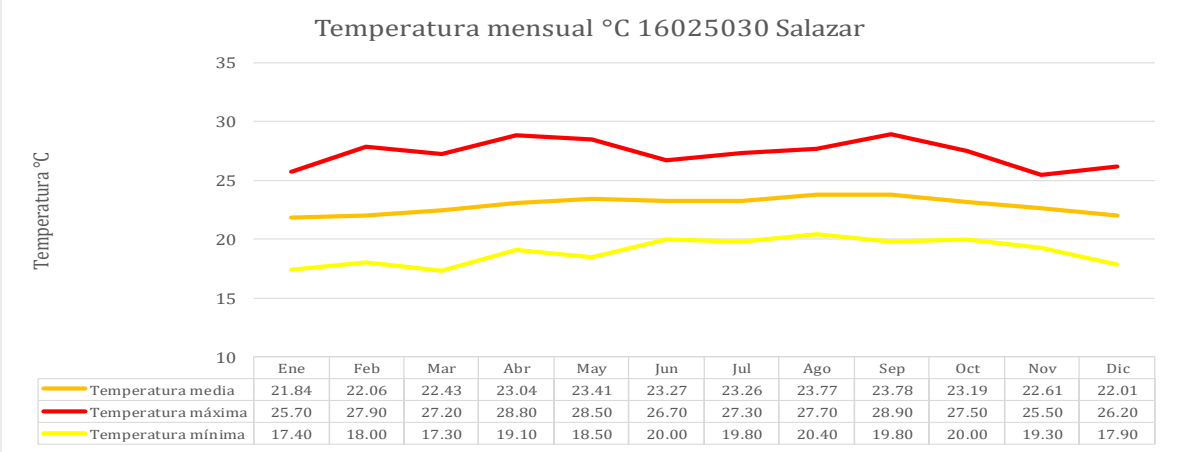
Con base en la información obtenida de las estaciones hidro climatológicas operadas por el IDEAM, y representativas del área de estudio, se caracterizan las variables climatológicas, como la precipitación en la zona de interés.

8.1.3.2. Temperatura

Las estaciones climatológicas más cercanas a la zona de estudio son la estación de Salazar (16025030) y Esc Agr Cachira (23195180). Salazar mantiene temperaturas medias entre 22 y 23°C, aumentando a inicios de junio y terminado en noviembre. Esc Arg Cachira, aumenta de temperatura desde marzo hasta mayo y disminuye de manera gradual durante todo el año. Los resultados obtenidos muestran poca variación en los resultados de temperatura, como cambios fuertes en los picos la temperatura. Para la región se perciben variaciones de ±4°C entre la temperatura media con el máximo, como con el mínimo.

Figura 3-3. Temperatura mensual °C 16025030 Salazar.

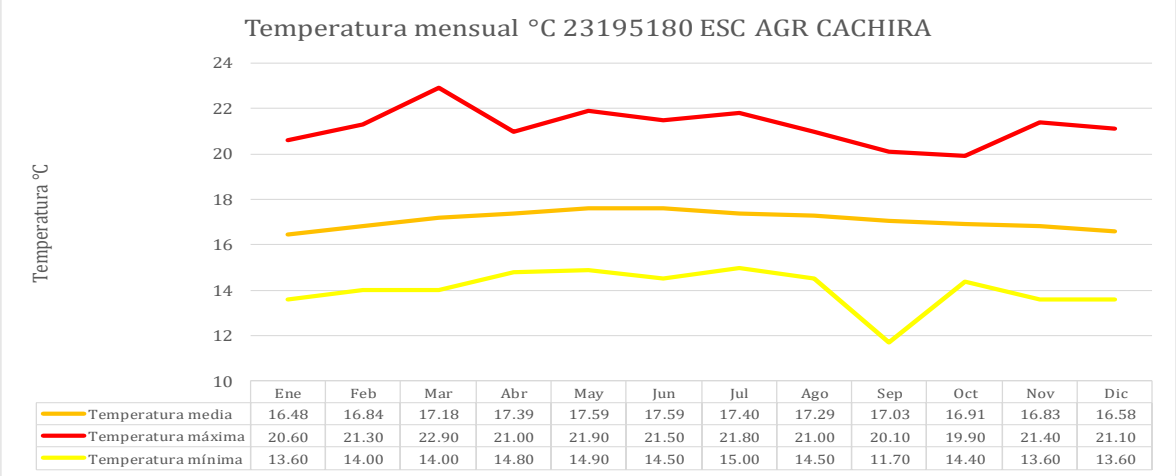
[2] Fuente: Informe Plan Municipal para la Gestión del Riesgo (Salazar de las Palmas- Norte de Santander) Pag 10.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura media	21.84	22.06	22.43	23.04	23.41	23.27	23.26	23.77	23.78	23.19	22.61	22.01
Temperatura máxima	25.70	27.90	27.20	28.80	28.50	26.70	27.30	27.70	28.90	27.50	25.50	26.20
Temperatura mínima	17.40	18.00	17.30	19.10	18.50	20.00	19.80	20.40	19.80	20.00	19.30	17.90

Fuente: Elaboración Propia.[3]

Figura 3-4. Temperatura mensual °C - 23195180 Esc Agr Cachira.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura media	16.48	16.84	17.18	17.39	17.59	17.59	17.40	17.29	17.03	16.91	16.83	16.58
Temperatura máxima	20.60	21.30	22.90	21.00	21.90	21.50	21.80	21.00	20.10	19.90	21.40	21.10
Temperatura mínima	13.60	14.00	14.00	14.80	14.90	14.50	15.00	14.50	11.70	14.40	13.60	13.60

Fuente: Elaboración Propia. [4]

[3] Fuente: ANEXO Nº22. Hidrología/01. Informe

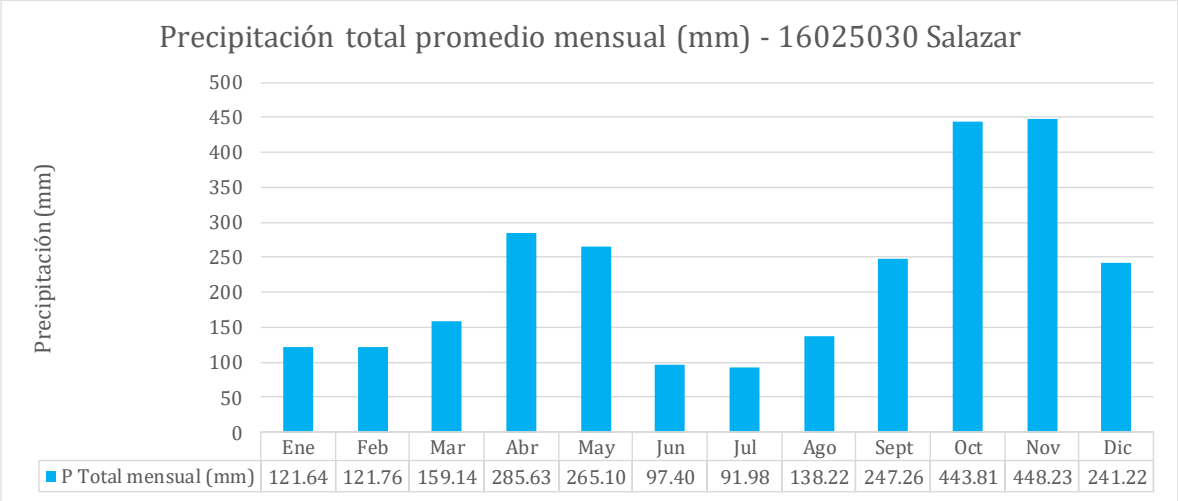
[4] Fuente: ANEXO Nº22. Hidrología/01. Informe

8.1.3.3. Precipitación

El análisis de la precipitación, tanto temporal como espacial, se realizó con los valores totales mensuales medios de la serie histórica de las estaciones climatológicas más representativas de área de estudio. La estación Salazar (16025030), cercana a la cabecera municipal, la estación Donjuana La 2 (1610020), Gramalote (16010010), y Arboledas (16020050).

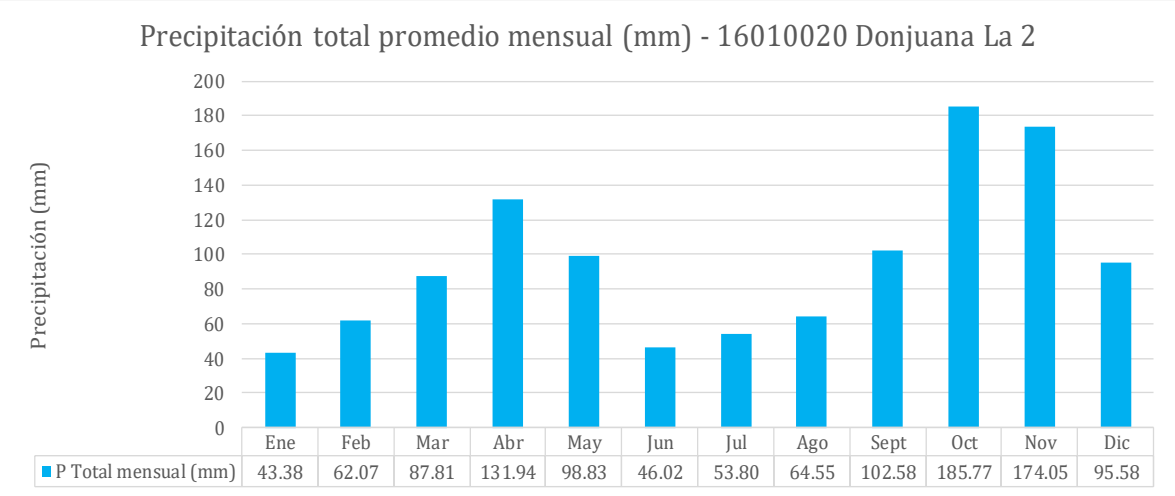
La precipitación está marcada a lo largo del año por el movimiento de la Zona de Confluencia Intertropical (ZCIT) sobre la zona ecuatorial, generando diferentes cambios atmosféricos, produciendo tormentas convectivas, lluvias copiosas y nubes. En la Figura 3-5 hasta Figura 3-8, se observa el régimen de precipitaciones para la zona de estudio y las estaciones seleccionadas:

Figura 3-5. Régimen de precipitaciones 16025030 Salazar



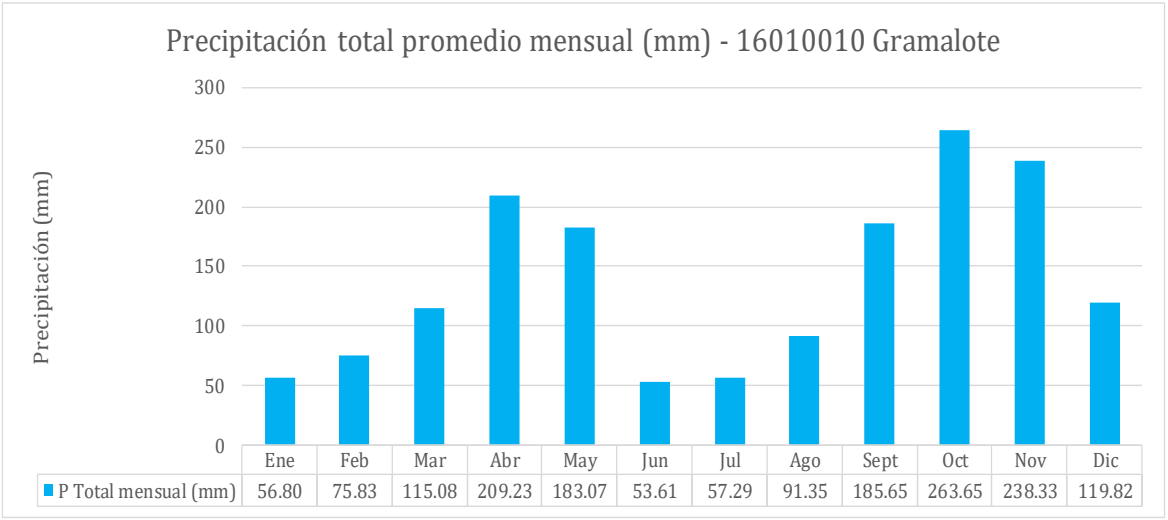
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3-6. Régimen de precipitaciones Estación 16010020 Donjuana La 2



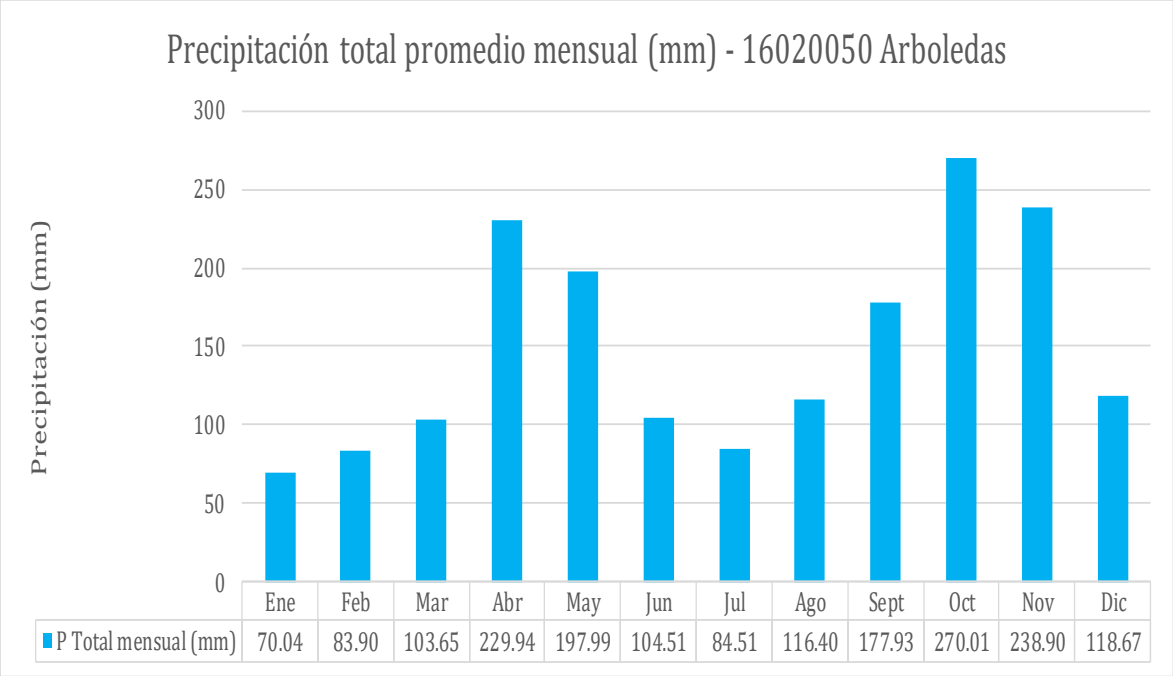
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3-7 Régimen de precipitaciones Estación 16010010 Gramalote



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3-8 Régimen de precipitaciones Estación 16020050 Arboledas



Fuente: Elaboración Propia.

Para las cuatro estaciones se observa la presencia de un comportamiento con dos temporadas invernales, correspondiente a los meses de abril y mayo como septiembre y noviembre, lo cual es consecuente con el inicio del periodo de lluvias para Colombia en general, con los periodos: húmedo (invierno) y seco (verano), la segunda temporada invernal, es más fuerte con mayores precipitaciones y una temporada invernal más larga. Por otro lado, la estación 16025030 Salazar, cercana a la zona de estudio tiene mayor valor en milímetros de precipitación, no se observa un aumento en el número de días con lluvia respecto al resto de la región, con un aumento en la intensidad de precipitación. Respecto a las estaciones restantes, la intensidad de precipitación no presenta aumentos, ni variaciones marcadas con respecto a la anterior.

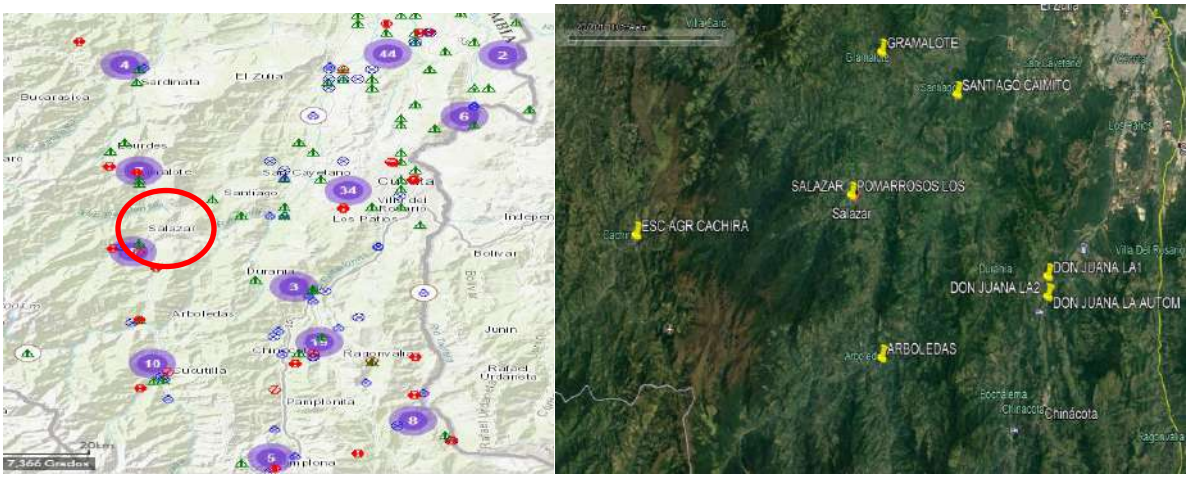


Figura 3-2. Localización de las estaciones y el casco urbano del municipio de Salazar

3.2.2 Geología

El municipio de Salazar, se encuentra por rocas cristalinas de la cordillera oriental de relieve escarpado, altas pendientes, valles profundos y topografía abrupta, donde se encuentran las mayores alturas en los Paramos de los Bueyes, Pringador, Castro y Ramirez (3800m.s.n.m).

- Ortoneis (peo)

Como Ortoneis fue definido por Ward, et al. (1973) un cuerpo metamórfico de origen ígneo, con estructura néisica, aspecto masivo y composición félsica a intermedia. Royero & Clavijo (2001) proponen el nombre de Ortoneis de Berlín por encontrarse la sección tipo en los alrededores de Berlín, donde tiene su mayor extensión y está mejor expuesto (carretera Bucaramanga-Pamplona).

En el carreteable Salazar de las Palmas - Alto Angulo, se observa una roca metamórfica de color gris claro, holocristalina, fanerítica inequigranular de cristales gruesos, estructura néisica, se reconocen feldespatos, cuarzos y minerales máficos. Petrográficamente (Figura 3-9) se clasifica como un ortoneis cuarzo feldespático, de textura lepidoblástica compuesta

por Feldespato potásico (34.1%), plagioclasas (2.4%), biotita (21.9%), cuarzo (41.4%) además, de minerales opacos, caolín y sericita, estos últimos como producto de alteración de los feldespatos.

Las paragénesis metamórficas plagioclasas-cuarzo, plagioclasas-feldespato potásico y cuarzo-biotita, indican unas condiciones de metamorfismo de bajo a medio grado desde la facies esquisto verde hasta la parte superior de la facies anfibolita.



Figura 3-9. Sección delgada de ortoneis cuarzo-feldespático con textura lepidoblástica.

Fuente: Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS (2011)

Los contactos de la unidad generalmente son fallados, en otros puntos se indica contactos intrusivos con la Formación Silgara.

La edad de esta unidad según Ward, et al., (1973) puede abarcar desde el Proterozoico superior al Paleozoico inferior. Sin embargo, hay datos radiométricos que han arrojado edades mínimas; por ejemplo, la datación Rb/Sr en roca total de un ortoneis en el Río Caraba

(Norte de Santander) dio una edad de 450 ± 80 m.a., y la datación K/Ar en una metadiorita al occidente de Ocaña que determinó una edad de 413 ± 30 m.a (Goldsmith, et al., 1971).

- Formación Girón (Jg)

Nombre dado por Hettner (1892) para designar un conjunto grueso de areniscas, conglomerados y limolitas color marrón rojizo que afloran en los alrededores de los municipios de Girón y Zapatoca, Santander. Posteriormente Langenheim (1954) definió la sección tipo en el Río Lebrija y la dividió en tres miembros: uno inferior arenoso (750 m), uno intermedio lodoso (1.250 m) y otro superior arenoso (1.500 m) para un espesor total de 3.500 m. Otros autores también realizaron estudios de la Formación Girón, como Julivert (1958) y Navas (1963). Sin embargo, el estudio que presenta mayor detalle es el de Cediel (1968), quien en la sección tipo del Río Lebrija, describió ocho conjuntos litológicos (A-H), denominando la unidad Grupo Girón, siendo los conjuntos A-G correspondientes a la Formación Girón y el conjunto H a la Formación Los Santos, midiendo un total de 4.650 m en su sección tipo. Clavijo, et al. (1993) (en Royero & Clavijo, 2001) propuso el término de Formación Angostura del Río Lebrija, para reemplazar el de Formación Girón del Jurásico superior que corresponde a la unidad inferior del Grupo Girón de Cediel (1968).

La Formación Girón aflora en la parte occidental de la planchas 98 sector del Páramo de Cáchira, también al este de la Falla de Gramalote la cual la pone en contacto con rocas cretácicas y paleógenas de la cuenca del Catatumbo. En el área de estudio la Formación Girón está compuesta de areniscas cuarzosas de grano fino a medio, micáceas, de color rojo a violeta, con intercalaciones de limolitas rojas, bastante fracturadas.

En el tramo de la vía secundaria que comunica El Diamante con Chinácota, la Formación Girón, está constituida por areniscas micáceas de color rojo y lodolitas grises micáceas intercaladas con areniscas de color gris en capas medias. Por la vía Cúcuta – Pamplona, se observan capas medias de arcillolitas, limolitas y conglomerados polimícticos, matriz

soportados, con armazón compuesto por grava de regular selección y de forma angular (Figura 12). Las gravas son de cuarzo, feldespato y líticos y la matriz es de arena de grano medio cuarzosa.



Figura 3-10. Vereda Barrientos (sur del municipio de Salazar) formación Girón.

Fuente: Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS (2011)

- Depósitos cuaternarios (Qal, Qc, Qt)

En el área de estudio se observan depósitos sedimentarios recientes que cubren discordantemente a las rocas cretácicas principalmente. Dentro de estos depósitos se pueden diferenciar: los coluviales y derrubios asociados a fallas los cuales fueron agrupados como una sola unidad (Qc), estos son producto de la erosión presentando una morfología ondulada contrastando con las áreas montañosas (Figura 3-11) y se componen por sedimentos tamaño bloque a arcilla de diferente composición, los depósitos aluviales (Qal) a lo largo de los valles de los ríos y quebradas, siendo los más evidentes los de la Quebrada Zulia compuestos por bloques, gravas y arenas y los depósitos de terraza (Qt) de gran extensión sobre los que se encuentra el Municipio de Chinacota y corresponden a bloques de sedimentos heterogéneos.

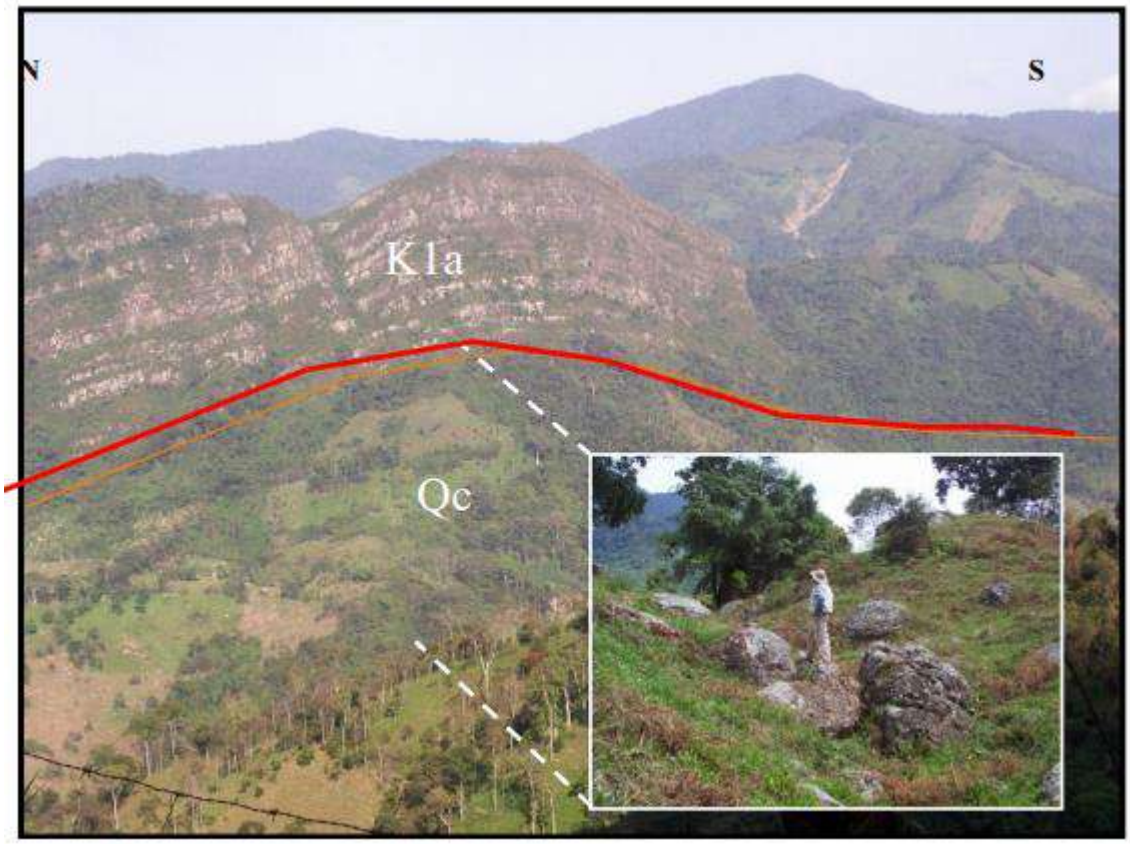


Figura 3-11. Vía Salazar-Arboleda

Fuente: Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS (2011)

3.2.3 Tipos de Suelos

Suelo Urbano.

Está constituido por las áreas del territorio municipal destinadas a usos urbanos por el Esquema de Ordenamiento Territorial, que cuente con la infraestructura vial y redes primarias de energía eléctrica, acueducto y alcantarillado, posibilitándose su urbanización y edificación, según sea el caso. Podrán pertenecer a esa categoría aquellas zonas con procesos de urbanización incompletos, comprendidas en áreas consolidadas con edificación, que se definan como áreas de mejoramiento integral en el presente acuerdo.

Forma parte del suelo urbano los terrenos e inmuebles que se encuentren localizados dentro del perímetro de servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado del casco urbano de Salazar de las Palmas.

El perímetro urbano del Municipio de Salazar de las Palmas quedará delimitado y circunscribiendo un área aproximadamente de 64 Has. así:

Iniciando por el costado sur más allá del río Salazar hasta el Hotel Juana Naranja y la Belencita con una distancia aproximada de 1.680 Metros; por el costado oriental se traza entre la quebrada El Molino, El Hospital de Nuestra Señora de Belén, Urbanización Las Palmas con una distancia aproximada de 1.1.90 metros y por el costado norte la línea se traza Barrio Cinco de julio, Barrio Nuevo, pasando por la Carretera a Montecristo en una línea aproximada de 1.360 metros y por el costado occidente se continúa trazando aproximadamente a una distancia de 830 metros por el costado de Barrio Nuevo, Barrio El Páramo para cerrar con el Barrio La Belencita.

Se debe controlar el crecimiento del sector urbano de expansiones atomizadas sin oferta de servicios, ni oferta ambiental suficiente y sostenible, al igual que proteger las zonas de interés ecológico, el río Salazar y sus afluentes de vertimientos no tratados.

Suelo Rural.

Se establece como suelo rural los terrenos no aptos para el uso urbano por razones de oportunidad o por su destinación a usos agrícolas, ganaderos, forestales y de explotación de recursos naturales. Comprende el territorio existente entre la zona de expansión urbana y los límites municipales.

Esta categoría corresponde al resto del territorio municipal que no afecte el perímetro urbano ni el área de expansión urbana e incluye todos los elementos físicos, bióticos y socio-económicos dando un uso al suelo agrícola, suburbano, de servicios sociales y de infraestructura y de conservación y de protección ambiental que garanticen su equilibrio y sostenibilidad.

Suelo Suburbano

Está constituido por las áreas ubicadas dentro del suelo rural, en las que se mezclan los usos del suelo y las formas de vida del campo y la ciudad, diferentes a las clasificadas como áreas de expansión urbana, que pueden ser objeto de desarrollo de restricciones de uso, de intensidad, de densidad, garantizando el autoabastecimiento de los servicios públicos domiciliarios, de conformidad con lo establecido en las leyes 99 de 1993 y 142 de 1994. Forman parte de esta categoría los suelos correspondientes a los corredores urbanos interregionales.

No se podrá realizar actividades y usos urbanos en estas áreas, sin que previamente se surta el proceso de incorporación al suelo urbano, para lo cual deberán contar con la infraestructura

de espacio público, vial y redes de energía, acueducto y alcantarillado requeridas para este tipo de suelo. En esta clasificación del uso del suelo se encuentra los suelos suburbanos de El Carmen de Nazareth, La Laguna y San José del Ávila.

Los perímetros establecidos de cada uno de los suelos suburbanos están definidos y enmarcados por la línea envolvente identificada en el mapa de Usos propuestos de cada uno de los suelos suburbanos.

Suelo de Protección.

Está constituido por las zonas y áreas de terrenos localizados dentro de cualquiera de las anteriores clases, que por sus características geográficas paisajísticas o ambientales, que por formar parte de las áreas de utilidad pública para las infraestructuras de provisión de servicios públicos domiciliarios o de las redes de amenazas y riesgos no mitigables para la localización de asentamientos humanos, tienen la posibilidad de urbanizarse o de utilizarse en actividades productivas agropecuarias, forestales y otras.

El Municipio de Salazar de las Palmas ha adoptado las áreas de protección ambiental definida en los determinantes ambientales emanados para la formulación de los diversos Esquemas de Ordenamiento Territorial expedidos por el Ministerio del Medio Ambiente y CORPONOR, los cuales son apropiados a las condiciones del Municipio, con lo que estableció las siguientes áreas.

Entre los cuales se encuentran las reservas forestales de Cordero, Tesorito, Espardillera y Nogal, la Quemeroma y Quebrada la Honda.

LAS ÁREAS DE RESERVA Y LA PROTECCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES [5]

Entre las Áreas de Reserva para la conservación y protección del medio ambiente y los recursos naturales, se delimitarán las siguientes áreas en el Municipio de Salazar de las Palmas:

- Cordero. Área para la reserva forestal ubicado sobre la microcuenca Cordero, fuente de agua para el suministro del Centro Poblado de la Laguna y las Veredas Alto de los Sánchez, Carrizal y la Patilla. Ubicada en el centro suburbano de Alto de Angulo con un área de 35 Has.
- Tesorito. Reserva forestal sobre la microcuenca Tesorito, en las veredas Campo Nuevo Norte y Montecristo, conocida con el nombre de Tesorito con una extensión de 20 Has.
- Espardillera y Nogal. Área para reserva forestal ubicada en las veredas las Flores y Santa María del sector El Carmen de Nazareth, sobre la microcuenca la Espardillera y el Nogal, conocida con el nombre de Espardillera y Nogal, fuentes de agua para el acueducto del Centro Suburbano del carmen de Nazareth, con una extensión de 420 Has.
- La Quemeroma. Zona para reserva forestal, se ubica en las veredas Bellavista, Hermitaño Alto, Hermitaño Bajo del sector del Zulia, para protección de la microcuenca la Quemeroma, fuente de abastecimiento de agua para el minidistrito de riego de Betania, con un área de 163 Has.
- Quebrada Honda. Área para reserva forestal de la microcuenca Quebrada Honda, se ubica en la vereda Pomarrosos, sobre la cuchilla de Santa Cruz, considerada potencial

[5] EOT Salazar de las Palmas (Ver ANEXO Nº1. EOT)

hídrico para el abastecimiento de agua a los acueductos de las veredas las Delicias, Montecristo, Maldonado y Alto de Angulo, con una extensión de 1600 Has.

Las Áreas De Protección Absoluta que están representadas en el municipio por las zonas de páramo y subpáramo en las veredas de Santa Rosa, Sanguino, Pomarrosos y La Amarilla en los límites con el municipio de Cáchira, y en limites con Villacaro en la vereda Santa Fé, con un total de 1797 Has. Las zonas de páramo y subpáramo que conforman áreas de especial significado ambiental por la fragilidad de sus componentes bióticos y función ecosistémica, favoreciendo la generación de corrientes y de descargas hidrobiológicas; de igual manera, el Subpáramo como zona amortiguadora del páramo, expresa su fertilidad y riqueza en la materia orgánica y cinturones de condensación de la humedad atmosférica generando la formación típica de bosque de niebla. En Salazar de las Palmas se ha arrasado con gran parte de estos ecosistemas por lo tanto se deben proteger y recuperar para lograr los servicios ambientales asociados a estas áreas.

Las Áreas prioritarias para adquisición que en la actualidad se centran en la zona de influencia de la Quebrada Mandingas la cual surte el acueducto de la cabecera municipal y las microcuencas que surten las cabeceras de los suelos suburbanos como El Carmen de Nazareth, San José del Ávila y La Laguna

Las Áreas Periféricas a nacimientos y rondas de cauce que se localizan en las partes altas del Municipio, al igual que las franjas de suelo ubicadas paralelamente a los cauces de quebradas y ríos o en la periferia de los nacimientos y su ancho se establecen en 30 metros a partir de la cota de marea altas de los cauces y a 100 metros de la periferia de las áreas de nacimiento. Las zonas de nacimientos en la zona de cordillera conforman áreas de interés público por su función de ecosistema respecto a la oferta de recursos hídricos esenciales para el abastecimiento de agua del casco urbano o zonas rurales. Una de las potencialidades de mayor importancia es la riqueza hídrica del Municipio, donde nacen los principales afluentes de las cuencas de los Ríos Peralonso, Sardinata y el Zulia. También parte del proyecto de la

Represa del Cinera quedará en territorio del Municipio de Salazar de las Palmas, en la confluencia de los ríos Salazar y el Zulia, sobre la cota 400.

3.3 ASPECTO HÍDRICO

Todo lo referente al aspecto hídrico del municipio de Salazar se encuentra estipulado en ESTUDIO DE HIDROLOGIA, contenido en su totalidad en el Anexo No. 22.

3.4 ASPECTOS SOCIECONÓMICOS

3.4.1 Población Actual

Para estimar la población a beneficiar del proyecto se toma en cuenta la información suministrada por las siguientes entidades:

- DANE
- Censo realizado por el consorcio Diseños Salazar 2019

Debido a que el municipio de Salazar de las Palmas se encuentra cerca a la zona de frontera y a la crisis económica de Venezuela se evidencia el aumento de la población actual debido a la migración venezolana incrementando el caudal de demanda requerido por el sistema de acueducto. Por lo cual es necesario realizar un censo para estimar la población actual a beneficiar del proyecto en el casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

- Población estimada para el municipio de Salazar de las Palmas (DANE-2018) de 3845 habitantes[6]
- Censo realizado por el consorcio Diseños Salazar 2019 de 5927 habitantes.

[6] Fuente: ANEXO N°7- DANE (CNPV-2018-Poblacion-Ajustada-por-Cobertura)

De acuerdo con los datos obtenidos por medio del censo de usuarios realizado por la consultoría, se tiene que el municipio de Salazar cuenta con una población de **5.927 habitantes** dentro del casco urbano.

3.4.2 Necesidades Básicas Insatisfechas - NIB

Por medio del censo realizado por la consultoría se detectó que el 10% de la población no cuenta con el servicio de alcantarillado, 8% no cuenta con sistema de acueducto, el 99,9% no cuenta con suministro de gas natural.

Tabla 3-1. Necesidades básicas insatisfechas – NIB

Total (No de habitantes)	Resumen 1372	Porcentaje 100%
No Residencial	148	11%
Residencial	1224	89%
Comercial	94	7%
Sin Alcantarillado	133	10%
Con Alcantarillado	1239	90%
Sin Acueducto	112	8%
Con Acueducto	1260	92%
Con Gas	2	0,1%
Sin Gas	1370	99,9%
Sin Energía	32	2%
Con Energía	1340	98%

3.4.3 Módulo de Personas por Hogar

Para el módulo de hogares del municipio de Salazar donde se desarrollará el proyecto, la base fue la consultada en el Censo del 2005 realizado por el DANE, lográndose evidenciar que la configuración demográfica del municipio en el sector urbano.

Estratificación socioeconómica La Tabla 3-2 muestra la estratificación socioeconómica para el municipio de Salazar de las Palmas, siendo predominante la población que reside en

viviendas de estrato uno y dos, alcanzando porcentajes del 62,18% y 32,66% respectivamente. Los estratos cinco y seis son inexistentes en el municipio.

Tabla 3-2.Estratificaciòn socioeconómica municipio de Salazar de las Palmas

Estrato	Total	Porcentaje
0	94	4,22
1	1386	62,18
2	728	32,66
3	20	0,90
4	1	0,04
5	0	0
6	0	0
Total	**2229**	**100%**

Estratificación estimada a partir del censo realizado por el consorcio Diseños Salazar 2019:

Tabla 3-3. Estratificación estimada a partir del censo realizado por el consorcio Diseños Salazar 2019

ESTRATO	***No de habitantes***	***Viviendas desocupadas***	***No de personas promedio por Hogar***	***No de habitantes estimado a partir del número de hogares con base en el censo año 2005***	***Total***
E1	1872	10	4	40	1912
E2	3036	4	4	16	3052
E3	939	6	4	24	963
Total	5847			80	5927

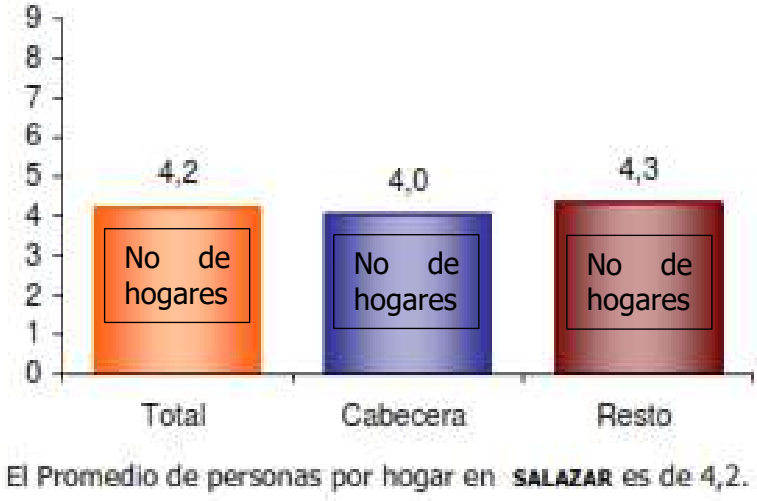


Figura 3-12. Módulo de hogares CENSO 2005

Fuente: Censo del DANE año 2005.

3.4.4 Comercio e industria

8.1.3.4. Explotación Minera[7]

La minería en la zona se aprovecha desde el punto de vista socio-económico y ocupa el primer lugar en la generación de empleo. Es un renglón de subsistencia y se ubica en las veredas Betania, Cajamarca, Potrera, Bajo Arenal Y Hermitaño Alto. En la vereda Betania, en Puente Real sobre la vía a Arboledas, a una distancia de 2.5 Km. Se encuentra el sector minero Betania 1 y a una distancia de 2.5 Km. del Casco Urbano está el sector minero Betania 2, compuesto por las minas La Tigra y La Andrea. En la vereda Cajamarca a una distancia de 9 Km. de la cabecera municipal se encuentra la mina denominada Las Marías; luego,

[7] PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2016-2019 "SALAZAR INCLUYENTE Y EMPRENDEDOR" Ver ANEXO N°2- PDM

encontramos 6 minas distribuidas en las veredas la vereda La Potrera, Bajo arenal; Ermitaño Alto. En límite con el Municipio de Arboledas se encuentra un total de tres (3) minas.

En total, en el Municipio existen quince (15) minas y Veinte tres (23) bocaminas con su respectivo título minero. En el área se ubican asentamientos en forma dispersa, se calculan 90 familias; cuyos ingresos familiares están representados en un 40% por explotación minera, 40% agrícola y un 20% en ganadería.

Las minas existentes en el Municipio de Salazar de las Palmas manejan un promedio de 6 a 60 empleos directos por mina.

8.1.3.5. Pequeña y media industria

En el sector industrial del municipio de Salazar de las Palmas se reduce básicamente a pequeños talleres de ornamentación, ebanistería y confecciones, fábrica de dulces, fábricas de agua, fábrica de lácteos, tostadoras de café y artesanías en guadua y barro, actividades todas que generan un mínimo de empleos, los cuales se encuentran de manera dispersa por el área del municipio.

En el sector comercio se identifican actividades de papelerías, tiendas de víveres, almacenes textiles y misceláneas, ferreterías, droguerías, charcuterías, fuentes de soda, expendios de carne y almacenes veterinarios.

Por su parte en el sector servicios predominan las actividades de obras civiles, actividades financieras (banco y corresponsales), empresas de transporte, empresas de servicios básicos (energía, agua, alcantarillado y aseo), funerarias, hotelería, servicios de telefonía móvil, servicio de televisión, servicio de internet, consultorios odontológicos y médicos, servicios de restaurantes, talleres de autopartes y reparación, actividades judiciales, servicios de asistencia técnica agropecuaria, servicios de salud y educación, servicios de mensajería.

8.1.3.6. Turismo

Salazar de las Palmas, municipio turístico para el departamento Norte de Santander, debido a la devoción de la Virgen María en la advocación de Nuestra Señora de Belén, cuyas fiestas patronales se celebran el 26 de enero y el 8 de septiembre, donde asisten centenares de personas.

También, El Municipio tiene un alto índice de turismo en la semana santa, debido a la organización de las diferentes actividades religiosas de la parroquia San Pablo.

El municipio de Salazar de las Palmas posee un hermoso paisaje y recurso hídrico; además cuenta con los hoteles Central, Juana Naranja, las cabañas de COMFANORTE, Mi casita, Hotel la Campiña, Brisas del río, villa Niño, La Casona, la Posada de Juan y Luis, Villa sarita y numerosas viviendas de los lugareños que son habilitadas como hostales.

Otros de los atractivos turísticos son las ferias y fiestas Sanjuaneras. En las ferias de Salazar además de los bailes populares, las carreras de caballos, las corridas de toros y las cabalgatas, se celebra el reinado departamental del café donde alrededor de 12 municipios participan por el cetro y la corona y la ganadora representa al departamento en el reinado nacional que se celebra en Calarcá – Quindío.

Las festividades decembrinas en el Municipio han venido en crecimiento debido a la organización de carrozas, comparsas y veladas navideñas realizadas durante la novena de aguinaldo por los diferentes barrios del municipio. El 31 de diciembre se realiza el concurso del año viejo organizado por las diferentes familias residentes en el municipio y de turistas de diferentes lugares del país.

Como atractivo para visitar, La Belencita, El Templo Parroquial San Pablo, El Santuario Nuestra Señora de Belén, balnearios como El pozo Juana Naranja y El Pomarroso, las

cascadas El Mandingas, la quebrada de Aguas Calientes e innumerables paisajes que hacen de este pueblo un pedazo de cielo en la tierra.

Otros sitios de interés histórico son: El Parque Cinera, La Plaza de Toros, El Centro Recreacional de COMFANORTE, La Casa Natal de los Músicos Víctor M. Guerrero y Luis Uribe Bueno.

En la actualidad el municipio de Salazar de las palmas no cuenta con registros ni datos estadísticos de la población turística del municipio, ni de la población flotante durante los fines de semana.[8]

Se identificaron los siguientes problemas:

- Poca capacidad hotelera del municipio.
- Carencia de sitios turísticos donde el turista contribuya con su aporte económico a la ciudad.
- Escasos servicios gastronómicos.
- Ausencia de paquetes turísticos

3.4.5 Agricultura

En el municipio de Salazar, actualmente el sector agrícola se basa principalmente en la siembra de cultivos permanentes, siendo el café el cultivo más predominante con 1689.68 hectáreas sembradas, asociado en la mayoría de los casos con banano y plátano,

[8] PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2016-2019 “SALAZAR INCLUYENTE Y EMPRENDEDOR” Ver ANEXO N°2- PDM

adicionalmente encontramos caña panelera, mora, tomate de árbol, cítricos, arracacha, maíz y frijol.

El sector agropecuario es fuente principal de la economía del municipio generando la mayor parte de los ingresos y mayor cantidad de empleo del municipio de Salazar de las Palmas. [9]

3.4.6 Ganadería

La ganadería en el municipio de Salazar de las Palmas, se maneja de forma tradicional, y su sistema de producción es semi-extensivo en un área aproximada de 19.780 hectáreas. Predominan los pastos mejorados como bracharia de cumbes con el 70% del área en pastos, y 28% de pastos naturales como guinea. Existe una pequeña área con pasto de corte y cultivos forrajeros (2%) para la suplementación de la alimentación.

Según la evaluación agropecuaria 2015, existen 474 predios dedicados a de producción de ganado bovino, con un promedio de 11451 cabezas para el año 2015.

El 80% de la explotación bovina, correspondiente a 374 fincas están destinadas al doble propósito, y el 20% a la producción de carne aunque no es muy desarrollada, gran parte de la producción está destinada a suplir la demanda del municipio.

En cuanto a la producción de carne, el promedio de sacrificio semanal es de 15 animales, para un total de 60 semovientes al mes y 720 al año. Toda la carne que sale de la planta de sacrificio tiene como destino los expendios de carne del casco urbano. [10]

[9] PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2016-2019 “SALAZAR INCLUYENTE Y EMPRENDEDOR” Ver ANEXO N°2- PDM

[10] PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2016-2019 “SALAZAR INCLUYENTE Y EMPRENDEDOR” Ver ANEXO N°2- PDM

3.5 SERVICIOS PÚBLICOS

3.5.1 Energía Eléctrica

Según Centrales Eléctricas del Norte de Santander S.A. E.S.P. empresa prestadora del servicio Eléctrico del Municipio Salazar de las Palmas existen 1481 Usuarios en el área Urbana, para una cobertura del 100%, y en el sector rural existen 971 usuarios para una cobertura del 74.5%, debiendo anotar que no todos los habitantes de las diferentes veredas cuentan con el servicio.[11]

La cobertura del alumbrado público del Municipio en el sector urbano es 87% de cobertura y en el sector rural es de un 17% de cobertura, en cuanto al estado de las redes eléctricas en el casco urbano se evidenció que las redes de baja y media tensión y postes se encuentran en buen estado, la red abierta con calibre y postería se encuentra en estado aceptable, sin embargo, en el Centro poblado de La Laguna se evidencia que las redes de baja y media tensión no tienen la capacidad suficiente para la cantidad de usuarios conectados a la red, también se requiere mantenimiento en la posteria del sector rural ya que es de madera.

La continuidad del servicio de energía eléctrica cuenta con dos indicadores: SAIFI (System Average Interruption Frecuency Index) a corte de marzo de 2016 indica que un usuario deja de recibir el servicio de energía 10.47 veces en un año. SAIDI (System Average Interruption Duration Index) a corte de marzo de 2016 indica que un usuario promedio deja de recibir el servicio de energía 33.4 horas en un año.

Para el año 2019 se presenta que el 98% cuentan con energía eléctrica con un total de usuarios de 1.340 en el casco urbano.

[11] PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2016-2019 “SALAZAR INCLUYENTE Y EMPRENDEDOR” Ver ANEXO N°2- PDM

3.5.2 Acueducto

Según la oficina del SISBEN del municipio Salazar de las Palmas para el año 2015 existen 1109 viviendas en el área urbana y de acuerdo con la oficina de Servicios Públicos se tiene una cobertura del 83.3% correspondiente a 924 viviendas a las cuales se les suministra agua potable del acueducto que se abastece de las quebradas El Mandinga y El Tesorito, al 16.7% de las viviendas restantes se les suministra agua no tratada de la quebrada La Angostura.

El área rural dispersa se compone de 49 veredas, las cuales se surten de acueductos individuales, veredales y regionales. Los centros poblados El Carmen de Nazaret, San José del Ávila y La Laguna cuentan con una infraestructura para el sistema de acueducto, que suministra el agua no tratada al 100% de los habitantes.

Según informes de resultados de agua, los análisis fisicoquímicos y microbiológicos realizados por el Instituto Departamental de salud en la red de distribución del acueducto en el año 2015, indican que el agua es apta para el consumo humano con un valor promedio de IRCA del 0%.

Para el 2019 el acueducto urbano del municipio de Salazar cubre al 92% de la población.

3.5.3 Alcantarillado

El sistema de recolección de aguas residuales en el casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas consiste en una red de alcantarillado con tuberías de gres, en algunos tramos se ha hecho la reposición a tubería de PVC, también existe un alcantarillado convencional en canales abiertos en tierra y en canales subterráneos obsoletos, por lo cual su funcionamiento es inadecuado, además debido a que están en límites con las viviendas y otros debajo de ellas, generan riesgos sanitarios y estructurales. La cobertura del alcantarillado es del 100%. El vertimiento de las aguas residuales del casco urbano se realiza directamente al Río Salazar sin tratamiento alguno.

Para el año 2019 se presta en el municipio una cobertura del 90%.

El municipio de Salazar de las Palmas cuenta con PSMV de Resolución 0282 del 2008, Por el cual se aprueba el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos PSMV, correspondiente al Municipio de Salazar de las Palmas. Departamento Norte de Santander[12]

3.5.4 Aseo

El servicio de recolección de residuos sólidos tiene una cobertura en el casco urbano de 100% con una frecuencia de recolección dos veces por semana, este servicio se presta con un vehículo tipo volqueta. El aprovechamiento de los residuos sólidos en el área urbana, en los centros poblados y área rural dispersa es bajo.

El Municipio no cuenta con un lugar indicado para disposición final de los residuos demolición y construcción.

3.5.5 Educación

El Municipio de Salazar de las Palmas en la actualidad para la prestación del servicio educativo en los niveles de educación primaria, secundaria y media, cuenta con dos (2) instituciones Educativas que operan en el área urbana y una en el centro poblado del Carmen de Nazareth y dos (2) Centros Educativos Rurales.

[12] Ver ANEXO N°13- PSMV

Tabla 3-4.Indicadores de línea base 2015 en el municipio Salazar de las Palmas sector[13]

INDICADOR	VALOR
Tasa Neta de Educación preescolar	53.37%
Tasa neta de Educación básica primaria	90.74%
Tasa neta de Educación media	37.03%
Tasa neta de Educación básica secundaria	83.12%
Tasa bruta de cobertura en transición	79.21%
Tasa bruta de cobertura en educación básica primaria	120.37%
Tasa bruta de cobertura en educación básica secundaria	115.18%
Tasa bruta de cobertura en educación Media	76.57
Tasa de deserción en primaria	1,05%
Tasa de deserción en secundaria	1%
Tasa de deserción en educación Media	1%
Tasa de repetición en primaria	0%
Tasa de repetición en secundaria	1%
Tasa de repetición en media	1%
Puntaje promedio en las pruebas SABER MATEMATICAS (2014)	48.03
Tasa de analfabetismo mayores 15 años (2005)	17.6%
Número de niños y niñas con discapacidad atendidos en el sistema educativo	4
Número de estudiantes beneficiados con transporte	209
Número de rutas de transporte escolar	7

Según la secretaria de Educación Departamental el municipio tiene una cobertura de educación del 107.14% y se estima que 8.80% de la población escolarizada se encuentra en

[13] PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2016-2019 “SALAZAR INCLUYENTE Y EMPRENDEDOR” Ver ANEXO N°2- PDM

condición de extra edad como consecuencia de factores como el inicio tardío de la educación escolar, repitencia y deserción de la población.

Tabla 3-5.Tasa de Cobertura Bruta 2015

GRADOS	POBLACION	MATRICULA	COBERTURA
GRADO CERO	178	141	79.21%
PRIMARIA	864	1040	120.37%
SECUNDARIA	705	812	115.18%
MEDIA	397	304	76.57%
TOTAL	2144	2297	107.14%

El municipio de Salazar de las Palmas ha garantizado los servicios de transporte escolar, restaurante escolar buscando la cobertura total de educación en el municipio.

Tabla 3-6.Evolución de la matricula por Zonas

Sector	2011	2012	2013	2014	2015
Urbana	1.214	1.142	1.060	1.183	1.150
Rural	1.459	1.379	1.298	1.114	1.070
Total	2.673	2.521	2.358	2.297	2.220

Infraestructura Educativa Actualmente se cuenta con 4 sedes educativas en la zona urbana, donde funcionan los Institutos técnico agrícola y Nuestra Señora de Belén; mientras que en la zona rural se tiene un total de 49 sedes educativas, de las cuales solo 38 se encuentran en funcionamiento debido a la deserción escolar.

Tabla 3-7.Evolución de Sedes por Zona

Evolución de Sedes por Zona					
Zona	***2011***	***2012***	***2013***	***2014***	***2015***
Urbana	4	4	4	4	4
Rural	43	41	39	38	38
Total	***47***	***45***	***43***	***42***	***42***

Educación Superior

Actualmente en el Municipio de Salazar de las Palmas se encuentra operando la Universidad Francisco de Paula Santander con la siguiente cobertura:

Tabla 3-8.Cobertura Educación Superior

CARRERA	SEMESTRE	POBLACION ATENDIDA
Administración Comercial y Financiera	9	7
Tecnología en Obras civiles	7	20
Tecnología en administración Comercial y Financiera	7	10
Tecnología en Obras Civiles	4	17
Total		54

Después de hacer la concertación con la comunidad se detectaron los siguientes problemas:

- ✓ Deserción de estudiantes de las sedes educativas rurales
- ✓ Alta tasa de repitencia en educación primaria de zona rural
- ✓ Bajo nivel de desempeño en las pruebas saber en zona urbana y rural.
- ✓ Deficiente infraestructura para la prestación de servicios educativos, de acuerdo con la modalidad de la institución, en las sedes de área rural y urbana.
- ✓ Deficiente prestación de servicios de restaurante escolares para atender niñas, niños, adolescentes y jóvenes en edad escolar de 6-18 años en la zona rural y urbana.

3.6 IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE ESCENARIOS DE RIESGO

ASIGNACIÓN DE USOS Y ACTIVIDADES PERMISIBLES. Debido a los criterios señalados se sugieren las asignaciones de usos y actividades permisibles a través de la siguiente zonificación ambiental - territorial. Véase el mapa de zonificación ambiental - territorial. PARÁGRAFO. Prohíbase en la totalidad del territorio municipal las actividades de

comercialización, tala, quema, caza y pesca de las especies de flora y fauna identificadas en el diagnóstico como Amenazadas.

ÁREAS DE ESPECIAL SIGNIFICANCIA AMBIENTAL. Son unidades ambientales - territoriales que se caracterizan por ser ecológicamente significativas y por la singularidad de un recurso natural o por el conjunto de ellos. También por presentar una elevada fragilidad de elementos componentes de la base de sustentación ecológica que los coloca en la condición de ser altamente sensibles. Se incluye en esta categoría los siguientes usos.

Humedales y cuerpos de agua. Como se identifican en el mapa y para efectos de su funcionalidad y como objeto de protección ambiental municipal, éstos cuerpos de agua se incorporarán a las ARRH a continuación descritas, además se establecieron como ecosistemas estratégicos en el respectivo mapa.

En ellos solo se permitirá como uso principal la recreación, ecoturismo, conservación y preservación de recursos conexos como fauna, flora y biodiversidad en general, investigación controlada y contemplación. De igual forma se establece a su alrededor una franja de protección de 100 m a la redonda como lo establece la normatividad vigente.

Quedan prohibidos usos diferentes a principal y aquellos que atenten contra éste.

Áreas de reserva de recursos hídrico (ARRH). Se establecen para el municipio de Salazar de las Palmas en esta categoría las áreas de humedales y cuerpos de agua anteriormente descritas, las áreas estratégicas adquiridas por el municipio en convenio con CORPONOR, las áreas prioritarias por adquirir en la medida que sean priorizadas según lo establezca el municipio y con especial énfasis en las cabeceras de las fuentes abastecedoras de los acueductos municipales y de los centros poblados. De igual manera se incluyen en esta categoría aquellas áreas limítrofes con municipios vecinos como el caso de Gramalote en que la cabecera de la Quebrada La Pajuila.

- **Uso Principal:** Conservación de suelos y restauración de la vegetación adecuada para la protección de estos.
- **Usos Compatibles:** Recreación pasiva o contemplativa. Usos Condicionados: Captación de aguas, construcciones de infraestructura de apoyo para actividades de recreación, puentes y obras de adecuación, desagüe de instalaciones de acuicultura y extracción de material de arrastre, incorporación de vertimientos siempre y cuando se halla realizado un tratamiento previo y las cuales no afecten el cuerpo de agua ni se realice sobre los nacimientos.
- **Usos Prohibidos:** Usos agropecuarios, industriales, urbanos y suburbanos, loteo y construcción de viviendas, minerías, depósito de residuos sólidos, tala y rocería de la vegetación.

Áreas de bosque protector (BP). Son aquellas áreas boscosas que ameritan ser protegidas y conservadas por su diversidad biológica y porque a nivel de cobertura vegetal sean caracterizadas como bosque natural o con muy bajo grado de intervención. Se incluye en esta categoría también un área limítrofe al norte de municipio la cual colinda con Gramalote y Villacaro y en donde como ecosistema compartido se encuentra un bosque de niebla que por sus características ambientales debe conservarse protegido y a su vez conservar el efecto protector sobre el suelo, la biodiversidad y las fuentes hídricas.

- ✓ **Uso Principal:** Conservación forestal y recursos conexo.
- ✓ **Usos Compatibles:** Recreación contemplativa, rehabilitación ecológica e investigación y establecimiento de plantaciones forestales protectoras, en áreas desprovistas de vegetación nativa.
- ✓ **Usos Condicionados:** Construcción de vivienda del propietario e infraestructura básica para el establecimiento de usos compatibles, aprovechamiento persistente de productos forestales secundarios para cuya obtención no se requiera contar los árboles, arbustos o plantas en general.

- ✓ **Usos prohibidos:** Agropecuarios industriales, urbanos institucionales, minería, loteo para fines de construcción de vivienda y otras que causen deterioro ambiental como la quema y tala de vegetación nativa y la caza.

Áreas forestales protectoras – productoras (BPP). Se definen como las zonas que deben ser conservadas permanentemente con bosques naturales o artificiales para proteger los Recursos Naturales Renovables y que, además, puede ser objeto de actividades de producción sujeta necesariamente al mantenimiento del efecto protector. En esta categoría se encuentra el Bosque Andino Intervenido.

- ✓ **Uso Principal:** Conservación de suelos, de la vegetación y hábitats de fauna silvestre, reserva de biodiversidad y mantenimiento de suelos.
- ✓ **Usos Compatibles:** Recreación contemplativa, rehabilitación e investigación controlada.
- ✓ **Usos Condicionados:** Aprovechamiento forestal, recreación - ecoturismo y captación de aguas.
- ✓ **Usos Prohibidos:** Agropecuaria, recreación masiva, parcelaciones para construcción de vivienda, minería y extracción de materiales de construcción.

Zonas de protección Absoluta – Zonas de Páramo y Subpáramo (PA)

Son ecosistemas que por sus condiciones ambientales drásticas presentan un tipo de selección abiótico atípica, cuyas condiciones ambientales generan ecosistemas frágiles con una gran biodiversidad y fácilmente vulnerable por disturbios antrópicos.

Uso Principal: Conservación y protección de los Recursos Naturales Renovables.

Usos Compatibles: Ecoturismo o recreación pasiva – contemplativa, investigación controlada y educación.

Usos Condicionados: Agropecuarios tradicionales, construcción de infraestructura básica para usos compatibles, extracción persistente de productos secundarios del bosque, minería, urbanos y suburbanos.

Usos Prohibidos: Agropecuario intensivo y/ mecanizado, tala o corte de especies forestales y todo aquel que genere deterioro a la cobertura vegetal o procesos de erosivos.

Áreas contaminadas (ACO)

Son áreas que poseen degradación en las características físicas, químicas o biológicas del recurso agua, aire y suelo, que pueden afectar las condiciones de vida de la población, las actividades económicas, la alteración de los ecosistemas, ocasionadas por la generación de vertimientos sólidos y líquidos.

Para el municipio se especifican los sitios de disposición de residuos sólidos del casco urbano en la vía que comunica hacia Arboledas y del centro poblado de El Carmen de N. por la vía que comunica a Gramalote.

En cuanto a áreas de vertimientos líquidos se encuentran localizadas en el mapa de Zonificación un punto para cada centro poblado y dos puntos sobre el río Salazar para la cabecera municipal.

- ✓ **Uso Principal:** recuperación de fuente hídricas, suelos, aire y paisajes
- ✓ **Usos Compatibles:** Investigación, infraestructura de servicios básicos y para el desarrollo del uso principal.
- ✓ **Usos Condicionados:** Institucionales, vías, usos forestales, industriales, agrícolas y zonas verdes.
- ✓ **Usos Prohibidos:** Todos aquellos que generen deterioro del ecosistema afectado o riesgo para los asentamientos humanos y sus actividades conexas.

AREAS DE RIESGOS NATURALES.

Son áreas en que las condiciones físico naturales derivadas del material parental, pendientes, procesos geomorfológico, lluvias, dinámica hídrica, fallamientos tectónicos activos, planicies

inundables y remoción en masa, en otros, facilitan la ocurrencia de acciones naturales de riesgos potenciales.

Para el caso de Salazar de las Palmas, se encuentra un área de deslizamiento activo en la veredas Los Pomarrosos, y en la zona de la vereda de Bajo Arenal, principalmente. Son áreas susceptibles a procesos denudativos relacionados con el desplazamiento o transposición mas o menos rápida y localizada de volúmenes variables de partículas y agregados del suelo, de mantos de meteorización, incluyendo material de suelo, detritos, bloques y masas rocosas cuesta abajo, por incidencia de las fuerzas de desplazamiento y con participación variable del agua del suelo, topografía y otros agentes, los cuales pueden llegar a ser reptaciones, flujos en estado plástico o liquido, deslizamientos, desprendimiento y desplomes.

- ✓ **Uso Principal:** Control de fenómenos morfo-dinámicos , recuperación, adecuación y estabilización de suelos, vegetación y restauración de condiciones físico-naturales en las áreas degradadas y sus recursos naturales.
- ✓ **Usos Compatibles:** Investigación, otros que tengan como finalidad la restauración morfológica, la rehabilitación, el control de procesos erosivos y la infraestructura para el desarrollo del uso principal.
- ✓ **Usos Condicionados:** Silvicultura a menos que sea parte de la solución al fenómeno morfodinámico, silvoagrícola, agroforestales e infraestructura para el desarrollo de los usos compatibles, construcción y desarrollo de proyectos viales.
- ✓ **Usos Prohibidos:** Agropecuario intensivo y/o mecanizado, urbano y suburbano, tala o corte de especies forestales y todo aquel que no se relacione con la rehabilitación.

4. ESTUDIOS DE POBLACIÓN Y DEMANDA

La estimación de la población es uno de los aspectos para la definición de las dotaciones mínimas para la población atendida, se establece que esa población debe corresponder a la proyectada al final del periodo de diseño, llamado también horizonte de planeamiento del proyecto.

El alcance de este capítulo es el de presentar el procedimiento seguido para la estimación de la población, el cálculo de la dotación bruta y la demanda de agua, con el propósito de evaluar la capacidad real de los componentes en particular o del sistema en general a lo largo del período de diseño establecido. En el capítulo se presentan las proyecciones de población para la zona urbana del municipio de Salazar, departamento de Norte de Santander, específicamente las poblaciones de las zonas rurales carentes del servicio de agua para consumo, las cuales se efectúan siguiendo los lineamientos dados por la Resolución 0330 de 2017 (RAS 2017) MVCT. Para el cálculo de las proyecciones se tienen en cuenta la información de estudios previos y la recopilada en campo suministrada directamente por el prestador del servicio de acueducto y las autoridades municipales.

4.1 ESTUDIOS DE POBLACIÓN

El Artículo 8 – Actividad Preliminar; numeral 2 – Determinación de la Población afectada de la Resolución 0330 de 2017; establece que se debe incluir la determinación de la población directa o indirectamente afectada, así como la determinación de la población objetivo beneficiada con la ejecución del Proyecto, calculada dentro del periodo de diseño del mismo. En virtud de la ausencia del establecimiento de un marco metodológico para los efectos de estimación y proyecciones de Población, se adopta por parte de la Consultoría la metodología expuesta en el aparte B.2.2 del Reglamento RAS 2000; tomando como parámetros de partida los datos suministrados por la administración municipal y de los prestadores de servicio públicos y toda la información recopilada por esta Consultoría.

Por otra parte, se ha hecho énfasis en la necesidad de procurar que los sistemas de acueducto municipales se proyectan bajo las condiciones de crecimiento demográfico, ajustándose en los promedios de las tasas del crecimiento departamental, con el propósito de evitar dimensionamientos excesivos o en su defecto posibles subestimaciones.

Dichos aspectos metodológicas fueron adoptados por la consultoría para realizar los estudios de estimación y proyección de población para el proyecto, de tal manera que no solo se consideran los resultados de los métodos tradicionales de proyección poblacional, sino que también, se tratará ser consecuente con adecuar las estimaciones poblacionales hacia los valores de los promedios del departamento de Norte de Santander, resultando plasmado en un informe consolidado y armonizado con estos dos (2)principios básicos definidos claramente.

4.1.1 Población actual

La población inicial del proyecto de 5927 habitantes se establece con base en la información suministrada por las juntas administradoras y de acción comunal que operan el sistema de acueducto existente, dentro del cual se indica que hay **5.453 habitantes** que cuentan con el servicio de acueducto, el restante no poseen ese servicio, los cuales según el boletín del DANE tienen que para el municipio de Salazar cuenta con una densidad poblacional de 4.2 para el área de cabecera como se muestra en la Figura 3-12.

Tabla 4-1. Suscriptores acueductos

Total	Censo	Sin censar	Resumen	Porcentaje
	1352	20	1372	100%
No Residencial	148		148	11%
Residencial	1204	20	1224	89%
Comercial	94		94	7%

Al revisar los porcentajes de la tabla anterior se puede notar que existe un 4% sobrante el cual se manifiesta como el porcentaje de usuarios sin identificar por medio del censo realizado por la consultoría.

4.1.2 Información Censal

Se recolectaron y analizaron los datos demográficos de la zona rural del Municipio de Salazar del Departamento de Norte de Santander, en especial, los censos y proyecciones de población realizadas por el DANE.

8.1.3.7. Censos Municipio de Salazar

La información histórica de los registros censales y demográficos del Municipio de Salazar, fue obtenida a partir de los datos suministrados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas de Colombia (DANE), el cual posee en forma depurada los valores de población urbana, rural y total del municipio. Los censos de los años 1951, 1964, 1973, 1985 ,2005 y 2018 se encuentran en formato pdf a través de la biblioteca virtual del DANE (biblioteca.dane.gov.co); y el censo del año 1993 se encuentra en medio magnético formato Microsoft Excel. Los valores obtenidos para los censos, fueron los siguientes:

Tabla 4-2. Censo 2005 DANE municipio de Salazar

CENSOS DANE			
AÑO	**TOTAL**	**CABECERA**	**RESTO**
2018	**8768**	**3752**	**5016**
2005	9,451	3,600	5,851
1993	10661	3133	7,528
1985	10921	3052	7869
1973	12123	3173	8950
1964	13027	3020	10007
1951	11361	2439	8922

Con el fin de analizar la aplicabilidad de estos datos, se realiza un análisis preliminar para calcular la tasa de crecimiento utilizando el método geométrico, obteniendo:

Tabla 4-3. Tasa de crecimiento Censo DANE Municipio de Salazar

CENSOS DANE 1964 - 2005 MUNICIPIO				TASA DE CRECIMIENTO	
Año	**Total**	**Cabecera**	**Resto**	**Cabecera**	**Resto**
1951	11361	2439	8922		
1964	13027	3020	10007	1.66%	0.89%
1973	12123	3173	8950	0.55%	-1.23%
1985	10921	3052	7869	-0.32%	-1.07%
1993	10661	3133	7528	0.33%	-0.55%
2005	9451	3600	5851	1.16%	-2.08%
2018	8768	3752	5016	0.32%	-1.18%
		PROMEDIO		0.62%	-0.87%

A continuación, se presenta la metodología utilizada para estimar las tasas de crecimiento:

$$tasa\ de\ crecimiento\ cabecera\ año\ (1964-1951) = \left(\left(\frac{3020}{2439}\right)^{\frac{1}{1964-1951}}\right) - 1 = 0.0166$$

$$= 1.66\%$$

$$tasa\ de\ crecimiento\ Resto\ año\ (1964-1951) = \left(\left(\frac{8922}{10007}\right)^{\frac{1}{1964-1951}}\right) - 1 = 0.0089$$

$$= 0.89\%$$

$$Promedio\ Cabecera = \left(\frac{1.66\% + 0.55\% - 0.32\% + 0.33\% + 1.16\% + 0.32\%}{5}\right) = 0.62\%$$

$$Promedio\ Resto = \left(\frac{0.89\% - 1.23\% - 1.07\% - 0.55\% - 2.08\% - 1.18\%}{5}\right) = -0.87\%$$

Los censos del DANE indican que la tasa de crecimiento para la zona rural ha venido decreciendo en los últimos años, mientras que la zona urbana ha presentado una tasa de crecimiento de 0.62%. Estas tasas tan bajas y decrecientes tanto para la zona urbana como rural se pueden deber principalmente al desplazamiento de la población por falta de oportunidades laborales y de educación superior en el Municipio y en la región.

Por otra parte, también se recolectaron las proyecciones de población del Municipio, realizadas por el DANE a partir del censo 2005 para el periodo 2005 – 2020, nuevamente, con el fin de analizar la aplicabilidad de estos datos, se realiza un pre análisis para calcular la tasa de crecimiento utilizando el método geométrico, con lo cual la tasa de crecimiento año a año de la población urbana y rural de los municipios será:

Tabla 4-4. Proyecciones población DANE 2005-2020

PROYECCIÓN DANE 2005 - 2020 MUNICIPIO				TASA DE CRECIMIENTO	
Año	Total	Cabecera	Resto	Cabecera	Resto
2005	9,451	3,600	5,851		
2006	9,365	3,614	5,751	0.39%	-1.71%
2007	9,311	3,637	5,674	0.64%	-1.34%
2008	9,259	3,658	5,601	0.58%	-1.29%
2009	9,214	3,679	5,535	0.57%	-1.18%
2010	9,162	3,693	5,469	0.38%	-1.19%
2011	9,125	3,711	5,414	0.49%	-1.01%
2012	9,082	3,723	5,359	0.32%	-1.02%
2013	9,046	3,736	5,310	0.35%	-0.91%
2014	9,005	3,743	5,262	0.19%	-0.90%
2015	8,964	3,747	5,217	0.11%	-0.86%
2016	8,942	3,757	5,185	0.27%	-0.61%
2017	8,900	3,756	5,144	-0.03%	-0.79%
2018	8,768	3,752	5,016	-0.11%	-2.49%
2019	8,834	3,752	5,082	0.00%	1.32%
2020	8,806	3,749	5,057	-0.08%	-0.49%
		PROMEDIO		0.27%	-0.96%

Fuente: DANE

Para la proyección de los datos de población el DANE utilizó el Método de Relación de Cohortes como método demográfico, el cual toma en cuenta la estructura de la población y algunos cambios de las variables demográficas (en particular la fecundidad) asegurando la coherencia entre las sumas de las áreas intermedias y menores de un área grande y las proyecciones ya conocidas de ella[14].

14 DANE. Metodología Proyecciones de Población y Estudios Demográficos PPED. Bogotá. 2009.

Las proyecciones de población de la zona rural realizadas por el DANE indican que la tasa de crecimiento para la zona urbana es de 0,27%, mientras que la zona rural es de -0.96% para el municipio de Salazar. Nuevamente, se destaca que estas tasas tan bajas tanto para la zona urbana como rural se pueden estar presentando por el desplazamiento forzado o desplazamiento en busca de mejores condiciones laborales, educativas y de salud.

8.1.3.8. Departamento de Norte de Santander

También se consideraron las proyecciones de población del Departamento de Norte de Santander, realizadas por el DANE para el periodo 2005 – 2020:

Tabla 4-5. Proyección de la población 2005-2020 y tasa de crecimiento Departamental de Norte de Santander

PROYECCIÓN DANE 2005 - 2020 DEPARTAMENTO					TASA DE CRECIMIENTO			
Año	Total	Cabecera	Resto	TOTAL	Cabecera	Resto	Cabecera	Resto
2005	1,243,975	948,411	295,564					
2006	1,254,405	959,957	294,448	0.84%	1.22%	-0.38%		
2007	1,265,006	971,460	293,546	0.85%	1.20%	-0.31%		
2008	1,275,781	982,989	292,792	0.85%	1.19%	-0.26%	1.19%	-0.26%
2009	1,286,728	994,521	292,207	0.86%	1.17%	-0.20%		
2010	1,297,842	1,006,108	291,734	0.86%	1.17%	-0.16%		
2011	1,309,217	1,017,842	291,375	0.88%	1.17%	-0.12%		
2012	1,320,724	1,029,550	291,174	0.88%	1.15%	-0.07%		
2013	1,332,335	1,041,258	291,077	0.88%	1.14%	-0.03%	1.14%	-0.04%
2014	1,344,015	1,052,957	291,058	0.88%	1.12%	-0.01%		
2015	1,355,723	1,064,612	291,111	0.87%	1.11%	0.02%		
2016	1,367,716	1,076,392	291,324	0.88%	1.11%	0.07%		
2017	1,379,621	1,088,064	291,557	0.87%	1.08%	0.08%		
2018	1,391,366	1,099,486	291,880	0.85%	1.05%	0.11%	1.04%	0.10%
2019	1,402,867	1,110,630	292,237	0.83%	1.01%	0.12%		
2020	1,414,032	1,121,401	292,631	0.80%	0.97%	0.13%		
		PROMEDIO		0.86%	1.12%	-0.07%		

Con base a lo anterior, se puede identificar que el departamento de Norte de Santander para una población proyectada al año 2020 presenta una tasa de crecimiento promedio en el sector urbano de 1.12% y una tasa de crecimiento negativa en el sector rural de -0.07%.

Con base a los análisis realizados anteriormente, se pueden realizar las siguientes conclusiones:

1. Los censos realizados por el DANE entre los años 1964 a 2005, dan como resultado una tasa de crecimiento promedio para la zona urbana del municipio del orden de 0.62%, por lo cual no es posible adoptar estos datos.

2. Dado que los censos y proyecciones realizadas adoptadas por el DANE muestran un acenso en la información. Se tendrá en cuenta los datos obtenidos en la siguiente tabla:

Tabla 4-6. Tasa de crecimiento según el método establecido

PENDIENTE ARITMETICA SELECCIONADA		
Periodo Intercensal	**Sector Poblacional**	
	Cabecera	**Resto**
Pendiente Aritmética	18.724	N/A

TASE DE CRECIMIENTO SELECCIONADA		
Periodo Intercensal	**Sector Poblacional**	
	Cabecera	**Resto**
Tasa de Crecimiento	1.00%	N/A

TASE DE CRECIMIENTO SELECCIONADA		
Periodo Intercensal	**Sector Poblacional**	
	Cabecera	**Resto**
Tasa de Crecimiento	0.61%	N/A

Los valores de la Tabla 4-6 se tomaron de la siguiente forma:

Tabla 4-7. Pendiente aritmética información

PENDIENTE ARITMETICA		
Periodo Intercensal	**Sector Poblacional**	
	Cabecera	**Resto**
1938-1951	0.000	N/A
1951-1964	44.692	N/A
1964-1973	17.000	N/A
1973-1985	-10.083	N/A
1985-1993	10.125	N/A

PENDIENTE ARITMETICA		
Periodo Intercensal	Sector Poblacional	
	Cabecera	Resto
1993-2005	38.917	N/A
2005-2018	11.692	N/A
2018-2019	2175.000	N/A
Promedio	18.724	N/A

Tabla 4-8. Tasa de crecimiento Geométrico

TASA GEOMETRICA		
Periodo Intercensal	Sector Poblacional	
	Cabecera	Resto
1938-1951	0.00%	N/A
1951-1964	1.66%	N/A
1964-1973	0.55%	N/A
1973-1985	-0.32%	N/A
1985-1993	0.33%	N/A
1993-2005	1.16%	N/A
2005-2018	0.32%	N/A
2018-2019	57.97%	N/A
Promedio	**0.6%**	N/A

Tabla 4-9. Tasa de crecimiento Exponencial

TASA EXPONENCIAL		
Periodo Intercensal	Sector Poblacional	
	Cabecera	Resto
2018-2019	45.72%	N/A
2005-2018	0.32%	N/A
1993-2005	1.16%	N/A
1985-1993	0.33%	N/A
1973-1985	-0.32%	N/A
1964-1973	0.55%	N/A
1951-1964	1.64%	N/A
1938-1951	0.00%	N/A
Promedio	**0.6%**	N/A

Finalmente, con base en la información suministrada anteriormente, y con el fin de calcular la tasa de crecimiento para la zona de estudio, se concluye que se tendrá en cuenta una tasa de crecimiento adoptada del 1% para el método de proyección **GEOMÉTRICO** en un horizonte de 25 años. Se debe resaltar que se utilizó este dato, no solo basados en el porcentaje de crecimiento el cual es de **1%**, ya que la población ha venido presentando un descenso en los últimos años, sino con el fin de no sobrestimar la población.

4.1.3 Proyección de Población

Para calcular la proyección de la población, se utilizarán los métodos aritmético, geométrico y exponencial, de acuerdo con lo recomendado en el manual de buenas prácticas de ingeniería Titulo B

Tabla 4-10. Métodos de cálculo permitidos según nivel de complejidad para proyección de población

Método por Emplear	Nivel de Complejidad			
	Bajo	**Medio**	**Medio Alto**	**Alto**
Aritmético, geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético, geométrico, exponencial, otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
Método gráfico	X	X		

Fuente: Titulo B RAS 2016

Se calculará la población utilizando por lo menos los siguientes modelos matemáticos: Aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población.

8.1.3.9. Métodos de Proyección de Población

A continuación, se presentan los métodos adoptados para realizar la proyección de Población para la zona de estudio.

4.1.3.1.1 Método Aritmético

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

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * \left(T_f - T_{cu}\right)$$

Donde:

P_f Población (habitantes) correspondiente al año de proyección

P_{uc} Población (habitantes) correspondiente al último año censado con información.

P_{ci} Población (habitantes) correspondiente al censo inicial con información.

T_{uc} Año correspondiente al último censo con información.

T_{ci} Año correspondiente al censo inicial con información.

T_f Año al cual se quiere proyectar la información.

La tasa de crecimiento para este método se calcula mediante la siguiente ecuación

$$r = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} = \frac{hab}{año}$$

Esta tasa debe ser aplicada a la ecuación de una recta, para determinar la población al periodo de diseño

4.1.3.1.2 Método Geométrico

El RAS 2000 recomienda este método, para los niveles de complejidad bajo, medio y medio alto, este método es útil en poblaciones que muestran una actividad económica importante, que genera un desarrollo apreciable y que poseen áreas de expansión importante que generan un desarrollo apreciable y las cuales pueden ser dotadas, sin mayores dificultades,

de las infraestructuras de servicios públicos, el crecimiento es geométrico si el aumento de la población es proporcional al tamaño de la misma. La ecuación que se emplea es:

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

Donde r es la tasa de crecimiento anual en forma decimal y las demás variables se definen igual para el método anterior. La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

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

4.1.3.1.3 Método Exponencial

De acuerdo con el RAS 2000, la utilización de este método requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar la tasa de crecimiento de la población.

$$P_f = P_{ci} * e^{k*(T_f - T_{ci})} \qquad k = \frac{LnP_{cp} - LnP_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Donde k es la tasa de crecimiento de la población, la cual se calcula como promedio de las tasas calculadas para cada par de censos así:

P_{cp} población del censo posterior

P_{ca} población del censo anterior

T_{cp} año correspondiente a censo posterior

T_{ca} año correspondiente a censo anterior

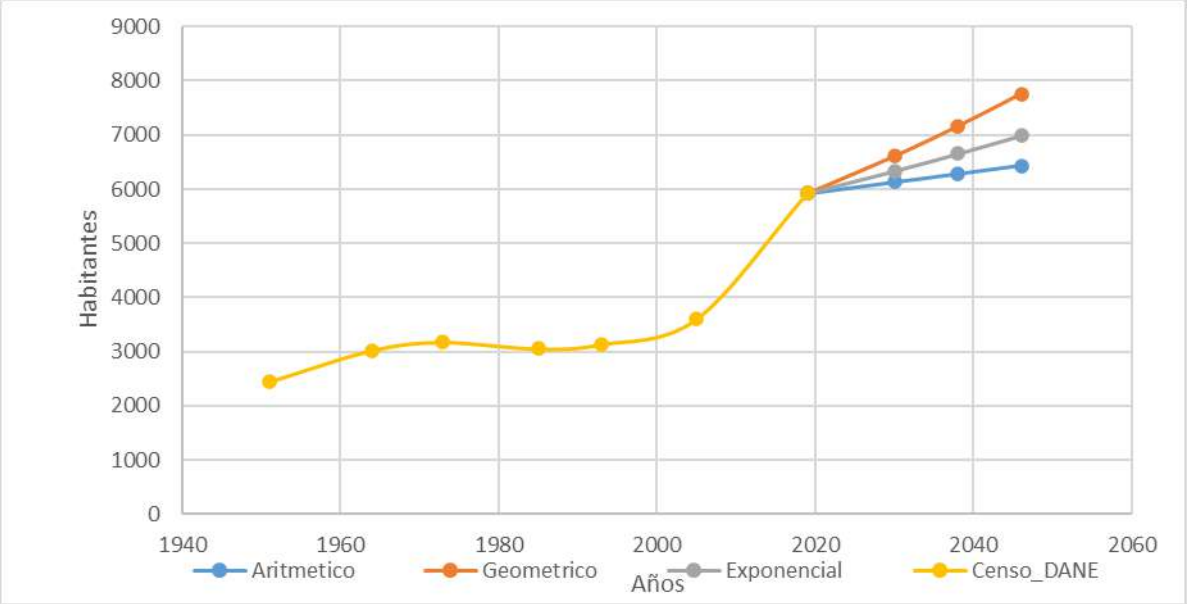
Ln logaritmo natural o neperiano

8.1.3.10. Cálculo Crecimiento Poblacional

Con base a lo anterior y con el fin de calcular la población de estudio, se descarta el método aritmético debido a que su metodología emplea directamente los datos de censos anteriores y no una rata de crecimiento que se pueda asumir. Debido a lo anterior se centrará el cálculo en los métodos aritméticos, geométrico y exponencial para la población proyectada, siguiendo los lineamientos indicados anteriormente, se procede a calcular la población para los dos métodos utilizados, con lo cual se obtiene la siguiente información, para mayor detalle Ver anexo Memorias de cálculo:

Tabla 4-11. Método de proyección total del municipio de Salazar

PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN			PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN			PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN		
AÑOS	Método Aritmético		AÑOS	Método Geométrico		AÑOS	Método Exponencial	
	Cabecera	Resto		Cabecera	Resto		Cabecera	Resto
2019	**5,927**	**N/A**	**2019**	**5927**	**N/A**	**2019**	**5927**	**N/A**
2020	5946	N/A	2020	5986	N/A	2020	5963	N/A
2021	5964	N/A	2021	6046	N/A	2021	6000	N/A
2022	5983	N/A	2022	6107	N/A	2022	6037	N/A
2023	6002	N/A	2023	6168	N/A	2023	6074	N/A
2024	6021	N/A	2024	6229	N/A	2024	6111	N/A
2025	6039	N/A	2025	6292	N/A	2025	6149	N/A
2026	6058	N/A	2026	6355	N/A	2026	6186	N/A
2027	6077	N/A	2027	6418	N/A	2027	6224	N/A
2028	6096	N/A	2028	6482	N/A	2028	6263	N/A
2029	6114	N/A	2029	6547	N/A	2029	6301	N/A
2030	6133	N/A	2030	6613	N/A	2030	6340	N/A
2031	6152	N/A	2031	6679	N/A	2031	6379	N/A
2032	6170	N/A	2032	6745	N/A	2032	6418	N/A
2033	6189	N/A	2033	6813	N/A	2033	6457	N/A
2034	6208	N/A	2034	6881	N/A	2034	6497	N/A
2035	6227	N/A	2035	6950	N/A	2035	6537	N/A
2036	6245	N/A	2036	7019	N/A	2036	6577	N/A
2037	6264	N/A	2037	7090	N/A	2037	6617	N/A
2038	6283	N/A	2038	7160	N/A	2038	6658	N/A
2039	6301	N/A	2039	7232	N/A	2039	6699	N/A
2040	6320	N/A	2040	7304	N/A	2040	6740	N/A
2041	6339	N/A	2041	7377	N/A	2041	6781	N/A
2042	6358	N/A	2042	7451	N/A	2042	6823	N/A
2043	6376	N/A	2043	7526	N/A	2043	6865	N/A
2044	6395	N/A	2044	7601	N/A	2044	6907	N/A
2045	6414	N/A	2045	7677	N/A	2045	6949	N/A
2046	6433	N/A	2046	7754	N/A	2046	6992	N/A
2047	6451	N/A	2047	7831	N/A	2047	7035	N/A
2048	6470	N/A	2048	7910	N/A	2048	7078	N/A
2049	6489	N/A	2049	7989	N/A	2049	7122	N/A
2050	6507	N/A	2050	8069	N/A	2050	7165	N/A
2051	**6526**	**N/A**	**2051**	**8149**	**N/A**	**2051**	**7209**	**N/A**



Gráfica 4-1. Resultados Métodos de Proyección

Luego del análisis de los resultados y teniendo en consideración las condiciones socioeconómicas de la región y propiamente del municipio, la Consultoría descarta la opción del método de cálculo aritmético debido principalmente al empleo directo de los datos de censos anteriores y no una rata de crecimiento ajustada. Por su parte, los métodos geométrico y exponencial presentaron proyecciones similares, por lo que la selección de cualquiera de los dos métodos es aceptable para establecer el número de habitantes proyectados a 25 años. Considerando lo anterior, se selecciona el **Método Geométrico** para la ejecución del proyecto

4.1.4 Proyección de Población Flotante

En la proyección de la población, se deben considerar las actividades turísticas, laborales, industriales y/o comerciales que generen afluencia de población no residente en el área de estudio. Para el análisis particular del sistema de acueducto la Alcaldía municipal no otorgó información particular que permita determinar de manera analítica los valores

correspondientes a la población flotante dentro de la zona de estudio. Entonces, y teniendo en cuenta que existen condiciones favorables a nivel socio-económico en el municipio, puede asumirse un índice que refleje dicha dinámica, y por lo tanto, se considera completamente válido adoptar que la población flotante corresponde al 10% de la Población Permanente

4.1.5 Población Total

La población total para el sistema de acueducto de la zona urbana del municipio de Salazar, se presenta en la siguiente tabla, es importante mencionar que esta se calculó a conformidad de las metodologías reportadas y seleccionadas y que dentro de su contenido no se incluye población estudiantil, que tendrá un análisis especial dentro del capítulo de caudales de diseño.

Tabla 4-12. Población total proyectada

AÑOS	Método Geométrico	
	Población	Población +Flotante
2019	**5927**	**6520**
2020	5986	**6585**
2021	6046	**6651**
2022	6107	**6718**
2023	6168	**6785**
2024	6229	**6852**
2025	6292	**6921**
2026	6355	**6991**
2027	6418	**7060**
2028	6482	**7130**
2029	6547	**7202**
2030	6613	**7274**
2031	6679	**7347**
2032	6745	**7420**
2033	6813	**7494**
2034	6881	**7569**
2035	6950	**7645**
2036	7019	**7721**
2037	7090	**7799**
2038	7160	**7876**
2039	7232	**7955**

AÑOS	Método Geométrico	
	Población	Población +Flotante
2040	7304	**8034**
2041	7377	**8115**
2042	7451	**8196**
2043	7526	**8279**
2044	7601	**8361**
2045	7677	**8445**
2046	7754	**8529**
2047	7831	**8614**
2048	7910	**8701**
2049	7989	**8788**
2050	8069	**8876**
2051	8149	**8964**

De lo anterior se concluye que el Sistema de Acueducto contará con una población total de **8.964 habitantes con la población flotante**, para el año 2051.

4.2 ESTUDIO DE DOTACIÓN Y DEMANDA DE AGUA POTABLE

En este capítulo se pretende realizar la determinación de las necesidades de la población servida del Acueducto urbano de Salazar, respecto a la cantidad diaria demandada de agua potable en términos Litros por habitante, en conformidad con lo establecido normativamente

4.2.1 Periodo de diseño

El período de diseño debe fijar las condiciones básicas del proyecto como la capacidad para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y de los equipos empleados. El período de diseño también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria.

De acuerdo con el Articulo 40 de la Resolución 0330 del 8 de junio de 2017 y el artículo 5 de la Resolución 0844 de 2018, el periodo de diseño para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopta como **periodo de diseño de 25 años.**

4.2.2 Dotación Neta Máxima

La dotación neta es la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Para el caso de estudio es indispensable analizar el cálculo de la demanda neta de agua que deberá satisfacer las necesidades del servicio de la población atendida, en su determinación se analizan los valores de demanda otorgados por la Resolución 0330 de 2017 y lo concerniente a la Resolución 844 de 2018 (Sistemas Rurales de Abastecimiento).

Lo establecido en el Art. 43 de la Resolución 0330 de 2017 determina las dotaciones netas con información histórica del consumo de suscriptores de agua potable; esta información la brindaría la empresa prestadora de este servicio, pero en todos los casos se debe determinar la dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el mar donde se encuentre la zona que va a ser abastecida. De esta forma se tiene:

Tabla 4-13.Dotación Neta Máxima

Altura Promedio sobre el Nivel del Mar de la Zona Atendida	Dotación Neta Máxima (Lt/Hab. x Día)
> 2.000 m.s.n.m	120
1.000 – 2.000 m.s.n.m	130
< 1.000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 0330 de 2017 Art. 43

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente e identificándose que la zona rural que será beneficiada del municipio de Salazar se encuentra a una altura promedio de 815[15] m.s.n.m, le corresponde una dotación neta es de **140 L/Hab x día**.

[15] http://www.salazardelaspalmas-nortedesantander.gov.co/municipio/geografia

Dentro de la Resolución 844 de 2018 que establece los requisitos técnicos para los proyectos de agua y saneamiento básico de zonas rurales que se adelanten bajo los esquemas diferenciales definidos dentro del Decreto 1077 de 2015. Se establece dentro de la Sección 3, Art 32 (Abastos de agua), el rango de dotación neta entre **(20 L/Hab x día. y 200 L/Hab x día).**

Finalmente, en la determinación de la dotación neta requerida para satisfacer las necesidades de la población atendida se establece un valor de **140 L/Hab*Día.**

4.2.3 Pérdidas Máximas Admisibles

Las pérdidas técnicas corresponden a la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de la planta potabilizadora y el volumen entregado a la población medido en las acometidas domiciliarias del municipio.

De acuerdo con el artículo 44 de la Resolución 0330 de junio de 2017, el porcentaje de pérdidas técnicas máximas engloba el total de pérdidas esperadas en todos los componentes del sistema (como conducciones, aducciones y redes), así como las necesidades de la planta de tratamiento de agua potable y no deberá superar el 25%.

Se debe resaltar, que debido a que la oficina de servicios públicos del municipio de Salazar de las Palmas no cuenta con información confiable de las lecturas de macro y micro medición, no es posible calcular el índice actual de agua no contabilizada, por lo tanto, se adopta desde el año 2019 un valor de 25%.

4.2.4 Dotación bruta

La dotación bruta corresponde al agua que debe captarse para entregar a los usuarios la cantidad establecida por la dotación neta o la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante considerando para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto, como las pérdidas en la aducción, las

necesidades de las plantas de tratamiento, las pérdidas en la conducción y las pérdidas en la distribución. De acuerdo a la Resolución 0330 de 2007 las dotaciones brutas para el diseño de los componentes que conforman un sistema de acueducto se calculan a partir de la siguiente ecuación:

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

D_{bruta}: Dotación bruta

D_{neta}: Dotación neta

%p: pérdidas técnicas máximas admisibles

El porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación anterior no deberá superar el 25%, con lo cual se tiene.

$$d_{bruta} = \frac{140}{1 - 0.25} \Rightarrow d_{bruta} = \mathbf{187}\ L/hab\ /día$$

4.2.5 Usos del agua

A continuación, se evalúa el consumo por tipo de uso del agua.

8.1.3.11. Uso de Agua Residencial

Según lo estipulado en el artículo 15 de la Ley 373 de 1997, sobre uso eficiente y ahorro del agua, sobre la tecnología de bajo consumo y la reglamentación que exista al respecto, considerando el uso de micromedidores de caudal, reguladores de caudal, reguladores de presión o cualquier otro tipo de accesorio que implique una reducción en el consumo. Los consumos presentados en la zona objeto de estudio son en su mayoría residenciales con algunos focos de comercio a pequeña escala (tiendas, papelerías, pequeños restaurantes, etc.) con impacto poco significativo en la demanda de agua potable.

8.1.3.12. Uso Institucional

Dentro de la población analizada dentro de las veredas se ubican instituciones educativas rurales. De los cuales puede decirse que el 100% reside la zona de estudio, por lo que no se considerará un aporte adicional al caudal por este uso.

8.1.3.13. Uso comercial

En la zona de estudio se cuenta con un uso del suelo urbano de tipo mixto, comercial – residencial, los locales se ubican dentro de la misma zona habitacional que los negocios presentándose un bajo impacto en el consumo global.

8.1.3.14. Uso industrial

En la zona de estudio no existen industrias que generen un consumo de agua.

8.1.3.15. Uso para fines públicos

En la zona de estudio no existen teatros públicos u otras actividades que generen un consumo de agua adicional.

4.2.6 Cálculo de la Demanda de Agua del Proyecto

La demanda total de agua del sistema de acueducto corresponde a la sumatoria de las demandas originadas por los diferentes usos que se le dan al suministro. Por tanto, la proyección que se haga de la demanda hacia el futuro debe corresponder a la proyección de los diferentes usos.

8.1.3.16. Caudal medio diario total

El caudal medio diario total será igual que el caudal residencial, lo anterior teniendo en cuenta que dentro de la zona de estudio no se contemplan requerimientos de agua para otros usos:

$$\boldsymbol{Qmd\ Total = Qmd\ Residencial}$$

$$\boldsymbol{Qmd\ Total\ 2051} = 19.4\ \mathbf{L/s}$$

8.1.3.17. Caudal Máximo Diario - QMD

El caudal máximo diario, QMD, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k1, como se indica en la siguiente ecuación:

$$QMD = Qmd * k1$$

- ✓ Coeficiente de Consumo Máximo Diario – **k_1**

El coeficiente de consumo máximo diario, k1, debe calcularse para cada caso con base en los registros históricos de macro medición. Para poblaciones menores o iguales de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K1 será superior a 1.3.

Para el proyecto el **Caudal Máximo Diario QMD a 2046** será:

$$QMD = Qmd * k1 \Rightarrow QMD = 19{,}40 * 1{,}30 \Rightarrow \mathrm{QMD} = 25{,}20\ \mathrm{L/s}$$

8.1.3.18. Caudal Máximo Horario – QMH

El caudal máximo horario, QMH, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k2, según la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * k2$$

- ✓ Coeficiente de Consumo Máximo Horario - **k_2**

El coeficiente de consumo máximo horario, k_2, debe calcularse para cada caso con base en los registros históricos de macro medición. Para poblaciones menores o iguales a 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K2 será superior a 1.6.

Para el proyecto el **Caudal Máximo Horario a 2046** será:

$$QMH = QMD * k2 \Rightarrow QMH = 25{,}09 * 1{,}6 \Rightarrow QMH = 40.3\ \mathrm{L/s}$$

8.1.3.19. Proyección de Caudales

Conforme a los resultados antes mencionados, acerca de la proyección de la población, estimación de la dotación neta, perdidas y dotaciones brutas del sistema, se procede a la construcción y definición de la curva de la demanda del sistema, considerando que la misma no se efectúa mediante una operación directa, sino que debe considerarse los criterios en el comportamiento de las distintas variables, se procede a la proyección de caudales para la población del sistema de acueducto de Salazar de las Palmas tal como se muestra en la siguiente tabla:

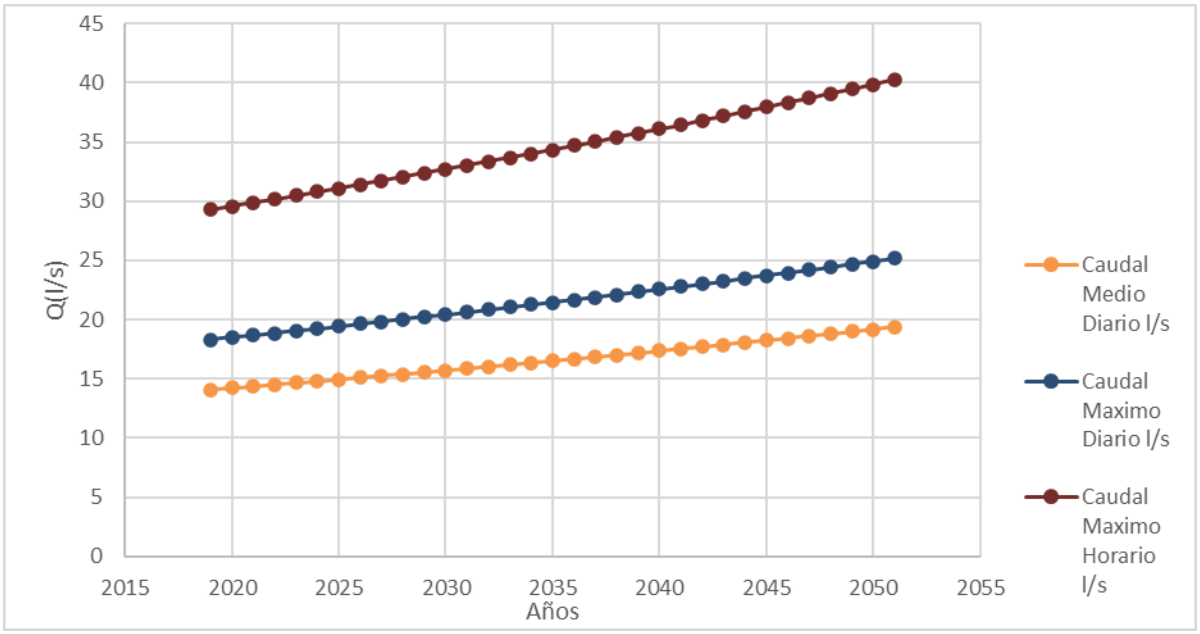
Tabla 4-14. Proyección de caudales Salazar para el periodo de diseño 2051

AÑOS	Método Geométrico		Dotación Neta l/hab*dia	Dotación Bruta l/hab*día	Caudal Medio Diario l/s	Caudal Máximo Diario l/s	Caudal Máximo Horario l/s
	Población	Población +Flotante					
2019	**5927**	**6520**	**140**	**187**	**14.1**	**18.3**	**29.3**
2020	5986	**6585**	**140**	**187**	**14.2**	**18.5**	**29.6**
2021	6046	**6651**	**140**	**187**	**14.4**	**18.7**	**29.9**
2022	6107	**6718**	**140**	**187**	**14.5**	**18.9**	**30.2**
2023	6168	**6785**	**140**	**187**	**14.7**	**19.1**	**30.5**
2024	6229	**6852**	**140**	**187**	**14.8**	**19.2**	**30.8**
2025	6292	**6921**	**140**	**187**	**15.0**	**19.4**	**31.1**
2026	6355	**6991**	**140**	**187**	**15.1**	**19.6**	**31.4**
2027	6418	**7060**	**140**	**187**	**15.3**	**19.8**	**31.7**
2028	6482	**7130**	**140**	**187**	**15.4**	**20.0**	**32.0**
2029	6547	**7202**	**140**	**187**	**15.6**	**20.2**	**32.4**
2030	6613	**7274**	**140**	**187**	**15.7**	**20.4**	**32.7**

AÑOS	Método Geométrico		Dotación Neta l/hab*dia	Dotación Bruta l/hab*día	Caudal Medio Diario l/s	Caudal Máximo Diario l/s	Caudal Máximo Horario l/s
	Población	Población +Flotante					
2031	6679	**7347**	**140**	**187**	**15.9**	**20.6**	**33.0**
2032	6745	**7420**	**140**	**187**	**16.0**	**20.8**	**33.3**
2033	6813	**7494**	**140**	**187**	**16.2**	**21.0**	**33.7**
2034	6881	**7569**	**140**	**187**	**16.4**	**21.3**	**34.0**
2035	6950	**7645**	**140**	**187**	**16.5**	**21.5**	**34.4**
2036	7019	**7721**	**140**	**187**	**16.7**	**21.7**	**34.7**
2037	7090	**7799**	**140**	**187**	**16.8**	**21.9**	**35.0**
2038	7160	**7876**	**140**	**187**	**17.0**	**22.1**	**35.4**
2039	7232	**7955**	**140**	**187**	**17.2**	**22.3**	**35.7**
2040	7304	**8034**	**140**	**187**	**17.4**	**22.6**	**36.1**
2041	7377	**8115**	**140**	**187**	**17.5**	**22.8**	**36.5**
2042	7451	**8196**	**140**	**187**	**17.7**	**23.0**	**36.8**
2043	7526	**8279**	**140**	**187**	**17.9**	**23.3**	**37.2**
2044	7601	**8361**	**140**	**187**	**18.1**	**23.5**	**37.6**
2045	7677	**8445**	**140**	**187**	**18.2**	**23.7**	**37.9**
2046	7754	**8529**	**140**	**187**	**18.4**	**24.0**	**38.3**
2047	7831	**8614**	**140**	**187**	**18.6**	**24.2**	**38.7**
2048	7910	**8701**	**140**	**187**	**18.8**	**24.4**	**39.1**
2049	7989	**8788**	**140**	**187**	**19.0**	**24.7**	**39.5**
2050	8069	**8876**	**140**	**187**	**19.2**	**24.9**	**39.9**
2051	8149	**8964**	**140**	**187**	**19.4**	**25.2**	**40.3**

8.1.3.20. Curvas de demanda

A continuación, se presentan los comportamientos de las demandas dentro del periodo de diseño del proyecto.



Gráfica 4-2. Caudal Proyectado a 2051

A partir de la información de la Tabla 4-14 se puede concluir lo siguiente:

Corto plazo

Para el corto plazo, a cinco (5) años , el caudal medio diario es de 15,4 l/s. El caudal máximo diario es de 20 l/s y el caudal máximo horario es de 32 l/s.

El número de habitantes es de 6482 sin incluir la población flotante.

Mediano plazo

Para el mediano plazo, a quince (15) años, el caudal medio diario es de 17,0 l/s. El caudal máximo diario es de 22,1 l/s y el caudal máximo horario del último tramo de tubería es de 35,4 l/s.

El número habitantes es de 7160 sin incluir la población flotante.

Largo plazo

Para el largo plazo, a 25 años correspondiente al periodo de diseño, el caudal medio diario es de 19,4 l/s. El caudal máximo diario es de 25,2 l/s y el caudal máximo horario del último tramo de tubería es de 40,3 l/s.

El número habitantes es de 8149 sin incluir la población flotante.

4.2.7 Caudales de Diseño

Según el artículo 47 de la Resolución 0330 del 2017 los caudales de diseño de cada componente de un acueducto según las variaciones diarias y horarias que se puedan presentar

- Captación fuente superficial: Hasta 2 veces QMD
- Aducción: QMD
- Conducción: QMD
- Desarenador: QMD
- Red de Distribución: QMH
- Tanque de almacenamiento: QMD

5. LABORES DE CATASTRO E INSPECCIÓN

Con base en la información descriptiva de los pliegos definitivos del Proceso CM-SAPSB-00072019, se indica que El sistema de acueducto existente en el casco urbano del municipio de Salazar requiere optimización debido a las deficiencias recurrentes en la prestación del servicio, causadas por insuficiencias o irregularidades en su infraestructura, que se evidencian en el comportamiento dinámico irregular del caudal de consumo en la red de distribución.

Adicionalmente, la información también indicaba que el municipio cuenta con un sistema de tratamiento de agua potable que en la actualidad se encuentra fuera de operación; y por lo tanto, el suministro que se está realizando no garantiza los parámetros mínimos de calidad de agua, según se señalan en la Resolución MAVDT 2115 de 2007; en especial cuando se presentan temporadas de lluvias moderadas o intensas. Por lo tanto, se deberá evaluar y determinar el grado de intervención para la habilitación de dicha infraestructura; o incluso, contemplar su reemplazo.

Ya con el propósito de llevar a cabo las actividades preliminares de que trata el Artículo 8 del RAS 2017, el Consorcio realizó diferentes visitas de carácter técnico, en las cuales, en primera instancia se concerta con los funcionarios de la Alcaldía Municipal de Salazar cada una de las labores requeridas para la elaboración del primer producto. Posteriormente, en subsiguientes visitas, se realizan las tareas de localización, levantamiento e inspección para el análisis técnico de cada una de las estructuras, identificando sus condiciones estructurales y condiciones operativas, a fin de determinar su posible optimización.

Se procede entonces a continuación, con la descripción detallada de las actividades realizadas, que permitirán establecer las condiciones actuales de cada uno de los componentes y definir en cada caso el tipo de optimización requerido.

5.1 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL SISTEMA

En conformidad con la información geográfica referencial obtenida de la Topografía realizada, en la Figura 5-1 se presenta la ubicación de cada uno de los principales componentes del Acueducto identificados, con respecto al casco urbano del municipio, y en el que se ilustra igualmente toda la red de distribución actual.

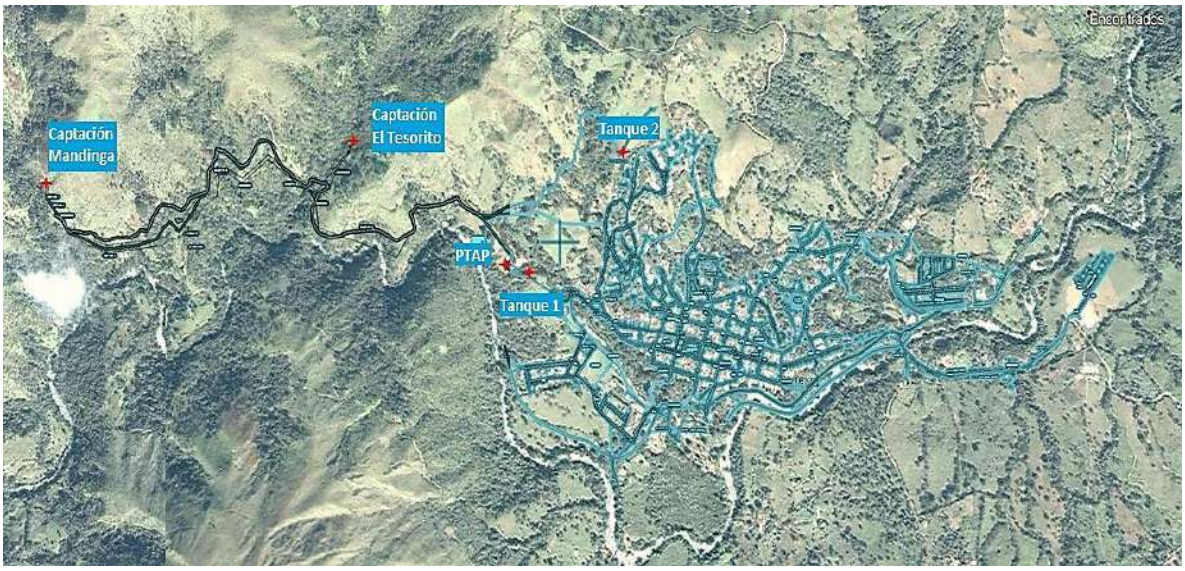


Figura 5-1. Sistema de acueducto

Se destaca, tal como se observa en la Figura 5-1, que el sistema cuenta con dos captaciones, cuyas aducciones se unen para dirigirse en una sola tubería, que luego se bifurca en dos ramales: el ramal 1 se dirige hasta la Planta de Tratamiento PTAP y luego al Tanque 1; y el ramal 2 va directamente al Tanque 2. La primera captación se encuentra sobre la quebrada Mandinga y la segunda captación sobre la quebrada El Tesorito.

Una vez identificado la localización del sistema de acueducto existente se procede a los levantamientos Topográficos de altimetría y planimetría, básicos en la evaluación hidráulica del sistema, y que permitirán alimentar el modelo para establecer las condiciones hidráulicas de las redes.

5.2 REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LAS ESTRUCTUTRAS DE CAPTACIÓN Y PRE-TRATAMIENTO DE LAS QUEBRADAS MANDINGA Y EL TESORITO.

El registro fotográfico que se presenta a continuación, corresponde a las labores de inspección y levantamiento realizadas en los componentes de los sub-sistemas mencionados. Para cada uno de los dos casos, se trata de los siguientes componentes:

- Captación
- Desarenador



Fotografía 5-1. Rejilla, captación de fondo Q. Mandinga



Fotografía 5-2. Cámara de captación, vertedero de excesos y canal de aducción Q. Mandinga



Fotografía 5-3. Cámara de captación y vertedero de excesos Q. Mandinga



Fotografía 5-4. Cámara de excesos Q. Mandinga



Fotografía 5-5. Desarenador Q. Mandinga



Fotografía 5-6. Desarenador Q. Mandinga



Fotografía 5-7. Captación Q. El Tesorito



Fotografía 5-8. Bocatoma de fondo



Fotografía 5-9. Desarenador Q. El Tesorito



Fotografía 5-10. Desarenador Q. El Tesorito



Fotografía 5-11. Planta de Tratamiento



Fotografía 5-12. Tanque de almacenamiento 1

5.3 ANALISIS DE LOS IMPACTOS AMBIENTAL Y SOCIO-ECONOMICOS DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO

La identificación de impactos ambientales para la prestación del servicio de acueducto, recae principalmente sobre el recurso agua y de alguna forma sobre el recurso suelo. Los resultados se presentan en la siguiente Tabla.

Tabla 5-1. Impactos ambientales y sociales del sistema de acueducto

COMPONENTE	DESCRIPCIÓN DEL IMPACTO	TIPO DE IMPACTO
AMBIENTAL	Falta de control por parte de la persona prestadora del servicio de acueducto en la correcta operación del sistema	NEGATIVO
	Falta de mantenimiento de cada una de las unidades de tratamiento del sistema que afectan la eficiencia del sistema	NEGATIVO
	Protección de las fuentes de abastecimiento del sistema	POSITIVO
	Puede llegar a contaminarse el agua subterránea mediante contaminante que no han sido removidos por el sistema de tratamiento.	NEGATIVO

COMPONENTE	DESCRIPCIÓN DEL IMPACTO	TIPO DE IMPACTO
	Si no se presta especial atención al proceso de filtración y drenaje se puede producir un deterioro en el suelo, causado por el aumento de saturación del agua	NEGATIVO
	presencia de vectores de enfermedades, si no hay control adecuada	NEGATIVO
SOCIO-ECONOMICO	El cobro del servicio de acueducto se realiza por m3 valor único para cada uno de los estratos	NEGATIVO
	Pérdida de valor de los terrenos aledaños si se presentan malos olores o molestias por el diseño incorrecto o inadecuada operación y mantenimiento de la planta de tratamiento	NEGATIVO
	Efectos adversos a la salud de los consumidores de los productos generados	NEGATIVO
	Disminución de enfermedades	POSITIVO
	Empleos generados por la construcción, operación y mantenimiento de la planta	POSITIVO
	Empleos generados por la ampliación de la frontera agrícola	POSITIVO
	Mejora en la calidad de vida de la población por la generación de espacios recreativos, áreas verdes públicas y entornos ecológicos	POSITIVO
	Incremento de costos por mayor nivel de desinfección del agua	NEGATIVO
	Existe empresa de servicios legalmente constituida para la prestación del servicio	POSITIVO

5.4 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Como se mencionó, en la actualidad se cuenta con dos captaciones, cada una con su desarenador, un tanque de almacenamiento y dos tanquillas. Así entonces, el sistema de acueducto actual está captando aguas crudas sobre las Quebrada Mandinga y El Tesorito.

Las cuencas objeto de estudio se abordan con los puntos de concentración de las bocatomas de las quebradas previamente mencionadas y presentadas en la Figura 5-2.

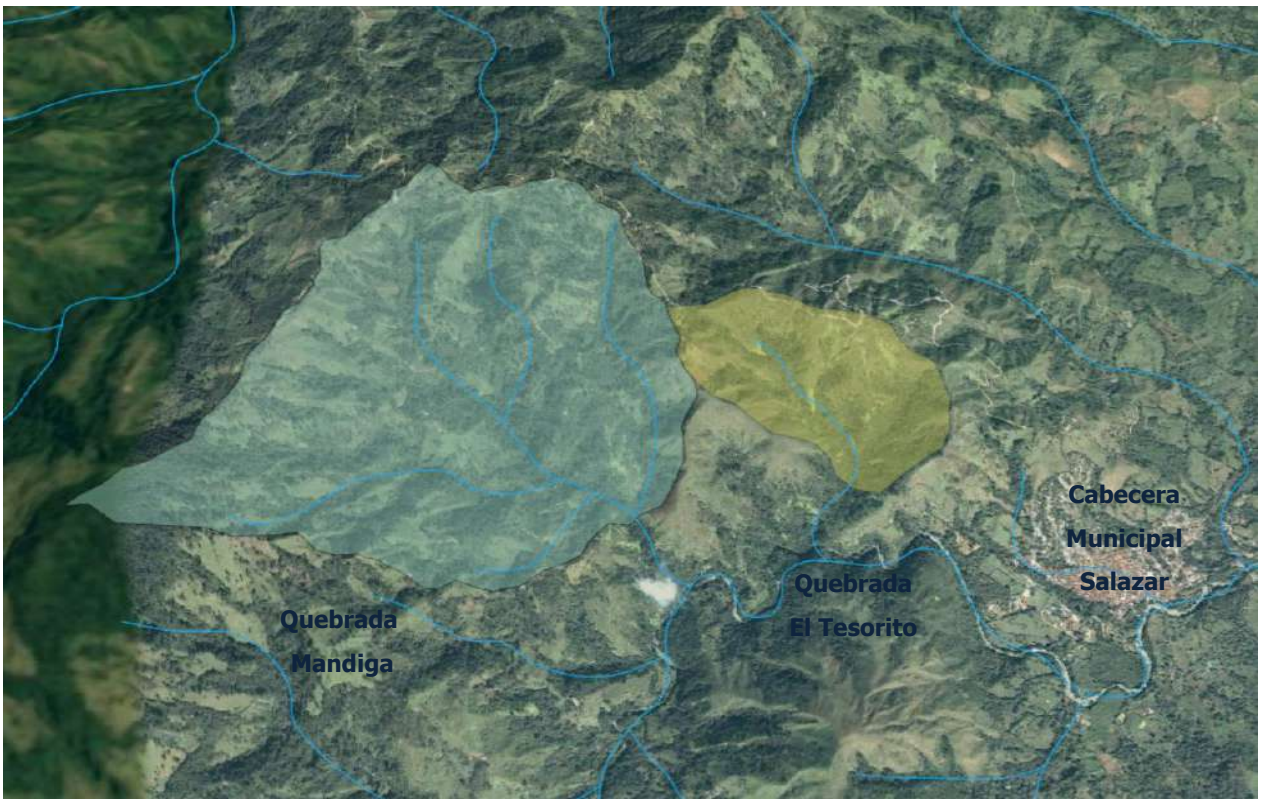


Figura 5-2. Localización espacial de la zona de estudio.

FUENTE: Google Earth (2019).

Por medio de la Resolución No. 327 de 26 de mayo de 2017, la Corporación Autónoma Regional de la frontera Nororiental – CORPONOR, otorga la concesión de aguas superficiales

a la Alcaldía Municipal de Salazar de Las Palmas, para el abastecimiento de la cabecera municipal para uso doméstico en un caudal de 14,00 L/s correspondiente a 441.504 m^3/año, los cuales deben derivarse exclusivamente de las captaciones citadas, sin que se haya establecido proporcionalidad y por tanto, se asumirá que cada una de estas aportara el 50% del caudal otorgado, es decir, 7,00 L/s.

Tabla 5-2. Ubicación y caudales base de las quebradas objeto de captación

LOCALIZACIÓN	COORDENADAS BOCATOMA			Q BASE
	X	Y	Cota	
1.Quebrada Tesorito	1.138.283	1.352.165	1121	32 l/s
2.Quebrada Mandingas	1.137.259	1.352.072	1167	82 l/s
	CUENCA:	Río Zulia		

Fuente: Resolución No. 327 de mayo de 2017.

La mencionada Resolución de Concesión, según se señala en el Articulo 3, tiene una vigencia de 5 años; es decir, hasta el 26 de mayo de 2022, plazo prorrogable a petición del Municipio; y por lo tanto los caudales otorgados servirán de fundamento para las evaluaciones del presente Estudio.

6. EVALUACION HIDRAULICA DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

Con el fin de establecer si la infraestructura actual se encuentra en capacidad de soportar en condiciones técnicas favorables las demandas estimadas en términos de caudales, y cumpliendo además con los parámetros establecidos en la norma, se procederá a realizar el diagnostico individual, el cual incluye la evaluación hidráulica.

6.1 CAPTACIONES

Las dos captaciones, tanto la localizada sobre la Quebrada Mandinga, como la localizada sobre la quebrada El Tesorito, se clasifican de acuerdo a la descripción que se hace en el RAS 2017, a las del tipo denominado Toma en Dique (también llamadas de tipo Tirolesa o Caucasiana).

Se componen de una presa-vertedero del ancho el total de la quebrada y dispuesta en sentido transversal al de la corriente. La rejilla se localiza sobre la cresta del vertedero, en una sección cuya altura es un poco más baja, permitiéndose de esta forma garantizar una altura de lámina de agua permanente sobre esta. El canal de captación se conecta directamente con una cámara de derivación, la cual permite devolver los excesos captados en los eventos de crecidas a través de un orificio o un vertedero, dispuesto a manera de rebose, que a la vez permite realizar el control sobre el caudal captado. El volumen captado es función del diseño de la rejilla, en la que sirven como parámetros variables la inclinación, la longitud, el ancho, el número y forma de barras y el espesor y la separación de estas.

Generalizando, estas se pueden esquematizar como se muestra en la Figura 6-1.

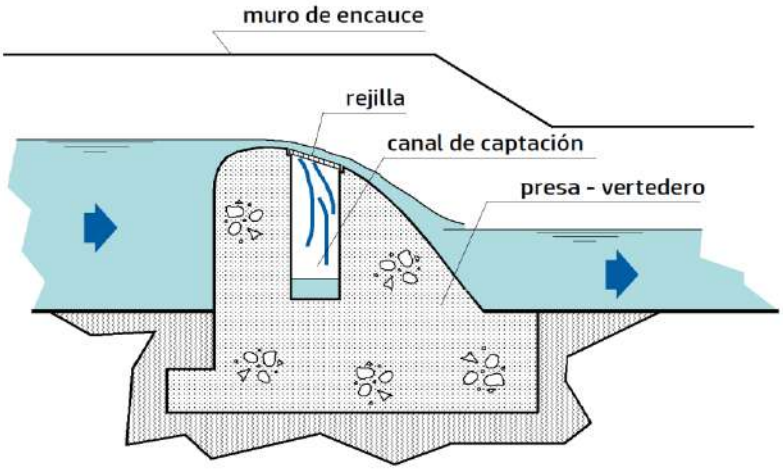


Figura 6-1.Esquema sección transversal bocatoma tipo Tirolesa.

6.1.1 Estructura de Captación de agua superficial - quebrada Mandinga

Las estructuras de captación comprenden en términos generales, la rejilla de captación, una cámara de derivación, un canal o tubería de aducción, estructura de medición, obras de remoción y obras de protección, cada una de las estructuras debe cumplir con los requerimientos de diseño.

Evaluación Hidráulica

Para la entrada al canal de aducción se cuenta con una rejilla sumergida con 70 varillas verticales de diámetro de tres cuartos de pulgada (3/4") de 43 centímetros de longitud y con separación entre barrotes de 2 cm, el canal de entrada pasa por una tubería de diámetro de 4" hasta la cámara de derivación localizada al costado de la misma, de ahí luego se conecta a la línea de aducción la cual transporta al agua de la bocatoma hasta el desarenador a través de una tubería de diámetro de 8" de material de asbesto por unos 20,56 metros aproximadamente

Por medio de la Resolución No. 327 de 26 de mayo de 2017, se autorizó un caudal de 14 l/s para las dos fuentes hídricas de captación, por tal razón se dividirá ese caudal entre las dos fuentes de captación en formas iguales dando así un caudal de 7 l/s.

Sin embargo, para el siguiente diagnostico se tiene en cuenta la población del año 2046 con un caudal de diseño de 25 l/s.

Teniendo en cuenta esta información y lo contemplado en el titulo 4.2.7 del presente informe, dice que el caudal de diseño es hasta 2 veces el QMD, por esta razón se tiene que el caudal de diseño es de 50l/s y 25l/s para cada sistema de captación.

Datos de entrada

- Rejilla de captación
  Ø de barrotes: ¾"
  Separación de los barrotes: 2 cm
  Ancho de la rejilla: 47 cm
  Largo de la rejilla: 1,37 m
- Caudales de la fuente de abastecimiento de la Q. Mandinga
  Caudal ecológico es de 39,71 l/s o 0,03971 m^3/s[16]
  Caudal medio de la quebrada: 0,34 m^3/s[17]
  Caudal máximo de la fuente de abastecimiento periodo de 100 años: 36,25 m^3/s[18]

[16] Ver ANEXO N°22- Hidrologia- Estudio Hidrológico Municipio de Salazar-Ver Tabla 1-48. Análisis de Capacidad

[17] Ver ANEXO N°22- Hidrologia- Estudio Hidrológico Municipio de Salazar-Ver Tabla 1-27. -Análisis de Capacidad

[18] Ver ANEXO N°22- Hidrologia- Estudio Hidrológico Municipio de Salazar-Ver Tabla 1-21. - Caudales máximos para la cuenca Quebrada Mandingas

A continuación, se presentan los cálculos requeridos para realizar la evaluación de la estructura de captación existente.

Área total de la rejilla

$$An = a * B * N$$

$An = Area\ total\ de\ la\ rejilla\ (m^2)$

$a = separacion\ entre\ barrotes\ (m)$

$N = número\ de\ orificios\ entre\ barrotes$

$$An = 0.02 * 0.47 * 69 = 0.65\ m^2$$

Área neta de la rejilla calculada

$$A_{neta} = \frac{a}{a+b} * B * L_r$$

$b = diametro\ de\ los\ barrotes$

$L_{rejilla} = Longitud\ real$

$$A_{neta} = \frac{0.02}{0.02 + 0.019} * 0.47 * 1.37 = 0.33\ m^2$$

Número de Orificios es de:

$$N = \frac{A_n}{a * B}$$

$$N = \frac{0.33}{0.02 * 0.47} = 35.1\ orificios$$

$$N_{ADOP} = 36\ orificios$$

Número de barrotes en la rejilla

$$N_{Barrotes} = \left(\frac{Lr - a}{b + a}\right) =$$

$$N_{Barrotes} = \left(\frac{1.37 - 0.02}{0.019 + 0.02}\right) = 35$$

$$N_{Barrotes} = 35\ Und$$

Caudal captado a través de la Rejilla de Captación:

Dentro de las condiciones iniciales del diseño, se ha toma el caudal medio de la fuente de abastecimiento de la Quebrada Mandinga de 0.34 m^3/s. la altura de la lámina de agua en la garganta, el caudal captado y el caudal de excesos:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$Q = Caudal\ medio\ de\ la\ Fuente\ de\ abastecimiento$

$L = Longitud\ de\ la\ garganta\ donde\ se\ localiza\ la\ rejilla\ de\ captacion$

$$H = \left(\frac{0.34}{1.84 * 1.66}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.23\ m$$

$$Q_{Captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H}$$

$$Q_{Captado} = 0.3 * 0.33 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.23} = 0.21 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{Excesos} = Q_{Captado} - Q_{Diseño} = 0.21 - 0.007 = 0.203 \frac{m^3}{s}$$

Velocidad entre barrotes estimado a partir del caudal captado a través de la rejilla:

$$v_b = \frac{Q}{K * A_n} =$$

$$v_b = \frac{0.21}{0.9 * 0.33} = 0.70 \frac{m}{s}$$

Teniendo en cuenta lo expuesto en ***Titulo B - Ras - 2010 Manuales de prácticas de Buena ingeniería,*** cuando la velocidad es mayor a 0.14 m/s se dimensiona para la velocidad de 0.14 m/s como condición máxima recomendada para disminuir el arrastre de partículas[19]. Por lo cual CUMPLE la velocidad entre barrotes a partir del caudal captado con una velocidad de Vb 0.70 m/s la cual supera el valor recomendado por la Fuente de consulta de Bibliográfica de 0.15 m/s.

Se determina la velocidad entre barrotes a partir del Caudal de diseño como lo muestra el libro de consulta ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS de López Cualla[20]

$$v_b = \frac{0.007}{0.9 * 0.33} = 0.02 \frac{m}{s}$$

Para el caudal de diseño cumple con la velocidad entre barrotes de 0.02 m/s siendo menor a la velocidad máxima recomendada para disminuir el arrastre de partículas, sin embargo, teniendo en cuenta que el caudal captado a través de la Rejilla no es exactamente el caudal de diseño requerido por el sistema de acueducto sino el caudal posible captado a través de

[19] (BASICO)

[20] (Cualla, 2003)

los orificios de la estructura. Por lo cual se concluye que la velocidad entre barrotes CUMPLE con la velocidad máxima recomendada para disminuir el arrastre de sólidos.

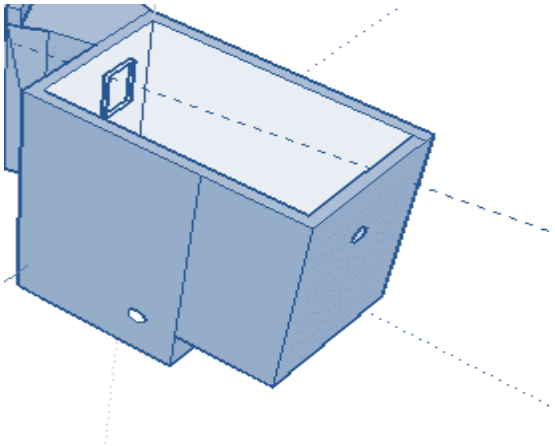


Figura 6-2.Cámara de recolección y de excesos

La captación existente cuenta con cámara de derivación de excesos. La estructura tiene las siguientes medidas:

Cámara de Exceso:

Ancho: 1.45 m

Largo: 1.83 m

Alto: 3.34 m

Cámara de recolección:

Ancho: 1.45 m

Largo: 1.06 m

Alto: 2.74 m

Cumple con la capacidad hidráulica requerida para evacuar el caudal excedente de 0.203 m^3/s captado a través de la rejilla.

La tubería de asbesto conduce el agua al desarenador por un trayecto de 20.56 m con diámetro de 8”, la tubería de reboce es en PVC de 6”.

Tabla 6-1. Evaluación de capacidad de captación

REJILLLA DE CAPTACION			
Bocatoma de captación de toma de fondo cuenta con una rejilla de 3/4" (0,019 m), con una separación entre ellas de 2 cm.			
SEPARACION ENTRE BARROTES	a	0,0200	m
SEPARACION ENTRE BARROTES	a	2,00	cm
DIAMETRO DE LOS BARROTES	d	0,75	pulgadas
DIAMETRO DE LOS BARROTES	d	0,019	m
DIAMETRO DE LOS BARROTES	d	1,91	cm
LONGITUD DE LA REJILLA	L_r	137,0	cm
ANCHO DE LA REJILLA	B	0,47	m
AREA TOTAL DE LA REJILLA CALCULADA	At	1,89	m^2
AREA NETA DE LA REJILLA CALCULADA	$A_{ncalculada}$	0,330	m^2
NUMERO DE BARROTES CALCULADO	$n_{calculado}$	34,57	unidades
NUMERO DE BARROTES TOTAL ADOPT	$n_{calculado}$	70,00	unidades
NUMERO DE ESPACIOS CALCULADO	N	69,00	unidades
NUMERO DE ESPACIOS ADOPTADO	N	69,00	unidades
LONGITUD DE LA REJILLA CALCULADA	$L_{calculada}$	1,37	m

Tabla 6-2. Caudal de excesos

CUMPLE				
CAUDAL MEDIO DEL QUEBRADA MANDINGA		0,3400	m^3/s	
ALTURA DE LA LAMINA DE AGUA EN LA GARGANTA DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION	H	0,2314	m	
L	L	1,66	m	
Cd		0,30		
CAUDAL CAPTADO		0,2108	m^3/s	
CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS		0,2038	m^3/s	

CUMPLE				
CAUDAL DE DISEÑO		25,00	l/s	
CAUDAL DE DISEÑO		0,007	m³/s	
COEFICIENTE K	K	0,90		
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL CAPTADO DE LA REJILLA	Vb	0,710	m/s	**NO CUMPLE CAUDAL TOTAL CAPTADO Q.MANDINGA**
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL DISEÑO DE LA REJILLA	Vb	0,02	m/s	**CUMPLE**
DIÁMETRO DE TUBERÍA DE EXCESOS REQUERIDA	D (in)	8	in	
VELOCIDAD EN LA TUBERÍA DE EXCESOS REQUERIDA	Vb	4,15	m/s	
TUBERÍA DE EXCESOS EXISTENTE	D (in)	6,00	in	
CAUDAL DE TRANSPORTE	Qt	1,00	m³/s	

Conclusiones

1. La estructura de captación existente CUMPLE con la capacidad hidráulica requerida por el sistema de acueducto toda vez que en las condiciones de caudal mínimo en la fuente, los caudales captados son superiores a los caudales de diseño, asumidos como (2xQMD)/2; es decir 25 L/s., por lo cual la consultoría determina que cumple con la suficiencia hidráulica para abastecer el sistema de acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar.
2. La rejilla de captación localizada sobre la presa se encuentra en buen estado, sin embargo, la velocidad entre barrotes para el caudal captado por la rejilla es de 0.70 m/s la cual supera la velocidad de 0.15 m/s recomendada en los "Manuales de buenas prácticas de ingeniería-Titulo B".
3. La cámara de recolección existente cuenta con canal de derivación de excesos, por lo que se presentan las condiciones de control para el retorno a la fuente de estos caudales.

4. Para normalizar dicho control, se requiere ampliar el diámetro de la tubería de evacuación de excesos a 8", que corresponde al diámetro comercial más cercano al valor determinado en los cálculos.

ESTIMACION DE LA TUBERIA DE EVACUACION DE CAUDAL DE EXCESOS

- Caudal de captado en la fuente de abastecimiento El Mandingas=0.2108 m^3/s
- Caudal Diseño = 25 l/s
- Caudal de excesos

$$Q_{Excesos} = QC - QD = 0.2038 \frac{m^3}{s}$$

- Diámetro supuesto por la consultoría de 8" PVC
- Velocidad en la tubería de excesos = 0.5 m/s

$$A = \frac{Q}{Vel} = \frac{0.2038}{0.5} = 0.1045\ m^2$$

$$D = 0.1824\ m = 7.18" = 8"\ Diametro\ comercial$$

6.1.2 Captación de la Q. El Tesorito

Las estructuras de captación comprenden en términos generales, la rejilla de captación, una cámara de captación, un canal o tubería de aducción, estructura de medición, obras de remoción y obras de protección, cada una de las estructuras debe cumplir con los requerimientos de diseño.

Evaluación Hidráulica

Por medio de la Resolución No. 327 de 26 de mayo de 2017, se autorizó un caudal de 14 l/s para las dos fuentes hídricas de captación, por tal razón se dividirá ese caudal entre los das fuentes de captación en formas iguales dando así un caudal de 7 l/s.

Sin embargo, para el siguiente diagnostico se tiene en cuanta la población del año 2046 con un caudal de diseño de 25 l/s.

Teniendo en cuenta esta información y lo contemplado en el titulo 4.2.7 del presente informe, dice que el caudal de diseño es 2 veces el QMD, por esta razón se tiene que el caudal de diseño es de 50l/s y 25l/s para cada sistema de captación.

Datos de entrada

- Rejilla de captación
  Ø de barrotes: ¾"
  Separación de los barrotes: 2 cm
  Ancho de la rejilla: 48 cm
  Largo de la rejilla: 1,39 m
- Caudales de la fuente de abastecimiento de la Q. El Tesorito
  Caudal ecológico es de 8,26 l/s o 0,00826 m^3/s
  Caudal medio de la quebrada: 0,06 m^3/s
  Caudal máximo de la fuente de abastecimiento periodo de 100 años: 15,73 m^3/s

A continuación, se presentan los cálculos requeridos para realizar la evaluación de la estructura de captación existente.

Área total de la rejilla

$$An = a * B * N$$

$An = Area\ total\ de\ la\ rejilla\ (m^2)$

$a = separacion\ entre\ barrotes\ (m)$

$N = número\ de\ orificios\ entre\ barrotes$

$$An = 0.02 * 0.48 * 69 = 0.66\ m^2$$

Área neta de la rejilla calculada

$$A_{neta} = \frac{a}{a+b} * B * L_r$$

$b = diametro\ de\ los\ barrotes$

$L_{rejilla} = Longitud\ real$

$$A_{neta} = \frac{0.02}{0.02 + 0.019} * 0.48 * 1.39 = 0.34\ m^2$$

Número de Orificios es de:

$$N = \frac{A_n}{a * B}$$

$$N = \frac{0.34}{0.02 * 0.48} = 35.6\ orificios$$

$$N_{ADOP} = 36\ orificios$$

Número de barrotes en la rejilla

$$N_{Barrotes} = \left(\frac{Lr - a}{b + a}\right) =$$

$$N_{Barrotes} = \left(\frac{1.37-0.02}{0.019+0.02}\right) = 35{,}08$$

$$N_{Barrotes} = 35\ Und$$

Caudal captado a través de la Rejilla de Captación:

Dentro de las condiciones iniciales del diseño, se ha toma el caudal medio de la fuente de abastecimiento de la Quebrada El Tesorito de 0.06 m^3/s. la altura de la lámina de agua en la garganta, el caudal captado y el caudal de excesos:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$Q = Caudal\ medio\ de\ la\ Fuente\ de\ abastecimiento$

$L = Longitud\ de\ la\ garganta\ donde\ se\ localiza\ la\ rejilla\ de\ captacion$

$$H = \left(\frac{0.06}{1.84 * 1.61}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.074\ m$$

$$Q_{Captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H}$$

$$Q_{Captado} = 0.3 * 0.34 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.074} = 0.12\frac{m^3}{s}$$

$$Q_{Excesos} = Q_{Captado} - Q_{Diseño} = 0.12 - 0.025 = 0.098\frac{m^3}{s}$$

Velocidad entre barrotes estimado a partir del caudal captado a través de la rejilla:

$$v_b = \frac{Q}{K * A_n}$$

$$v_b = \frac{0.12}{0.9 * 0.34} = 0.40 \frac{m}{s}$$

Teniendo en cuenta el *Titulo B - Ras - 2010 Manuales de prácticas de Buena ingeniería* cuando la velocidad es mayor a 0.14 m/s se dimensiona para la velocidad de 0.14 m/s como condición máxima recomendada para disminuir el arrastre de partículas[21]. Por lo cual CUMPLE la velocidad entre barrotes a partir del caudal captado con una velocidad de Vb 0.40 m/s la cual supera el valor recomendado por la Fuente de consulta de Bibliográfica de 0.15 m/s.

Se determina la velocidad entre barrotes a partir del Caudal de diseño como lo muestra el libro de consulta ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS de López Cualla[22]

$$v_b = \frac{0.025}{0.9 * 0.34} = 0.08 \frac{m}{s}$$

Para el caudal de diseño cumple con la velocidad entre barrotes de 0.08 m/s siendo menor a la velocidad máxima recomendada para disminuir el arrastre de partículas, sin embargo, teniendo en cuenta que el caudal captado a través de la Rejilla no es exactamente el caudal de diseño requerido por el sistema de acueducto sino el caudal posible captado a través de los orificios de la estructura. Por lo cual se concluye que la velocidad entre barrotes CUMPLE con la velocidad máxima recomendada para disminuir el arrastre de sólidos.

[21] (BASICO)

[22] (Cualla, 2003)

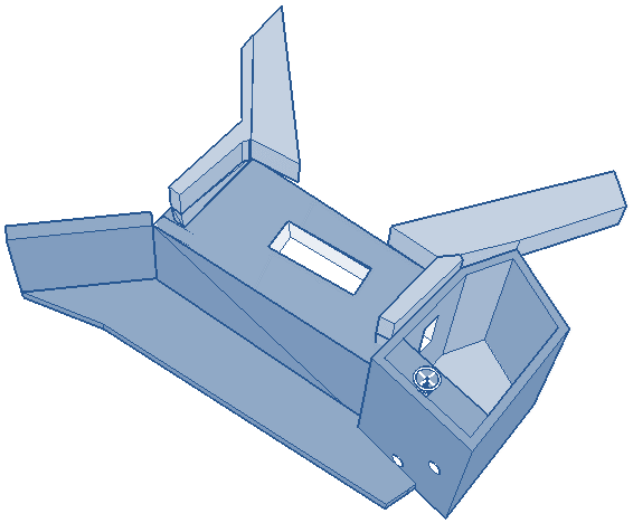


Figura 6-3. Cámara de recolección y de excesos

Cumple con la capacidad hidráulica requerida para evacuar el caudal excedente de 0.098 m^3/s captado a través de la rejilla.

La tubería de asbesto conduce el agua al desarenador por un trayecto de 12.13 m con diámetro de 6", la tubería de reboce es en PVC de 8".

Tabla 6-3. Evaluación de capacidad de captación

REJILLLA DE CAPTACIÓN			
Bocatoma de captación de toma de fondo cuenta con una rejilla de 3/4" (0,019 m), con una separación entre ellas de 2 cm.			
SEPARACION ENTRE BARROTES	a	0,0200	m
SEPARACION ENTRE BARROTES	a	2,00	cm
DIAMETRO DE LOS BARROTES	d	0,75	pulgadas
DIAMETRO DE LOS BARROTES	d	0,019	m
DIAMETRO DE LOS BARROTES	d	1,91	cm
LONGITUD DE LA REJILLA	L_r	139,0	cm
ANCHO DE LA REJILLA	B	0,48	m

AREA TOTAL DE LA REJILLA CALCULADA	At	1,92	m^2
AREA NETA DE LA REJILLA CALCULADA	$A_{ncalculada}$	0,342	m^2
NUMERO DE BARROTES CALCULADO	$n_{calculado}$	35,08	unidades
NUMERO DE BARROTES TOTAL ADOPT	$n_{calculado}$	70,00	unidades
NUMERO DE ESPACIOS CALCULADO	N	35,60	unidades
NUMERO DE ESPACIOS ADOPT	N	69,00	unidades
LONGITUD DE LA REJILLA CALCULADA	$L_{calculada}$	1,39	m

Tabla 6-4. Caudal de excesos

CUMPLE				
CAUDAL MEDIO DEL QUEBRADA EL TESORITO		0,0600	m^3/s	
ALTURA DE LA LAMINA DE AGUA EN LA GARGANTA DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION	H	0,0743	m	
L	L	1,61	m	
Cd		0,30		
CAUDAL CAPTADO		0,1238	m^3/s	
CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS		0,098	m^3/s	
CAUDAL DE DISEÑO		25,00	l/s	
CAUDAL DE DISEÑO		0,025	m^3/s	
COEFICIENTE K	K	0,90		
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL CAPTADO DE LA REJILLA	Vb	0,402	m/s	**NO CUMPLE CAUDAL TOTAL CAPTADO Q.EL TESORITO**
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL DISEÑO DE LA REJILLA	Vb	0,08	m/s	**CUMPLE**
DIÁMETRO DE TUBERÍA DE EXCESOS REQUERIDA	D (in)	11,90	in	

CUMPLE				
VELOCIDAD EN LA TUBERÍA DE EXCESOS REQUERIDA	Vb	2,01	m/s	
TUBERÍA DE EXCESOS EXISTENTE	D (in)	6,00	in	

Conclusiones

1. La estructura de captación existente CUMPLE con la capacidad hidráulica requerida por el sistema de acueducto, toda vez que en las condiciones de caudal mínimo en la fuente, los caudales captados son superiores a los caudales de diseño, asumidos como 2 (QMD)/2; es decir 25 L/s, por lo cual la consultoría determina que cumple con la suficiencia hidráulica para abastecer el sistema de acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar.

2. La rejilla de captación localizada sobre la presa se encuentra en buen estado, sin embargo, la velocidad entre barrotes para el caudal captado por la rejilla es de 0.40 m/s la cual supera la velocidad de 0.15 m/s recomendada en los "Manuales de buenas prácticas de ingeniería-Titulo B".
3. La cámara de recolección existente contiene canal de derivación de excesos.
4. La tubería de exceso según la siguiente tabla no es la adecuada, sin embargo, según los cálculos es necesaria una tubería de 11,90" y la que tiene es de ø 8".
5. Cambiar la tubería de asbesto por PVC.

ESTIMACION DE LA TUBERIA DE EVACUACION DE CAUDAL DE EXCESOS

- Caudal de captado en la fuente de abastecimiento El Tesorito=0.1238 m^3/s
- Caudal Diseño = 25 l/s
- Caudal de excesos

$$Q_{Excesos} = QC - QD = 0.098 \frac{m^3}{s}$$

- Diámetro supuesto por la consultoría de 10" PVC
- Velocidad en la tubería de excesos = 0.5 m/s

$$A = \frac{Q}{Vel} = \frac{0.098}{0.5} = 0.1045\ m^2$$

$$D = 0.2497\ m = 7.18" = 10"\ Diametro\ comercial$$

6.2 DESARENADORES

Los Desarenadores implementados en ambas captaciones, son del tipo convencional. Estos, corresponden a tanques en concreto diseñados para remover por acción de la gravedad las partículas en suspensión del agua cruda, hasta un tamaño mínimo de 0,1 mm; a manera de pretratamiento, con la finalidad de prevenir obstrucciones y abrasión en tuberías, accesorios y equipos componentes del sistema de acueducto. Por esto es recomendable, que estas unidades se localicen lo más cerca posible a las captaciones.

Su diseño se encuentra basado en las velocidades de tránsito del agua por la estructura, la densidad de las partículas y la temperatura promedio del agua, cuya variación incide directamente en los parámetros que gobiernan la sedimentación como son la viscosidad y la densidad. Tabla 61; Propiedades del agua.

Estos tanques se diseñan de forma longilínea, con relaciones largo – ancho desde 3:1 a 5:1, y con una tolva inferior con capacidad para almacenamiento del material sedimentado, con pendientes superiores al 10% que faciliten su evacuación.

Tabla 6-5. Propiedades del agua[23]

TEMPERATURA (°C)	Peso específico γ (N / m³)	Densidad ρ (kg / m³)	Viscosidad dinámica μ (Pa –s)	Viscosidad cinemática ν (m² / s)
0	9810	1000	$1,75 \times 10^{-3}$	$1,75 \times 10^{-6}$
5	9810	1000	$1,52 \times 10^{-3}$	$1,52 \times 10^{-6}$
10	9810	1000	$1,30 \times 10^{-3}$	$1,30 \times 10^{-6}$
15	9810	1000	$1,15 \times 10^{-3}$	$1,15 \times 10^{-6}$
20	9790	998	$1,02 \times 10^{-3}$	$1,02 \times 10^{-7}$
25	9780	997	$8,91 \times 10^{-4}$	$8,94 \times 10^{-7}$
30	9770	996	$8,00 \times 10^{-4}$	$8,03 \times 10^{-7}$
35	9750	994	$7,18 \times 10^{-4}$	$7,22 \times 10^{-7}$
40	9730	992	$6,51 \times 10^{-4}$	$6,56 \times 10^{-7}$
45	9710	990	$5,94 \times 10^{-4}$	$6,00 \times 10^{-7}$
50	9690	988	$5,41 \times 10^{-4}$	$5,48 \times 10^{-7}$
55	9670	986	$4,98 \times 10^{-4}$	$5,05 \times 10^{-7}$
60	9650	984	$4,60 \times 10^{-4}$	$4,67 \times 10^{-7}$
65	9620	981	$4,31 \times 10^{-4}$	$4,39 \times 10^{-7}$
70	9590	978	$4,02 \times 10^{-4}$	$4,11 \times 10^{-7}$
75	9560	975	$3,73 \times 10^{-4}$	$3,83 \times 10^{-7}$
80	9530	971	$3,50 \times 10^{-4}$	$3,60 \times 10^{-7}$
85	9500	968	$3,30 \times 10^{-4}$	$3,41 \times 10^{-7}$
90	9470	965	$3,11 \times 10^{-4}$	$3,22 \times 10^{-7}$
95	9440	962	$2,92 \times 10^{-4}$	$3,04 \times 10^{-7}$
100	9400	958	$2,82 \times 10^{-4}$	$2,94 \times 10^{-7}$

6.2.1 Desarenador captación Mandinga

Es un estructura de concreto con dimensiones principales de 11,24 m, por 2,37 m de ancho y una altura máxima de 2,35 m; se compone de una cámara de llegada de 1,62 m de largo, 1,15 m de ancho y una altura de 0,93 m, seguida por dos compartimientos a los que se accede por medio de un vertedero que se encuentra en la parte superior.

Al costado derecho de la estructura tiene una compuerta, la cual está dispuesta a devolver el caudal de excesos, con una tubería de PVC de Ø 4" descargando al suelo que posteriormente se dirige a la Quebrada Mandinga, abierta únicamente cuando se quieran sacar las arenas del fondo del desarenador.

[23] Fuente: http://www.civil.frba.utn.edu.ar/Materias/hidraulica/archivos/tablas_graficos.pdf

Se tiene una cámara al final de la estructura de 0,55 m de ancho, 1,94 m de largo y 0,76 m de altura con una tubería de 6" al costado para la conducción hasta la PTAP.

Evaluación hidráulica

Según la Resolución 0330 de 2017, como requisitos para el diseño del desarenador, se tienen los siguientes requerimientos.

- Una velocidad de sedimentación de partículas de acuerdo al diámetro mínimo de 0.1 mm.
- Velocidad horizontal inferior a 0.25 m/s
- El tiempo de retención no debe ser menor a 20 minutos.
- Pendientes superiores al 10%.

El estado de la válvula de salida de arenas se encuentra oxidada y no es óptimo su funciona de manera adecuada para realizar la evacuación de los lodos de la estructura, por lo que se debe cambiar dicho elemento.

Datos de entrada

- Caudal de diseño de 12,5 l/s
- Temperatura del agua 20,34ºC
- Diámetro de la partícula 0,1 mm
- Viscosidad cinemática de 0,011 cm^2/s
- Gravedad especifica 2,65 T/m^3

Velocidad de sedimentación (STOKES)

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{p_s - p}{\mu} * d^{`2}$$

$$V_s = \frac{9.81}{20.34} * \frac{2.65 - 1}{0.01011} * 0.01^{`2} = 0.39 \frac{cm}{s}$$

Tabla 6-6. Número de Hazen (Vs/Vo)

Remoción (%)								
Condiciones	**87,5**	**80**	**75**	**70**	**65**	**60**	**55**	**50**
n = 1	7,00	4,00	3,0	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n = 3	2,75		1,66					0,76
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máx. teórico	0,88		0,75					0,50

De la Tabla 6-6 Se obtiene para n=1 y remoción del 75%

$$\frac{\theta}{t} = 3$$

Teniendo una profundidad útil de sedimentación de H igual 2,35 m el tiempo que tardará la partícula de diámetro igual a 0.1 mm en llegar al fondo será de:

$$t = \frac{H}{V_S} = \frac{235}{0.35} = 6.10\ Seg$$

Y el periodo de retención hidráulico será de

$$\theta = 3 * t = 3 * 463.41 = 1098\ segundos = 18.3\ min$$

El volumen requerido de desarenación será, por consiguiente:

$$V = \theta * Q = 1098 * 0.0125 = 13.73\ m^3$$

El área superficial requerida del tanque es:

$$A_S = \frac{V}{H}$$

$$A_S = \frac{13.73}{2.35} = 5{,}84\ m^2$$

Área superficial de la estructura de desarenación existente es:

$$As = B * L$$

$$As = 2.01 * 8.34 = 16.80\ m^2$$

Volumen actual de desarenación es:

$$V = As * H = 16.76 * 2.35 = 39.49\ m^3$$

La carga hidráulica superficial para el tanque será de:

$$q = \frac{Q}{As}$$

$$q = \frac{0.0125}{16.80} = 0.00074 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

Caudal de tratamiento de la estructura de desarenacion:

$$q_{trat} = \frac{v}{(t)} * 1000$$

$$q_{trat} = \frac{16.80\ m^3}{(20\ min * 60)} * 1000 = 32.91 \frac{l}{s}$$

Cálculo del Número de Reynolds

$$Re = \frac{d * Vo}{\mu}$$

$$Re = \frac{0.0001 * 0.00074}{0.0011} = 0.005$$

Tipo de flujo:

- Laminar <1
- Turbulento 1-1000
- Transición >1000

Teniendo en cuenta el valor del número de Reynolds se encuentra en régimen laminar la velocidad de sedimentación a través de la Ley de Stokes:

La velocidad de sedimentación de la partícula crítica:

$$Vo = q = 0.00074\ \frac{m^3}{m^2 * s}$$

La velocidad horizontal será:

$$Vh = \frac{Q}{W} = \frac{Vo * L}{H} = \frac{0.00074 * 8.36}{2.35} = 0.0026 \frac{m}{s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$v_{h\,max} = 20 * Vh = 0.8 \frac{m}{s}$$

Tabla 6-7. Diagnostico desarenador existente Q. Mandinga

DATOS INICIALES			
CRITERIO	**OBSERVACIONES**	**VALOR**	**UNIDADES**
CAUDAL DE DISEÑO		12,5	L/s
CAUDAL DE DISEÑO		0,0125	m^3/s
TEMPERATURA DEL AGUA		20,34	ºC
EFICIENCIA DEL DESARENADOR	VALOR ASUMIDO	75,00	%
DIAMETRO DE LA PARTICULA A REMOVER		0,01	cm
VISCOSIDAD CINEMATICA		0,01011	cm^2/s
GRAVEDAD ESPECIFICA		2,65	-
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (STOCKES)		0,39	cm/s
RELACIÓN LARGO:ANCHO	L:B	3(L):1(B)	
	DIAGNÓSTICO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA		
GRADO DEL DESARENADOR	Deflectores deficientes o sin ellos	1,00	
· /t		3,00	

PROFUNDIDAD UTIL DEL DESARENADOR		2,35	m
CUMPLE			
TIEMPO DE CAIDA DE LA PARTICULA		6,10	s
PERIODO DE RETENCIÒN HIDRÀULICO ·		18,3	min
NO CUMPLE			
	DIAGNÓSTICO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA		
VOLUMEN REQUERIDO DESARENACIÓN		13,73	m^3
ÁREA SUPERFICIAL ACTUAL DEL DESARENADOR		5,84	m^2
ANCHO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	B	2,01	m
LARGO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	L	8,36	m
ÁREA SUPERFICIAL DEL DESARENADOR	As	16,80	m^2
VOLÚMEN ACTUAL DEL DESARENACIÓN		39,49	m^3
CAUDAL QUE PUEDE TRATAR	Qtrat	32,91	L/s
CUMPLE			
	DIAGNÓSTICO DE VELOCIDAD HORIZONTAL		
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION CRITICA	v0=q	0,00074	m/s

DIAMETRO DE LA PARTICULA CRITICA	d0	0,10	mm
VELOCIDAD HORIZONTAL	Vh	0,0026	m/s
VELOCIDAD HORIZONTAL MAXIMA	Vh max	0,08	m/s
CUMPLE			

TIPO DE FLUJO		
Reynold	0,005	>1
p	998,6	kg/m3
T	20,34	ºC
Viscocidad cinematica	1,011,E-03	
Diametro	0,0001	m
TIPO DE FLUJO	**LAMINAR**	
LAMINAR	<1	
TURBULENTO	1-1000	
TRANSICION	2000-4000	

La sedimentación de arena fina (d<0.01 cm) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno (Re<1.0).
La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1 000.
La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de desarenación:

- La estructura de desarenación CUMPLE con la capacidad hidráulica requerida para el pretratamiento de los 12.5 l/s requeridos por el sistema de acueducto. El sistema de pretratamiento actual trata un caudal máximo de 32.91 l/s.
- La estructura de desarenación existente cuenta con un volumen actual de 39.49 m^3 y el volumen requerido de la estructura para el caudal de demanda de 12.5 l/s para abastecer el sistema es de 13.73 m^3.
- El tiempo de retención hidráulica de la estructura de desarenación es de 18.3 min. Por lo cual no da cumplimiento a lo establecido en la Res 0330 de 2017 con un tiempo de retención mínimo de 20 minutos.
- La velocidad horizontal máxima es de 0.08 m/s (Velocidad horizontal máxima establecida en la Res 0330 de 2017 es de 0.25 m/s, dando cumplimiento a lo descrito en el artículo 55).
- De acuerdo con el Articulo 55. Requisitos mínimos de diseño para desarenadores recomiendan que las estructuras no tengan placa de cubierta sino cerramiento que evite el ingreso de personas no autorizadas o animales.
- Reemplazar las válvulas existentes que se encuentren en mal estado.

6.2.2 Desarenador captación El Tesorito

Es una estructura de concreto con dimensiones de 11,08 m de largo, por 3,10 m de ancho y una altura máxima de 2,18 m. Se compone de una cámara de llegada de 2,43 m de largo, 0,88 m de ancho y una altura de 0,95 m, seguida por dos compartimientos a los que se accede por medio de un vertedero que se encuentra en la parte superior.

En el fondo de la estructura cuenta con una pendiente del 1%, con el fin de evitar la acumulación de arenas. Al costado derecho de la estructura tiene una compuerta, la cual está dispuesta a devolver el caudal de excesos, con una tubería de PVC de 6" descargando al suelo que posteriormente se dirige a la Quebrada El Tesorito, abierta únicamente cuando se quieran sacar las arenas del fondo del desarenador.

Se tiene una cámara al final de la estructura de 0,55 m de ancho; 2,54 m de largo y 0,54 m de altura con una tubería de Ø 6" al costado para la conducción hasta la PTAP.

Evaluación hidráulica

La Resolución 0330 de 2017, establece los siguientes requisitos para el diseño de desarenadores:

- Una velocidad de sedimentación de partículas de acuerdo al diámetro mínimo de 0.1 mm.
- Velocidad horizontal inferior a 0.25 m/s
- El tiempo de retención no debe ser menor a 20 minutos.
- Pendientes superiores al 10%.

El estado de la válvula de salida de arenas se encuentra oxidada y no es óptimo su funciona de manera adecuada para realizar la evacuación de los lodos de la estructura, por lo que se debe cambiar dicho elemento.

Datos de entrada

- Caudal de diseño de 12.5 l/s

- Temperatura del agua 20.34ºC
- Diámetro de la partícula 0.1 mm
- Viscosidad cinemática de 0.01011 cm^2/s
- Gravedad especifica 2.65

Velocidad de sedimentación (STOKES)

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{p_s - p}{\mu} * d^{`2}$$

$$V_s = \frac{9.81}{20.34} * \frac{2.65 - 1}{0.01011} * 0.01^{`2} = 0.44 \frac{cm}{s}$$

Se obtiene para n=1 y remoción del 75%

$$\frac{\theta}{t} = 3$$

Teniendo una profundidad útil de sedimentación de H igual 3.10 m el tiempo que tardará la partícula de diámetro igual a 0.1 mm en llegar al fondo será de:

$$t = \frac{H}{V_S} = \frac{310}{0.44} = 712\ Seg$$

Y el periodo de retención hidráulico será de

$$\theta = 3 * t = 3 * 712 = 35.6\ min$$

El volumen requerido de desarenación será, por consiguiente:

$$V = \theta * Q = 2136 * 0.0125 = 26.70\ m^3$$

El área superficial requerida del tanque es:

$$A_S = \frac{V}{H}$$

$$A_S = \frac{26.70}{3.10} = 8.61 m^2$$

Área superficial de la estructura de desarenación existente es:

$$As = B * L$$

$$As = 23.11\, m^2$$

Volumen actual de desarenación es:

$$V = As * H = 71.65\, m^3$$

La carga hidráulica superficial para el tanque será de:

$$q = \frac{Q}{As}$$

$$q = \frac{0.0125}{23.11} = 0.0005 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

Caudal de tratamiento de la estructura de desarenacion:

$$q_{trat} = \frac{v}{(t)} * 1000$$

$$q_{trat} = 59.71 \frac{l}{s}$$

Cálculo del Número de Reynolds

$$Re = \frac{d * Vo}{\mu}$$

$$Re = 0.004$$

Tipo de flujo:

- Laminar <1
- Turbulento 1-1000
- Transición >1000

Teniendo en cuenta el valor del número de Reynolds se encuentra en régimen laminar la velocidad de sedimentación a través de la Ley de Stokes:

La velocidad de sedimentación de la partícula crítica:

$$Vo = q = 0.00054 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

La velocidad horizontal será:

$$Vh = \frac{Q}{W} = \frac{Vo * L}{H} = 0.0016 \frac{m}{s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$v_{h\,max} = 20 * Vh = 0.09 \frac{m}{s}$$

Tabla 6-8. Diagnostico desarenador existente Q. El Tesorito

DATOS INICIALES			
CRITERIO	**OBSERVACIONES**	**VALOR**	**UNIDADES**
CAUDAL DE DISEÑO		12.50	L/s
CAUDAL DE DISEÑO		0.0125	m^3/s
TEMPERATURA DEL AGUA		20.34	ºC
EFICIENCIA DEL DESARENADOR	VALOR ASUMIDO	75.00	%
DIAMETRO DE LA PARTICULA A REMOVER		0.01	cm
VISCOSIDAD CINEMATICA		0.01011	cm^2/s
GRAVEDAD ESPECIFICA		2.65	-
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (STOKES)		0.89	cm/s
RELACIÓN LARGO:ANCHO	L:B	3(L):1(B)	
	DIAGNÓSTICO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA		

DATOS INICIALES			
CRITERIO	**OBSERVACIONES**	**VALOR**	**UNIDADES**
GRADO DEL DESARENADOR	Deflectores deficientes o sin ellos	1.00	
q/t		7.00	
PROFUNDIDAD UTIL DEL DESARENADOR		1.54	m
TIEMPO DE CAIDA DE LA PARTICULA		173.31	s
PERIODO DE RETENCIÒN HIDRÀULICO q		20.2	min
CUMPLE TRH MAYOR A 20 min			
	DIAGNÓSTICO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA		
VOLUMEN REQUERIDO DESARENACIÓN		26.70	m^3
ÁREA SUPERFICIAL ACTUAL DEL DESARENADOR		17.34	m^2
ANCHO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	B	2.36	m
LARGO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	L	8.60	m
ÁREA SUPERFICIAL DEL DESARENADOR	As	20.30	m^2
VOLÚMEN ACTUAL DEL DESARENACIÓN		31.26	m^3
CAUDAL QUE PUEDE TRATAR	Qtrat	26.05	L/s
CUMPLE con la capacidad de tratamiento requerida			
	DIAGNÓSTICO DE VELOCIDAD HORIZONTAL		
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION CRITICA	v0=q	0.00062	m/s
DIAMETRO DE LA PARTICULA CRITICA	d0	0.10	mm
VELOCIDAD HORIZONTAL	Vh	0.0034	m/s
VELOCIDAD HORIZONTAL MAXIMA	Vh max	0.18	m/s
CUMPLE Velocidad Horizontal Maxima es menor de 0.25 m/s			

TIPO DE FLUJO		
Reynold	0.006	>1
p	998.6	kg/m3
T	20.34	ºC
Viscocidad cinematica	1.011.E-03	
Diametro	0.0001	m
TIPO DE FLUJO	**LAMINAR**	
LAMINAR	<1	
TURBULENTO	1-1000	
TRANSICION	2000-4000	

La sedimentación de arena fina (d<0.01 cm) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno (Re<1.0).
La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1 000.
La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de desarenación:

- La estructura de desarenación CUMPLE con la capacidad hidráulica requerida para el pretratamiento de los 12,5 l/s requeridos por el sistema de acueducto. El sistema de pretratamiento actual trata un caudal máximo de 59.71 l/s.
- La estructura de desarenación existente cuenta con un volumen actual de 71.65 m^3 y el volumen requerido de la estructura para el caudal de demanda de 12.5 l/s para abastecer el sistema es de 26.70 m^3.
- El tiempo de retención hidráulica de la estructura de desarenación es de 35.6 min. Por lo cual no se da cumplimiento a lo establecido en la Res 0330 de 2017 con un tiempo de retención mínimo de 20 minutos.
- La velocidad horizontal máxima es de 0.09 m/s (Velocidad horizontal máxima establecida en la Res 0330 de 2017 es de 0.25 m/s, dando cumplimiento a lo descrito en el artículo 55).
- De acuerdo con el Articulo 55. Requisitos mínimos de diseño para desarenadores recomiendan que las estructuras no tengan placa de cubierta sino cerramiento que evite el ingreso de personas no autorizadas o animales.
- Reemplazar las válvulas existentes que se encuentren en mal estado.

6.3 Tuberías de Aducción

Se suele llamar aducción a las tuberías que transportan agua cruda, y que por lo tanto transportan agua con gran cantidad de sólidos suspendidos y sedimentables. Estas tuberías corresponden entonces a las que conectan la captación con el desarenador, y a este con la Planta de Tratamiento, ya a todas las demás tuberías que complementan dichas estructuras (descoles, alivio de excesos, etc.). Las tuberías que ya se encuentran después de la Planta de Potabilización, se les denomina conducción.

Todas las tuberías de aducción que conforman ambos sistemas de captación, corresponden a tuberías operando a presión, y por lo tanto, su análisis hidráulico se realiza bajo el modelo de Manning.

Los sistemas de aducción deben contar con un cálculo hidráulico, donde:

- Se contemplen diferentes condiciones operativas o de expansión, tomando como referencia el trazado sobre planos topográficos a escala adecuada de la conducción existente, si la hubiere, y de las alternativas de conducción propuestas por el diseñador.
- Para conducciones con poblaciones mayores a 60.000 habitantes, los diseños hidráulicos se realizarán bajo criterio exhaustivo u optimizado.
- Para el diseño de una aducción o conducción por gravedad o impulsión por bombeo se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:
    - ✓ Se procura que el trazado de la línea desde la captación hasta la red o distribución sea lo más corto posible, buscando vías o senderos públicos evitando zonas de deslizamiento e inundaciones. En caso que se requiera el uso de predios privados, será necesario determinar la correspondiente servidumbre, la cual se referenciará en la memoria y los planos respectivos del proyecto.
    - ✓ La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendadas para el material del ducto a emplear y/o los accesorios correspondientes.
    - ✓ La presión que debe soportar la tubería, incluyendo la onda de sobrepresión que genera el golpe de ariete, en ningún caso deberá exceder la presión de trabajo recomendada por el fabricante del ducto. La onda de sub - presión no debe generar presiones manométricas inferiores a 10 mca.

6.3.1 Línea de aducción. Mandinga, tramo Captación - Desarenador

La aducción transporta el agua desde la captación Mandinga con una longitud aproximada de 20.56 m a través de una tubería de diámetro de 8" de material Asbesto la cual se encuentra cubierta. Iniciando en la bocatoma y finalizando en el desarenador.

Tabla 6-9. Diámetro de la tubería de aducción

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)	ESTADO FISICO
8	ASBESTO	20.56	Bueno



Figura 6-4. Tubería de aducción

Evaluación hidráulica

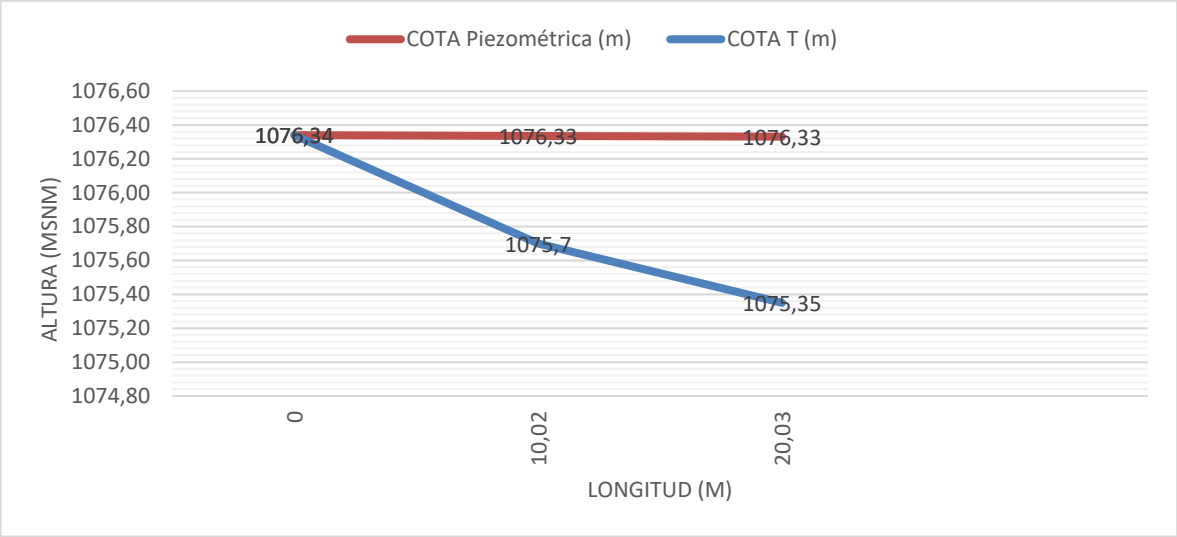


Figura 6-1.Características hidráulicas de la aducción

Como se observa en la gráfica anterior, la tubería (color naranja) se encuentra por debajo de la línea piezométrica (color azul), lo cual se le conoce como conducción forzada, ideal para el sistema de acueducto.

En este tramo el cual tiene por longitud 20,56 m, cuenta con una velocidad de 0,35 m/s, se encuentra construida en asbesto-cemento de 8", una cota de inicio de 1076,34 msnm, el caudal conducido es del 60% de las presiones manométricas inferiores a 10 mca.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- Es muy recomendable reemplazar la tubería de asbesto-cemento a PEAD, pues en primer término, debido a los riesgos carcinogénicos del asbesto, se viene realizado campañas de las entidades de salud para la restricción de su uso; además, la producción de estos productos se encuentran en vías de extinción, pues las tuberías

y accesorios de PVC presentan ventajas como son la de mayor resistencia mecánica que les permite soportar mayores presiones internas, impactos externos y, debido a su flexibilidad, adsorben sin problemas de roturas o fugas los movimientos del terreno.

- No cumple con la velocidad mínima del agua dentro de tubería ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser de 0,50 m/s, se recomienda cambiar la tubería por el menor diámetro comercial que es de 6" en PEAD.
- Las presiones manométricas del tramo de la aducción desde la bocatoma al desarenador son inferiores a 10 mca.

6.3.2 Línea de aducción Mandinga, tramo Desarenador - PTAP

La tubería de aducción desde el Desarenador hasta la PTAP se encuentra constituida así: (Figura 6-5)

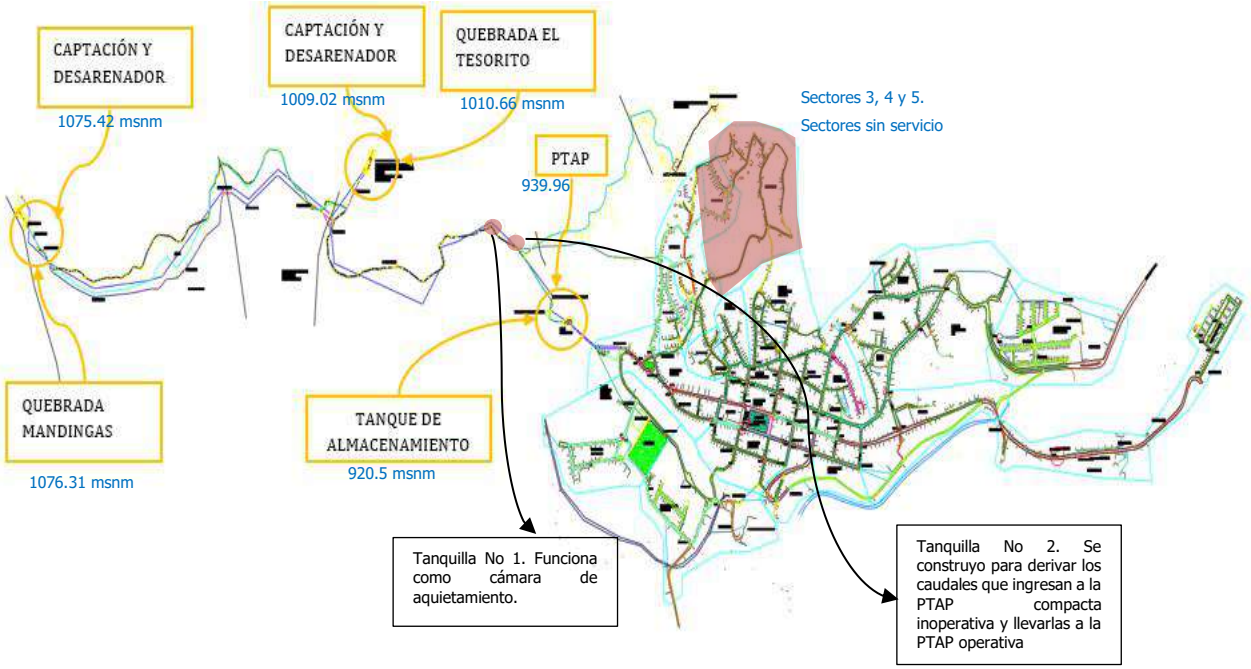


Figura 6-5. Constitución de la tubería de aducción general

- Un tramo inicial de Ø 6" en PVC-P, con una longitud de 1.123,41 m
- Luego, un segundo tramo compuesto por dos tuberías: la primera de Ø 4", tiene una longitud de 45,37 m, mientras la segunda ramificación es de Ø 2" con una longitud de 37,02 m.
  - La tubería de 4" en PVC llega a una ventosa la cual hace que cambie de dirección con una longitud de 755,79 m hasta llegar a la Tanquilla 1, ubicada en las coordenadas X: 1.138.739 y Y: 1.351.977.
  - Mientras tanto, la otra tubería se conecta a la tubería proveniente del desarenador de El Tesorito.
  - Desde la tanquilla 1 salen dos tuberías una de Ø 4" y la otra de Ø 3", las cuales se dirigen en paralelo por 158,87 m hasta llegar a la tanquilla 2. La Tanquilla No 1 tiene la función de operar como cámara de aquietamiento y de repartición de caudales ya que en este punto ingresan las aducciones provenientes de la captación El Mandingas y la captación El Tesorito.

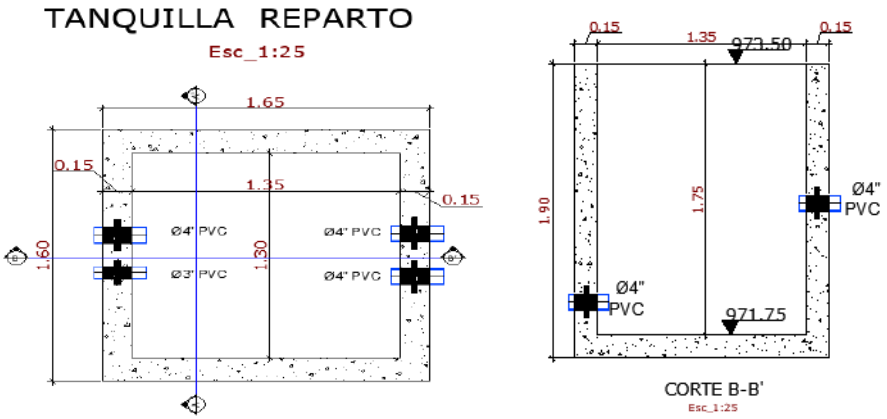


Figura 6-2. Tanquilla No 1

- Desde la tanquilla 2, la función de esta tanquilla es de regulación de presión de la cual salen dos tuberías con el mismo diámetro de entrada, la tubería de Ø 4" llega directamente al tanque de almacenamiento de la PTAP con una longitud de 83,48 m, mientras que la tubería de Ø 3" por una longitud de 84,00 m, sin

embargo, se tiene que a la altura de la coordenada Y: 1.351.843 y X: 1.138.837 esta tubería presenta la conexión de otra tubería de Ø 2" la cual también llega a al tanque de almacenamiento de la PTAP con una longitud de 68,04 m.

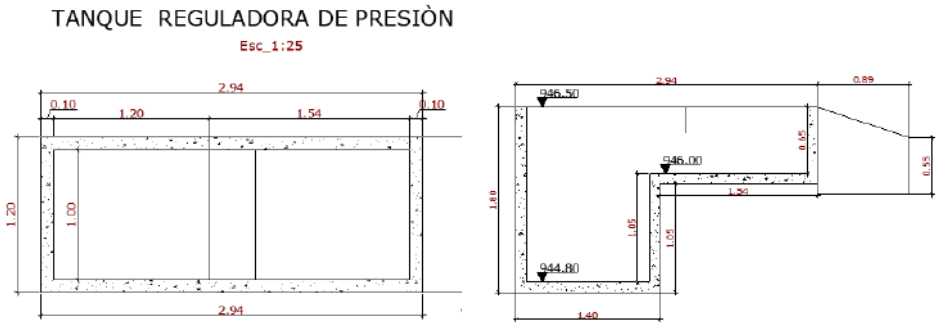
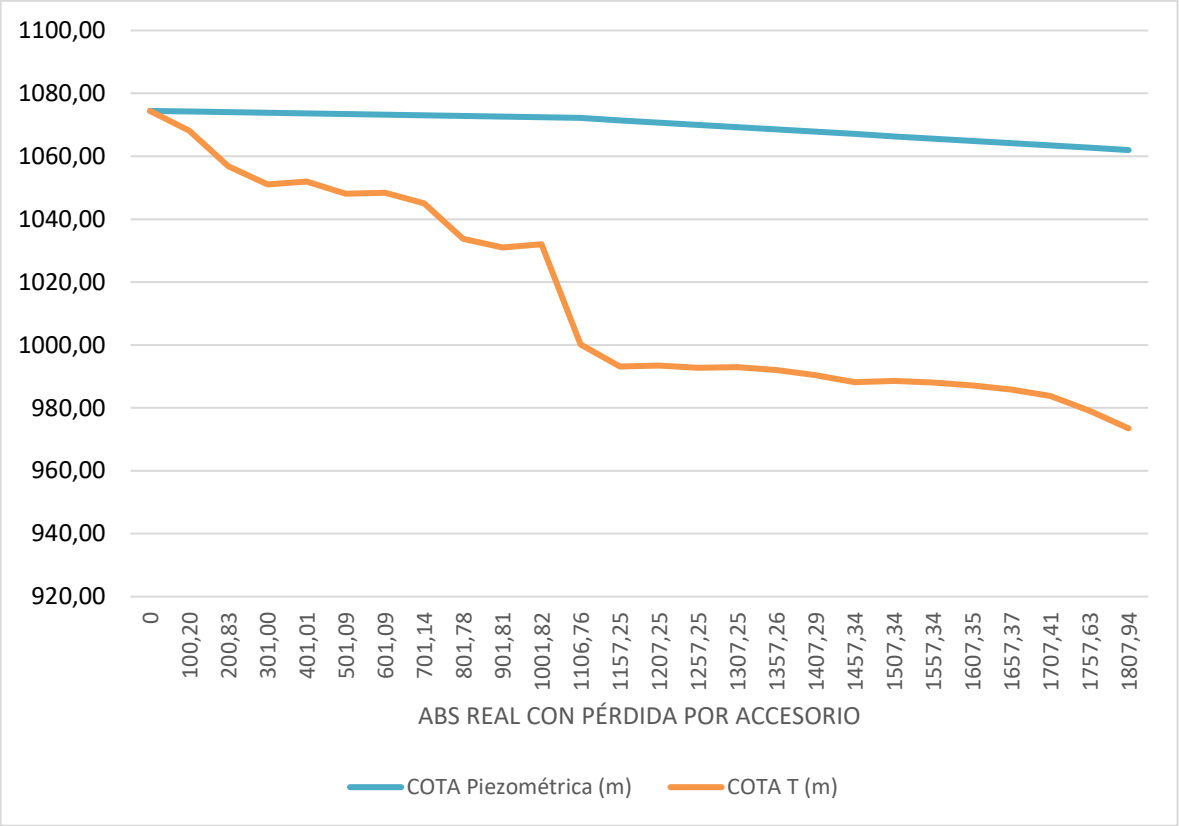


Figura 6-3. Tanquilla No 2.

- ***Evaluación hidráulica del tramo Desarenador – Tanquilla 1***

Como se observa en la Gráfica 6-2, la tubería (color naranja) se encuentra por debajo de la línea piezométrica (color azul), lo cual se le conoce como conducción forzada, ideal para el sistema de acueducto.

En este tramo el cual tiene por longitud 1924,15 m, cuenta con una velocidad de 0,55 m/s en la tubería de Ø 6" y de 1,23 m/s en la tubería de Ø 4", el tramo evaluado se encuentra construido en PVC, la cota de inicio de 1074,42 msnm, el caudal conducido es del 80% y presiones manométricas superiores a 10 mca.



Gráfica 6-1. Características hidráulicas de la aducción desde el Desarenador hasta la Tanquilla 1

Conclusiones

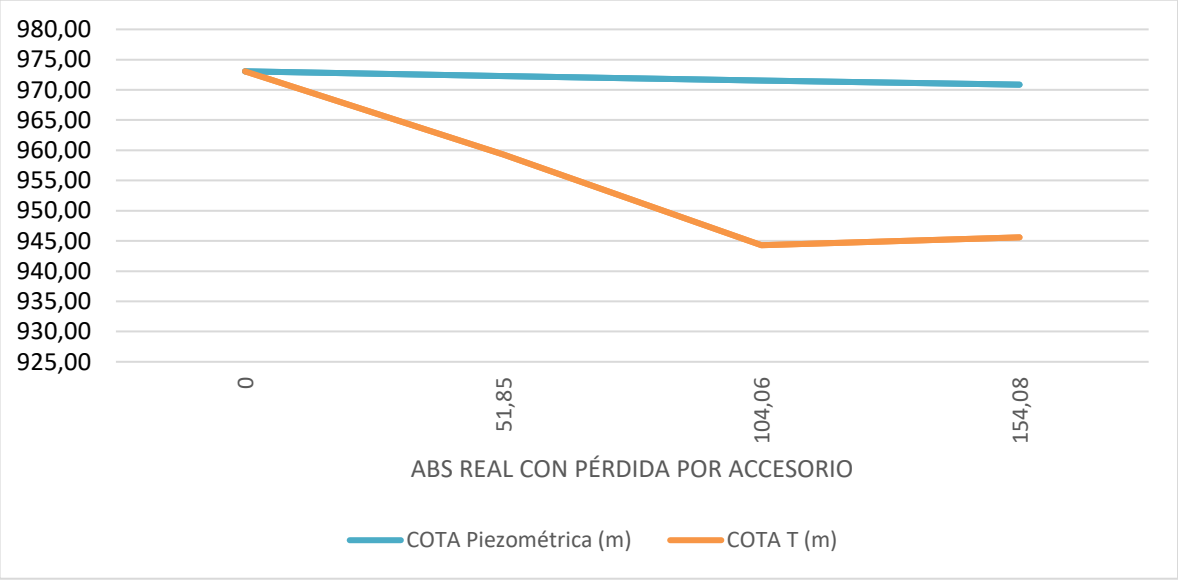
A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- La tubería de 6" no cumple con la velocidad mínima ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser de 0,50

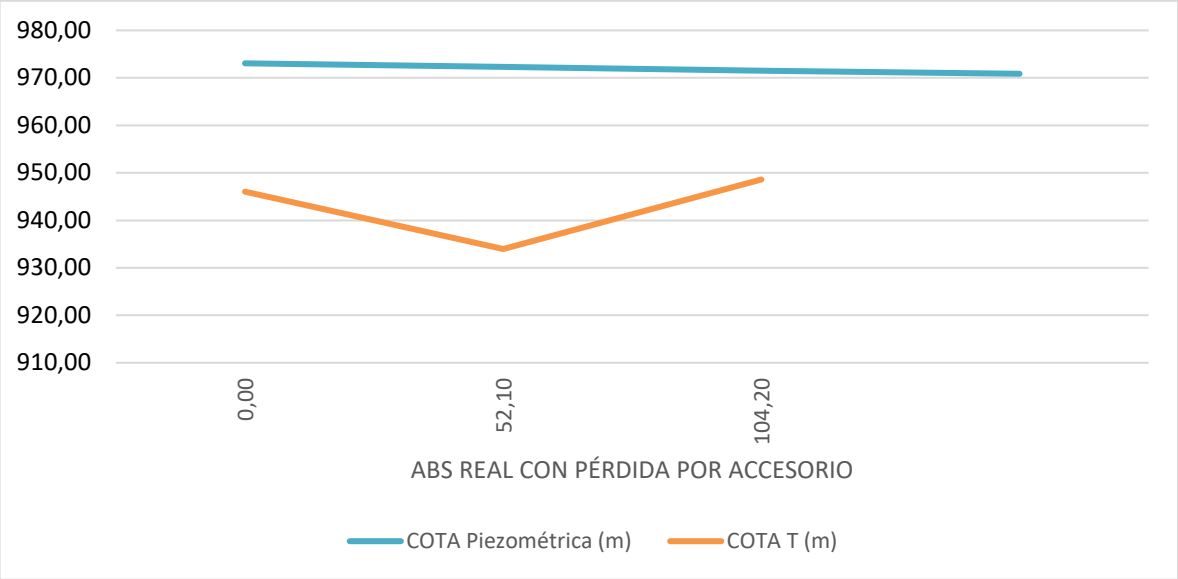
m/s, se recomienda cambiar la tubería por el menor diámetro comercial que es de 4" en PVC.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción desde el desarenador hasta la tanquilla son superiores a 10 mca.

❖ ***Evaluación hidráulica tramo Tanquilla 1 – Tanque 1: sub-tramo A***



Gráfica 6-2. Características hidráulicas de la aducción A desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1



Gráfica 6-3. Características hidráulicas de la aducción A desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1

En este tramo el cual tiene por longitud 242.30 m, cuenta con una velocidad de 1.23 m/s en tubería de 4", el tramo evaluado se encuentra construido en PVC, la cota de inicio de 973.06 msnm, el caudal conducido es del 80% y presiones manométricas superiores a 10 mca.

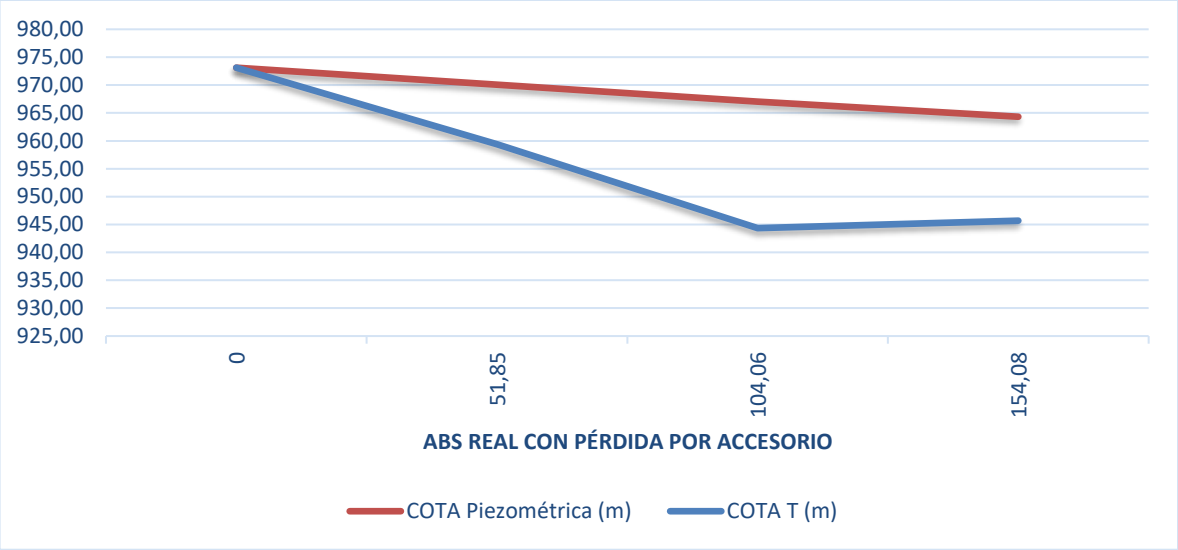
Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

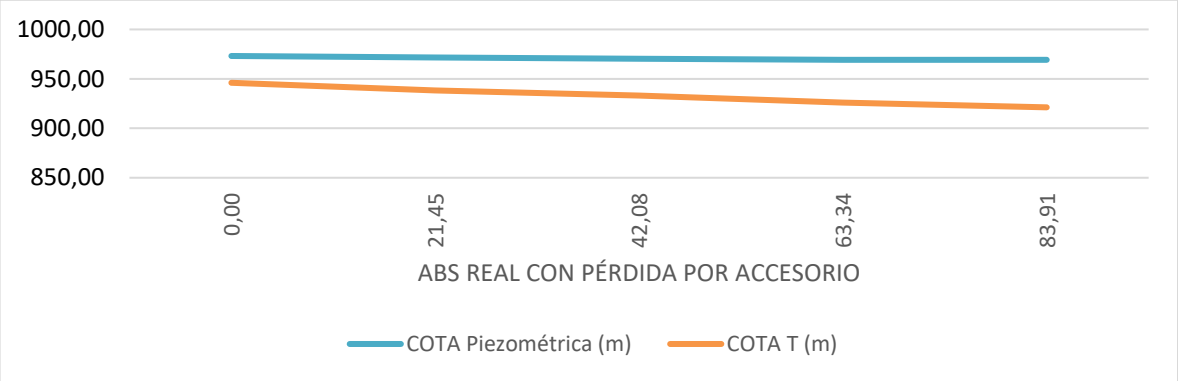
- Cumple con la velocidad mínima ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser de 0.5 m/s.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción desde la Tanquilla 1 hasta el Tanque 1 son superiores a 10 mca.

Evaluación hidráulica desde tramo Tanquilla 1 – Tanque 1: sub-tramo B



Gráfica 6-4. Características hidráulicas de la aducción B desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1



Gráfica 6-5. Características hidráulicas de la aducción B desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1

En este tramo el cual tiene por longitud 234.58 m, cuenta con una velocidad de 2.19 m/s en tubería de 3", el tramo evaluado se encuentra construido en PVC, la cota de inicio de 973.12 msnm, el caudal conducido es del 80% y presiones manométricas superiores a 10 mca.

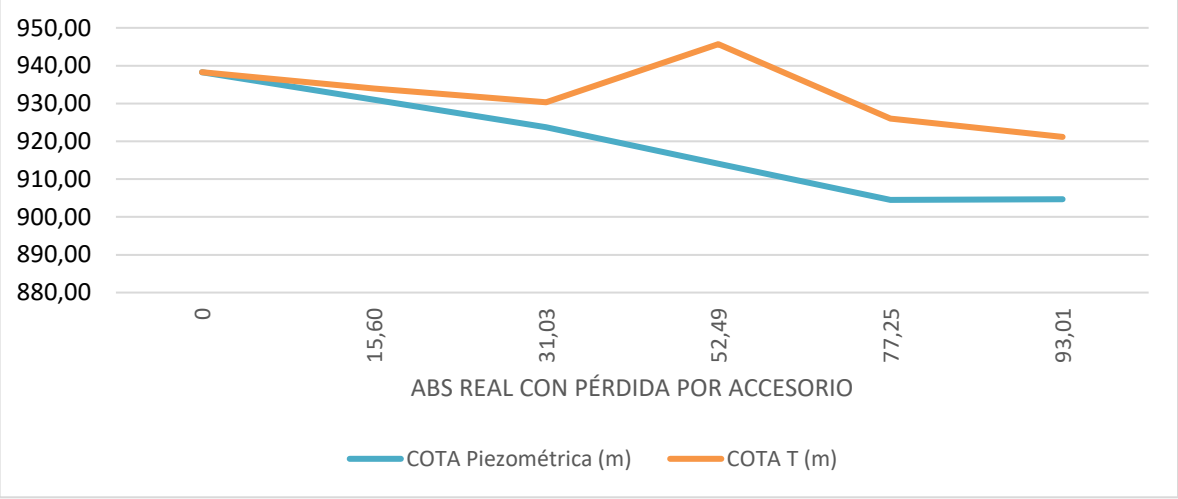
Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- Cumple con la velocidad mínima ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser de 0.5 m/s.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción B desde la Tanquilla 1 hasta el Tanque 1 son superiores a 10 mca.

❖ ***Evaluación hidráulica tramo Tanquilla 1 – Tanque 1: sub-tramo C***



Gráfica 6-6. Características hidráulicas de la aducción C desde la Tanquilla 1 hasta Tanque 1

En este tramo el cual tiene por longitud 68.04 m, cuenta con una velocidad de 4.93 m/s en tubería de Ø 2", el tramo evaluado se encuentra construido en PVC, la cota de inicio de 938.26 msnm, el caudal conducido es del 80% y presiones manométricas menores y mayores a 10 mca.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- Cumple con la velocidad mínima ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser de 0.5 m/s.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción C desde la Tanquilla 1 hasta el Tanque 1 son menores y mayores a 10 mca.

6.3.3 Línea de aducción El Tesorito, tramo Captación - Desarenador

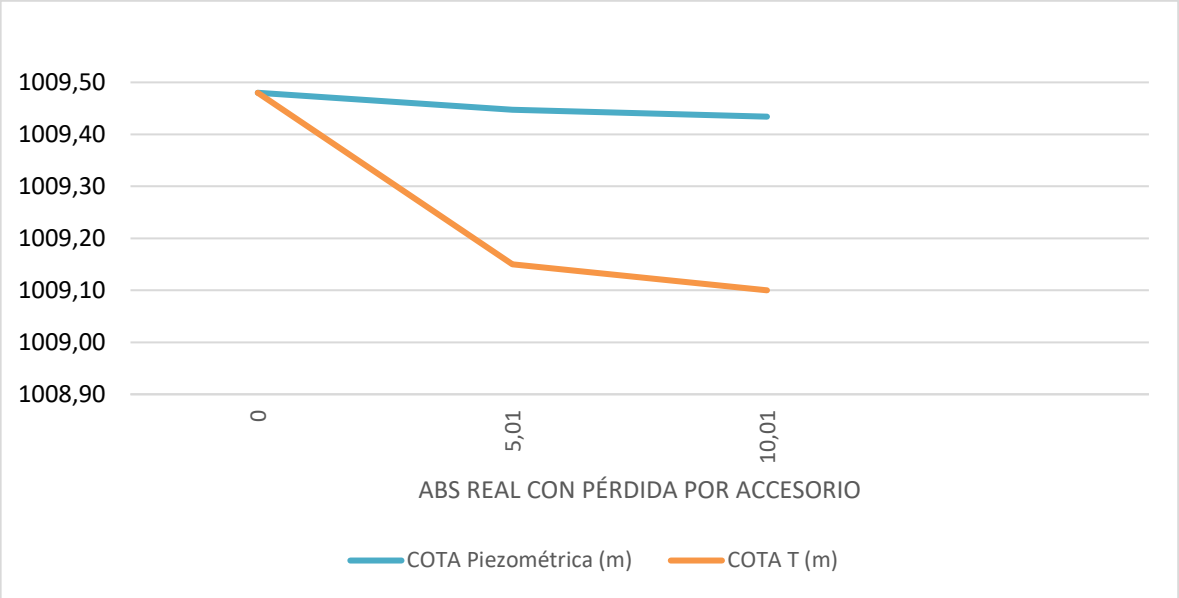
La aducción transporta el agua desde la captación El Tesorito con una longitud aproximada de 12.13 m a través de una tubería de diámetro de 6" de material Asbesto la cual se encuentra instalada sub-superficialmente; iniciando en la bocatoma y finalizando en el desarenador.

A continuación, en la siguiente Tabla se muestra el resumen de las tuberías existentes en la línea de aducción.

Tabla 6-10. Diámetro de la tubería de aducción

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
6	ASBESTO	12.21

- ***Evaluación hidráulica***



Gráfica 6-7. Características hidráulicas de la aducción

Como se observa en la gráfica anterior, la tubería (color naranja) se encuentra por debajo de la línea piezométrica (color azul), lo cual se le conoce como conducción forzada, ideal para el sistema de acueducto.

En este tramo el cual tiene por longitud 12,21 m, cuenta con una velocidad de 0,62 m/s, se encuentra construida en asbesto-cemento de Ø 6”, una cota de inicio de 1009,48 msnm, el caudal conducido es del 90% y las presiones manométricas inferiores a 10 mca.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- Es necesario realizar el cambio del material de la tubería de asbesto-cemento a PVC, las ventajas descritas anteriormente.

- No cumple con la velocidad mínima del agua dentro de tubería ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser de 0.5 m/s, se recomienda cambiar la tubería por el menor diámetro comercial que es de Ø 4" en PVC.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción desde la bocatoma al desarenador son inferiores a 10 mca.

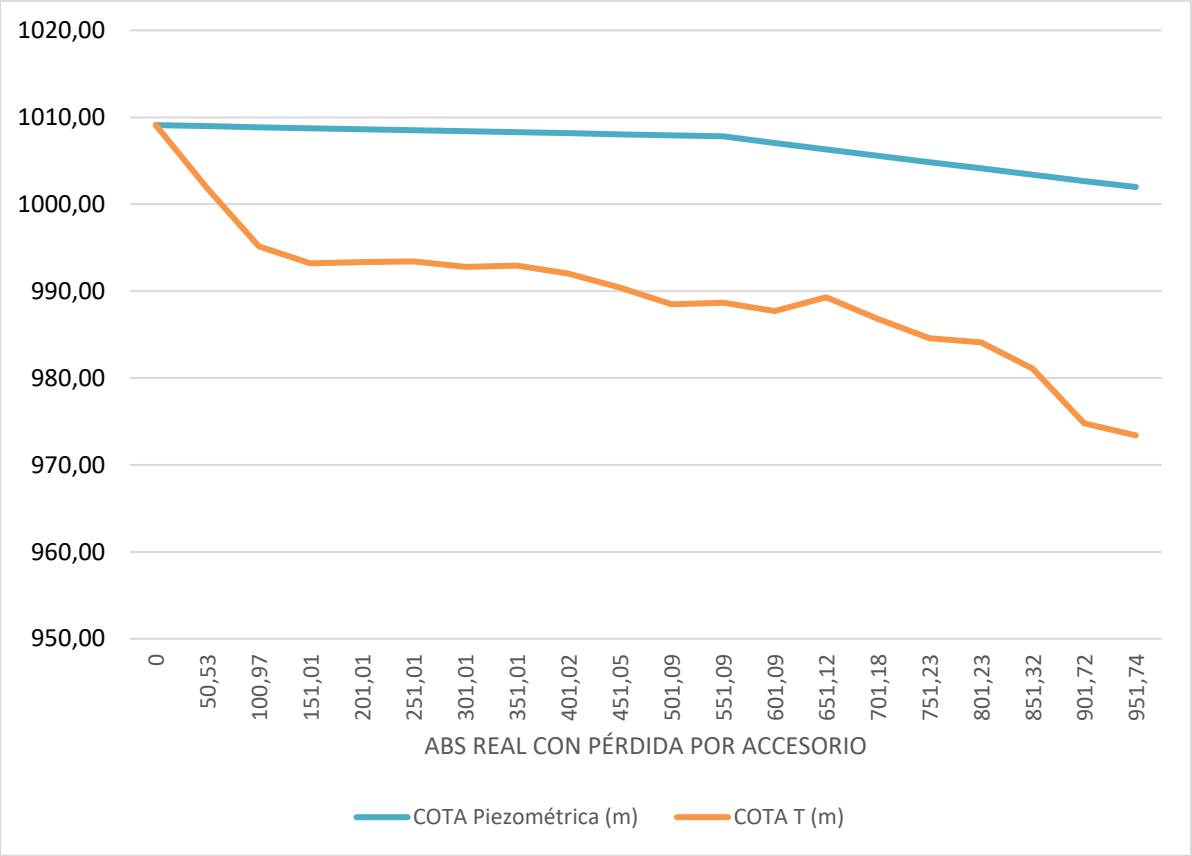
6.3.4 Linea de aducción El Tesorito, tramo Desarenador - Tanque 2

La tubería de conducción desde el desarenador hasta la PTAP es de ø 6" en asbesto, con una longitud de 549.1 m, donde se realiza un cambio de tubería pasando de ø 6" a ø 4" en PVC, tiene una longitud de 386.80 m.

Esta tubería llega hasta llegar a la Tanquilla 1 ubicada en las coordenadas X: 1138739.8230 y Y: 1351977.4612.

Desde la tanquilla sale una tubería de 1" hasta un tanque 2 de almacenamiento ubicado en las coordenadas X: 1139157.8791 y Y: 1351958.3338, con una longitud de 429.89 m.

- ***Evaluación hidráulica tramo Desarenador – Tanquilla 1***
-



Gráfica 6-8. Características hidráulicas tramo Desarenador hasta Tanquilla 1

Como se observa en la gráfica anterior, la tubería (color naranja) se encuentra por debajo de la línea piezométrica (color azul), lo cual se le conoce como conducción forzada, ideal para el sistema de acueducto.

En este tramo el cual tiene por longitud 1924.15 m, cuenta con una velocidad de 0,55 m/s para la tubería de 6" la cual se encuentra construida en asbesto-cemento y la velocidad en la tubería de ø 4" en PVC es de 1.23 m/s, la cota de inicio de 1009,10 msnm, el caudal conducido es del 80% y las presiones manométricas superiores a 10 mca.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

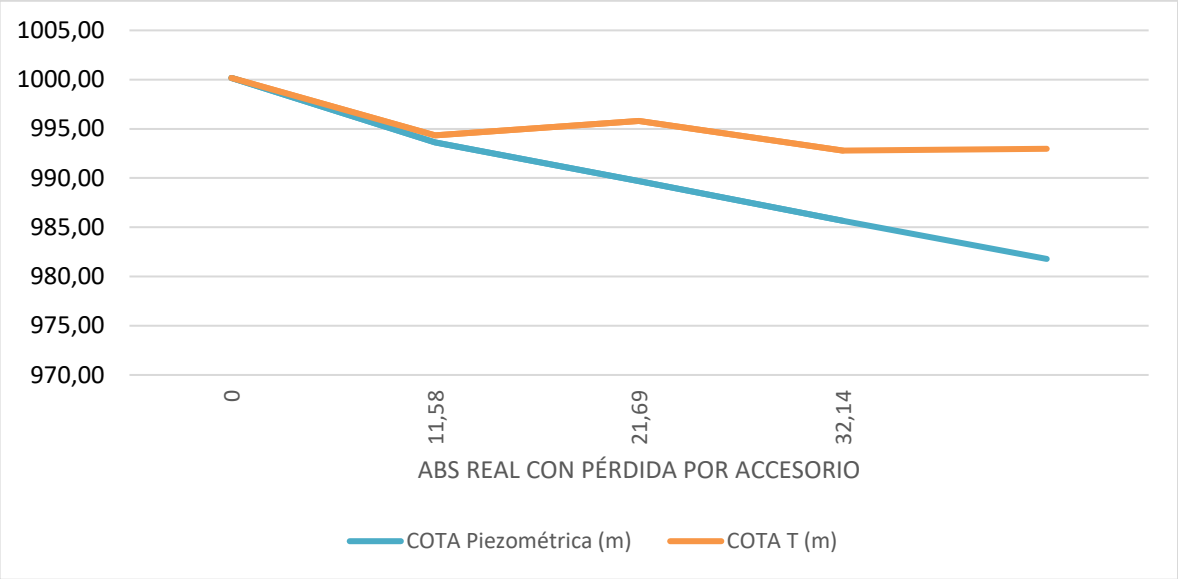
- Es necesario realizar el cambio del material de la tubería de asbesto-cemento a PVC, por las ventajas antes mencionadas.

- La velocidad media en la tubería de ø 6" es de 0.69 m/s cumple con la velocidad mínima, ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser superior de 0.5 m/s.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción desde el desarenador al tanque de almacenamiento son superiores a 10 mca.

❖ ***Linea de aducción desarenador de la Q. Mandinga - tubería de ø 6" aducción D***

Esta es una conducción que inicia en la cota 1000.17 msnm y viene de la quebrada Mandinga, conectándose a la tubería de 6" proveniente del desarenador de la quebrada El Tesorito.



Gráfica 6-9. Características hidráulicas de la aducción D

En este tramo el cual tiene por longitud 37.02 m, cuenta con una velocidad de 4.93 m/s en la tubería de ø 2" la cual se encuentra construida en PVC, la cota de inicio de 1000,17 msnm, el caudal conducido es del 80% y las presiones manométricas son inferiores a 10 mca.

Conclusiones

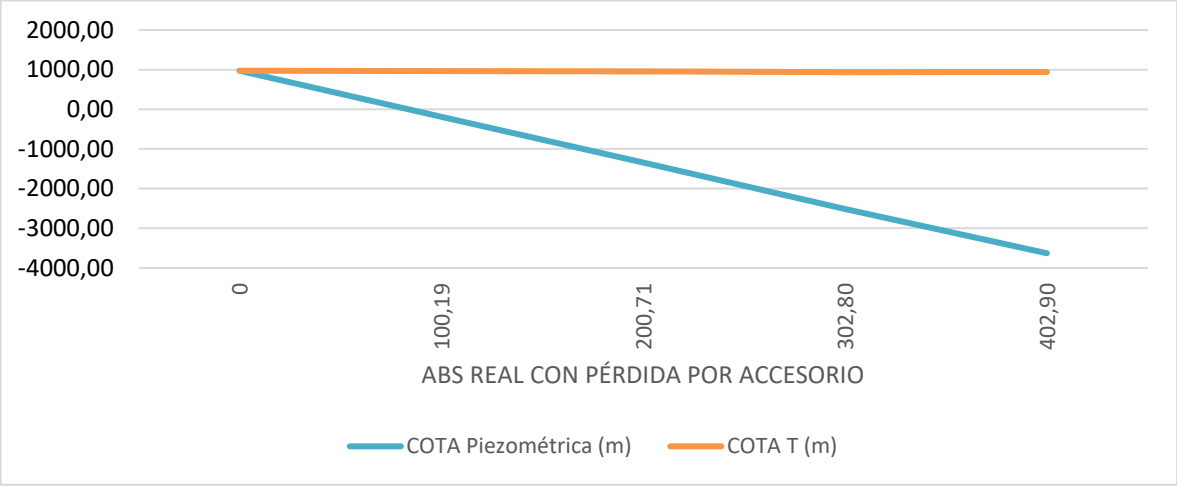
A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- La velocidad en la tubería cumple con la velocidad mínima, ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser superior de 0.5 m/s.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción D son inferiores a 10 mca.

- ***Línea de aducción, tramo Tanquilla 1 - Tanque 2***

Esta es una conducción que inicia en la cota 973.17 msnm, sale desde la tanquilla 1 hasta el tanque 2 de almacenamiento en tubería de ø 1".



Gráfica 6-10. Características hidráulicas del tramo Tanquilla 1 hasta Tanque 2

En este tramo el cual tiene por longitud 429.90 m, cuenta con una velocidad de 19.74 m/s en la tubería de ø 1" la cual se encuentra construida en PVC, el caudal conducido es del 80% y las presiones manométricas son superiores a 10 mca.

Conclusiones

A continuación, se describe las actividades a implementar para realizar la optimización de la estructura de aducción:

- La velocidad en la tubería cumple con la velocidad mínima, ya que dentro de uno de los aspectos mencionados para el diseño de aducción y conducción tiene que ser superior de 0.5 m/s.

- Las presiones manométricas del tramo de la aducción desde la Tanquilla 1 hasta el tanque 2 de almacenamiento son superiores a 10 mca.

6.4 Tanque de distribución y cloración

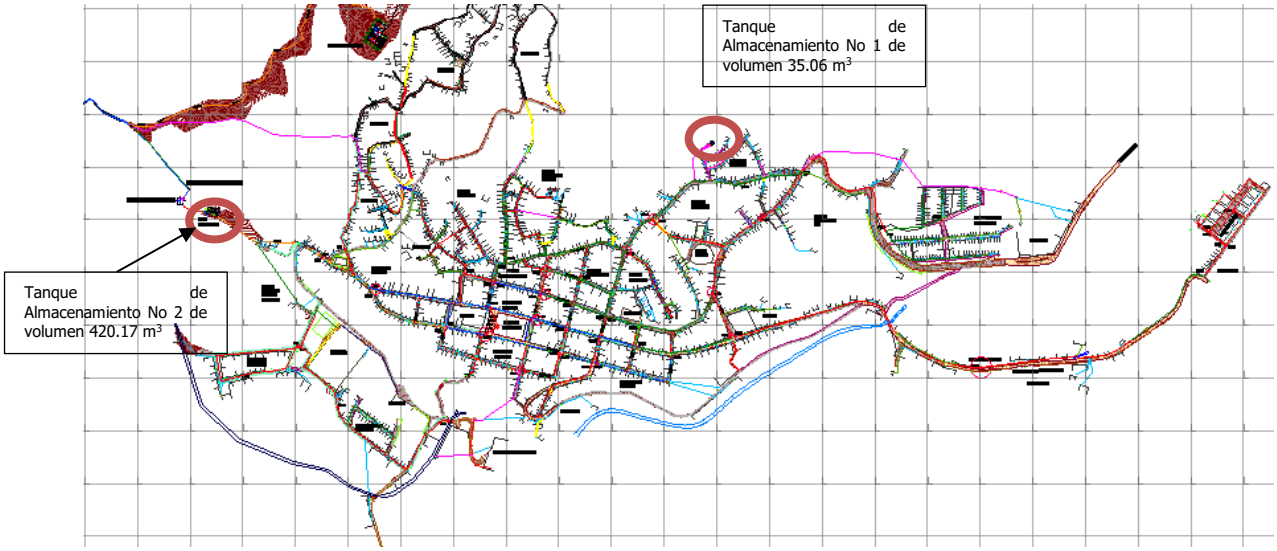
El tanque de almacenamiento recibe el agua desinfectada con cloro gaseoso que se conduce en redes matriz de ø 3" y ø 2" con conversiones a ø ¾" y ø ½" en redes domiciliarias. El tanque de almacenamiento no cuenta con macromedidiores, no existen micromediciones en las redes domiciliarias, el consumo se cobra por tarifa básica y estratificación.

- Caudal de diseño (25.05 l/s)
- Periodo de diseño 25 años
- Volumen requerido

$$Vre = \frac{1}{3} * QMD * \frac{86400}{1000}$$

$$Vre = \frac{1}{3} * 25.05 * \frac{86400}{1000} = 721.44\, m^3$$

Localización tanques de almacenamiento dentro del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas:



El tanque Almacenamiento No 1, se encuentra construido en concreto, ubicado en barrio 5 de Julio, tiene dimensiones generales de Largo 5.50 m, ancho de 4.25 m y de alto de 1.80 m, borde libre de 0.30 m, cuenta con capacidad de almacenamiento de 35.06 m^3, la cual es insuficiente para el almacenamiento necesario al año 2046 de 721.44 m^3 lo que hace que sea insuficiente el volumen del tanque, también tiene válvulas de control (entrada, salida y reboce).

El tanque de almacenamiento No 2 o PTAP operativa desde donde se realiza el suministro de agua al casco urbano del Municipio de Salazar.

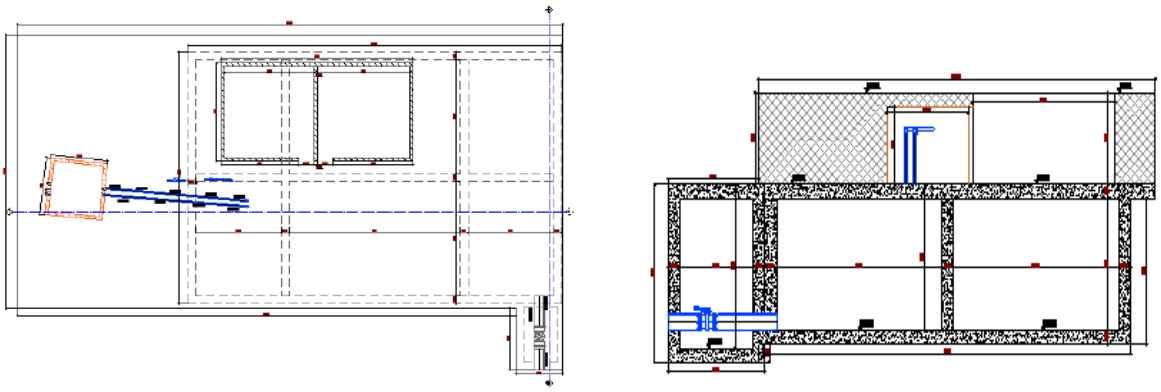


Figura 6-4. PTAP operativa o Tanque de almacenamiento No 2

El tratamiento que se realiza en la PTAP operativa consta de un proceso de desinfección por medio de cloro gaseoso el cual se aplica directamente en las dos tuberías de ingreso provenientes de las líneas de aducción El Mandingas y El Tesorito. Esta estructura no cuenta con tiempo de retención para el proceso de cloración solo se realiza la aplicación del químico y se le suministra a la red de distribución. Capacidad de almacenamiento del tanque No 2 es de 420.17 m^3.

Tabla 6-11. Tanque de almacenamiento No 2.

V: 420.17 m^3 Vr **686.37**

Forma Geométrica Rectangular

L=	14.10	m
B=	9.46	m
H=	3.45	m
BL=	0.30	m
Q:	25.05 l/s	

DIAGNOSTICO:

El Tanque es insuficiente para el volumen requerido para la poblacion proyectada al año 2046

6.5 Planta de tratamiento de agua potable

El municipio cuenta con dos plantas de tratamiento de agua potable una de ellas no está operativa y la otra es una planta compacta la cual se almacena el agua cruda transportada, se mezcla con cloro gaseoso y se distribuye al municipio.

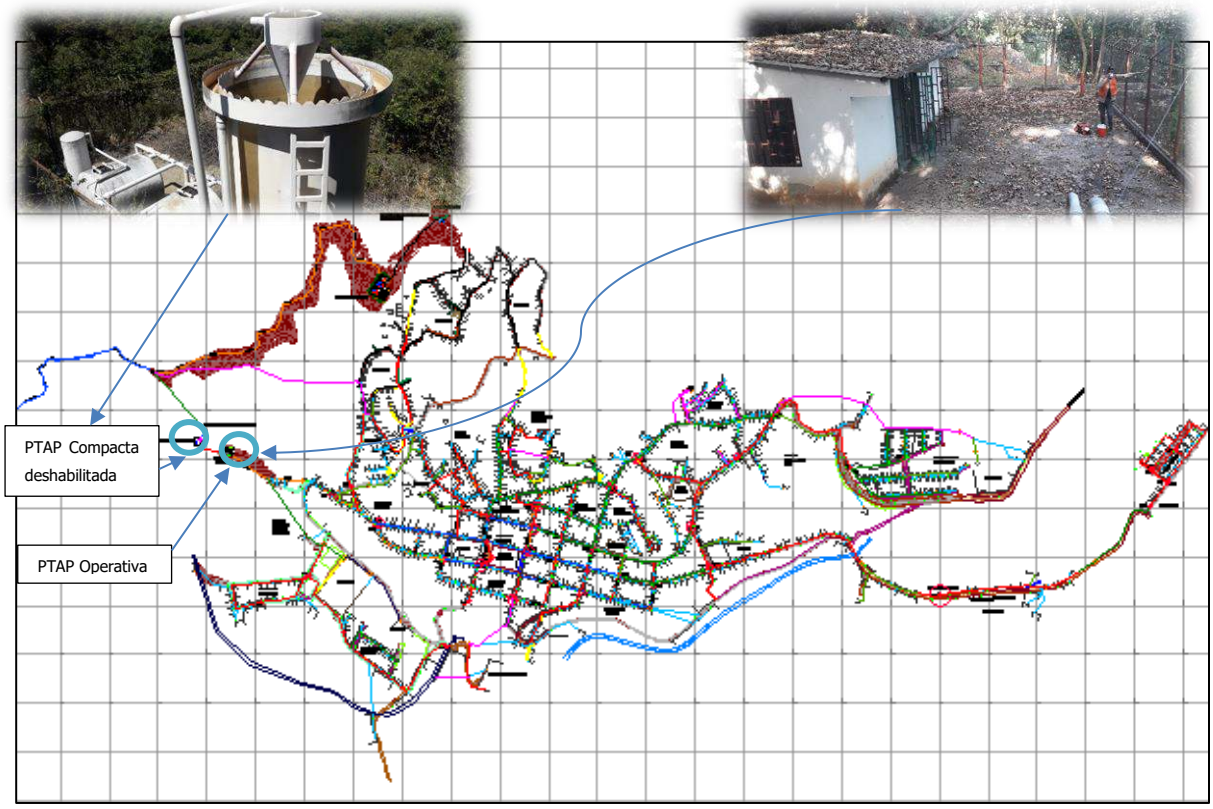


Figura 6-5. localización PTAP CAMPACTA (deshabilitada) y PTAP Operativa

La PTAP que está en funcionamiento cuenta con un área de 115 m^2, un tanque de llegada de largo 2.20 m, ancho 2.20 y de alto 1.80 m, con una capacidad de almacenamiento de agua de 8.7 m^3, el tanque de donde se realiza la distribución a la red matriz cuenta con una capacidad de 420,17 m^3, con dimensiones de largo 14.10 m, ancho 9.46 m y de alto 3.45 m.

Este volumen es insuficiente ya que con la sumatoria de volúmenes contenido en los dos tanques de distribución haría falta para abastecer a la población proyectada al año 2046 266.2 m^3.

6.5.1 Toma de muestras de aguas en la proveniente de la PTAP

A continuación se presentan los resultados de los muestreos a la salida de la PTAP del casco urbano del municipio de Salazar.

Resultados de laboratorio

Tabla 6-12. Resultados de la calidad de agua tratada centro de salud

LABORATORIO DE SALUD PÚBLICA DEPARTAMENTAL DE NORTE DE SANTANDER

PUBLIC HEALTH LABORATORY OF NORTE DE SANTANDER

IDENTIFICACIÓN			
EMPRESA SOLICITANTE:	OFICINA SALUD AMBIENTAL SALAZAR	DIRECCION: ADRESS	CENTRO DE SALUD
MUNICIPIO Y LOCALIDAD:	SALAZAR-CORREGIMIENTO CARMEN DE NAZARET	CONTACTO: CONTACT	3202714474
NOMBRE EMPRESA SERVICIO PUBLICO/FUENTE	JUNTA ACCION COMUNAL CORREGIMIENTO CARMEN DE NAZARET		
FECHA DE MUESTREO: SAMPLING DATE	2019-04-24	HORA MUESTREO: SAMPLING TIME	16:30 h.
LUGAR DE TOMA Y DIRECCION:	CENTRO DE SALUD	PUNTO DE TOMA: SAMPLING POINT	LLAVE VACUNACIÓN
FECHA DE RECEPCIÓN: RECEPTION DATE	2019-04-25	HORA DE RECEPCIÓN: RECEPTION TIME	09.00 h.
COAGULANTE:	NO APLICA	DESINFECTANTE:	NO APLICA
FECHA DE PROCESAMIENTO FISICOQUIMICO PROCESSING DATE	2019-04-25	TIPO DE AGUA: SAMPLE/PRODUCT	CRUDA
FECHA DE PROCESAMIENTO MICROBIOLOGICO	2019-04-25	FECHA DE REPORTE: REPORT DATE	2019-04-26

1. CONDICIONES AMBIENTALES:

ENVIRONMENTAL CONDITIONS

	ÁREA FISICOQUÍMICA DE AGUAS	ÁREA MICROBIOLOGÍA DE AGUAS
TEMPERATURA [°C]: TEMPERATURE	23,3	21
HUMEDAD RELATIVA MEDIA [%]: RELATIVE HUMIDITY	40	45

2. RESULTADOS OBTENIDOS:

RESULTS OBTAINED

ANÁLISIS FISICOQUÍMICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Color P Pt-Co(UPC)	0	<=15	ESPESCTROFOTOMETRICO SM 2120C
Olor y Sabor	---	ACEPTABLE	-
Turbidez UTN	0,613	<=2	TURBIDIMETRICO SM 2130B
Cl Residual In Situ mg/L	—	0,3 - 2,0	-
CL Residual mg/L	—	0,3 - 2,0	COLORIMETRICO DPD SM 4500 CI G
pH	7,4	6,5 - 9,0	ELECTROMETRICO SM 4500 H+B
ANALISIS MICROBIOLOGICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Coliformes Totales: NMP/100 cm^3(mL)	435,2	<1	SUSTRATO ENZIMATICO SM-9223B
Escherichia coli NMP/100 cm^3 (mL)	17,1	<1	SUSTRATO ENZIMATICO SM-9223B
Giardia (Quistes/10L)	—	0	METODO EPA 1623.1 CRYPTOSPORIDIUM AND GIARDIA AND WATER
Cryptosporidium (Coquistes/10L)	—	0	METODO EPA 1623.1 CRYPTOSPORIDIUM AND GIARDIA AND WATER

PRUEBAS COMPLEMENTARIAS POR MAPA DE RIESGO ANALISIS FISICOQUIMICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Hierro mg/L Fe	---	0,3	COLORIMETRICO SM 3500 Fe B
Conductividad umhos/cm	---	50-1000	ELECTROMETRICO SM 2510 B
Fluoruros mg/L F-	---	1	---
Sulfatos mg/L SO4	---	250	TURBIDIMETRICO SM 4500-SO4 E
Dureza Total mg/L CaCO3	16	300	VOLUMETRICO EDTA SM 2340 C
Fosfatos mg/L PO4	0.05	0.5	COLORIMETRICO SM 4500 P D
Nitritos mg/L NO2	0.006	0,1	COLORIMETRICO SM 4500 NO2 B
Alcalinidad f. mg/L CaCO3	0	---	TITULACION SM 2320 B
Alcalinidad t. mg/L CaCO3	9,55	200	TITULACION SM 2320 B
Cloruros mg/L Cl	---	250	COLORIMETRICO SM 4500 C-D
CONCEPTO			
PORCENTAJE IRCA:	58,39%	NIVEL DE RIESGO:	ALTO

Tabla 6-13. Restaurante escolar

LABORATORIO DE SALUD PÚBLICA DEPARTAMENTAL DE NORTE DE SANTANDER
PUBLIC HEALTH LABORATORY OF NORTE DE SANTANDER

IDENTIFICACION			
EMPRESA SOLICITANTE: COMPANY APPLYING	OFICINA SANITARIA ARBOLEDAS	DIRECCION: ADRESS	AV 7 # 7-72
MUNICIPIO Y LOCALIDAD: LOCALITY	SALAZAR-CORREGIMIENTO LA LAGUNA	CONTACTO: CONTACT	3202714474
NOMBRE EMPRESA SERVICIO PUBLICO/FUENTE:	J.A.C. CORREGIMIENTO LA LAGUNA		
FECHA DE MUESTREO: SAMPLING DATE	2019-03-27	HORA MUESTREO: SAMPLING TIME	10.58 h.
LUGAR DE TOMA Y DIRECCION:	RESTAURANTE ESCOLAR RURAL LA LAGUNA	PUNTO DE TOMA: SAMPLING POINT	GRIFO ALBERCA
FECHA DE RECEPCIÓN: RECEPTION DATE	2019-03-27	HORA DE RECEPCIÓN: RECEPTION TIME	17:10 h.
COAGULANTE:	NO APLICA	DESINFECTANTE:	NO APLICA
FECHA DE PROCESAMIENTO FISICOQUÍMICO: PROCESSING DATE	2019-03-28	TIPO DE AGUA: SAMPLE/PRODUCT	CRUDA
FECHA DE PROCESAMIENTO MICROBIOLÓGICO:	2019-03-28	FECHA DE REPORTE: REPORT DATE	2019-03-29

1. CONDICIONES AMBIENTALES:
ENVIRONMENTAL CONDITIONS

	ÁREA FISICOQUÍMICA DE AGUAS	ÁREA MICROBIOLOGÍA DE AGUAS
TEMPERATURA [°C]: TEMPERATURE	22,9	21
HUMEDAD RELATIVA MEDIA [%]: RELATIVE HUMIDITY	41	41

2. RESULTADOS OBTENIDOS:
RESULTS OBTAINED

ANÁLISIS FISICOQUÍMICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Color P Pt-Co(UPC)	0	<=15	ESPECTROFOTOMETRICO SM 2120C
Olor y Sabor	---	ACEPTABLE	-
Turbidez UTN	0,178	<=2	TURBIDIMETRICO SM 2130B
Cl Residual In Situ mg/L	---	0,3 - 2,0	-
CL Residual mg/L	---	0,3 - 2,0	COLORIMETRICO DPD SM 4500 Cl G
pH	7,33	6,5 - 9,0	ELECTROMETRICO SM 4500 H+B
ANALISIS MICROBIOLOGICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Coliformes Totales: NMP/100 cm^3(mL)	920,8	<1	SUSTRATO ENZIMATICO SM.9223B
Escherichia coli NMP/100 cm^3 (mL)	13,4	<1	SUSTRATO ENZIMATICO SM-9223B
Giardia (Quistes/10L)	—	0	METODO EPA 1623.1 CRYPTOSPORIDIUM AND GIARDIA AND WATER
Cryptosporidium (Ooquistes/10L)	—	0	METODO EPA 1623.1 CRYPTOSPORIDIUM AND GIARDIA AND WATER

PRUEBAS COMPLEMENTARIAS POR MAPA DE RIESGO ANALISIS FISICOQUIMICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Hierro mg/L Fe	---	0,3	COLORIMETRICO SM 3500 Fe B
Conductividad umhos/cm	---	50-1000	ELECTROMETRICO SM 2510 B
Fluoruros mg/L F-	---	1	---
Sulfatos mg/L SO4	---	250	TURBIDIMETRICO SM 4500-SO4 E
Dureza Total mg/L CaCO3	12	300	VOLUMETRICO EDTA SM 2340 C
Fosfatos mg/L PO4	0,07	0,5	COLORIMETRICO SM 4500 P D
Nitritos mg/L NO2	0,005	0,1	COLORIMETRICO SM 4500 NO2 B
Alcalinidad f. mg/L CaCO3	0	---	TITULACIÓN SM 2320 B
Alcalinidad t. mg/L CaCO3	12,51	200	TITULACIÓN SM 2320 B
Cloruros mg/L Cl	---	250	COLORIMETRICO SM 4500 C-D
CONCEPTO			
PORCENTAJE IRCA:	58,39%	NIVEL DE RIESGO:	ALTO

Tabla 6-14. Casa vivienda familiar Puentes Vargas

LABORATORIO DE SALUD PÚBLICA DEPARTAMENTAL DE NORTE DE SANTANDER

IDENTIFICACIÓN			
EMPRESA SOLICITANTE:	OFICINA SANITARIA ARBOLEDAS	DIRECCION:	AV 7 # 7-72
MUNICIPIO Y LOCALIDAD:	SALAZAR-VEREDA EL ZULIA	CONTACTO:	3202714474
NOMBRE EMPRESA SERVICIO PUBLICO/PEAJE	J.A.C. VEREDA EL ZULIA		
FECHA DE MUESTREO:	2019-04-24	HORA MUESTREO:	11:35 h.
LUGAR DE TOMA Y DIRECCION:	CASA VIVIENDA FAMILIA PUENTES VARGAS	PUNTO DE TOMA:	GRIFO ENTRADA ALBERCA
FECHA DE RECEPCION:	2019-04-25	HORA DE RECEPCION:	08.00 h.
COAGULANTE:	NO APLICA	DESINFECTANTE:	NO APLICA
FECHA DE PROCESAMIENTO FISICOQUIMICO	2019-04-26	TIPO DE AGUA: SAMPLE/PRODUCT	CRUDA
FECHA DE PROCESAMIENTO MICROBIOLOGICO	2019-04-25	FECHA DE REPORTE:	2019-04-26

1. CONDICIONES AMBIENTALES:

	ÁREA FISICOQUÍMICA DE AGUAS	ÁREA MICROBIOLOGÍA DE AGUAS
TEMPERATURA [° C]:	23,3	21
HUMEDAD RELATIVA MEDIA [%]	40	45

2. RESULTADOS OBTENIDOS:

ANÁLISIS FISICOQUÍMICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Color P Pt-Co(UPC)	0	<=15	ESPECTROFOTOMETRICO SM 2120C
Olor y Sabor	---	ACEPTABLE	--
Turbidez UTN	0,693	<=2	TURBIDIMETRICO SM 2130B
Cl Residual In Situ mg/L	---	0,3 - 2,0	--
CL Residual mg/L	---	0,3 - 2,0	COLORIMETRICO DPD SM 4500 CI G
pH	7,47	6,5 - 9,0	ELECTROMETRICO SM 4500 H-B
ANALISIS MICROBIOLOGICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Coliformes Totales: NMP/100 cm^3(mL)	1986,3	<1	SUSTRATO ENZIMATICO SM-9223B
Escherichia coli NMP/100 cm^3 (mL)	135,4	<1	SUSTRATO ENZIMATICO SM-9223B
Giardia (Quistes/10L)	---	0	METODO EPA 1623.1 CRYPTOSPORIDIUM AND GIARDIA AND WATER
Cryptosporidium (Ooquistes/10L)	---	0	METODO EPA 1623.1 CRYPTOSPORIDIUM AND GIARDIA AND WATER

PRUEBAS COMPLEMENTARIAS POR MAPA DE RIESGO ANALISIS FISICOQUIMICO			
PARAMETROS BASICOS	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE SEGUN DECRETO 1575 DE 2007 Y RESOLUCION 2115 DE 2007	METODO METHOD
Hierro mg/L Fe	---	0,3	COLORIMETRICO SM 3500 Fe B
Conductividad umhos/cm	---	50-1000	ELECTROMETRICO SM 2510 B
Fluoruros mg/L F-	---	1	---
Sulfatos mg/L SO4	---	250	TURBIDIMETRICO SM 4500-SO4 E
Dureza Total mg/L CaCO3	12	300	VOLUMETRICO EDTA SM 2340 C
Fosfatos mg/L PO4	0,1	0,5	COLORIMETRICO SM 4500 P D
Nitritos mg/L NO2	0,006	0,1	COLORIMETRICO SM 4500 NO2 B
Alcalinidad f. mg/L CaCO3	0	---	TITULACION SM 2320 B
Alcalinidad t. mg/L CaCO3	9,02	200	TITULACION SM 2320 B
Cloruros mg/L Cl	---	250	COLORIMETRICO SM 4500 C-D
CONCEPTO			
PORCENTAJE IRCA:	58,39%	NIVEL DE RIESGO:	ALTO

De acuerdo con las tablas anteriores, se observan los resultados de los análisis, se puede concluir que la desinfección del agua cruda captada desde las quebradas Mandinga y El Tesorito no es suficientes y6a que presentan altas concentraciones de coliformes totales y e.coli, con base a lo mencionado se procede a determinar el índice de riesgo del agua para Consumo Humano (IRCA) es de 58,39% de acuerdo con los parámetros de medición presentes en la Res 2115 de 2007 la fuente presenta riesgo **ALTO**, por lo cual se determina que el agua no es apta para el consumo humano.

6.5.2 Diagnostico PTAP 1

Se encuentra localizada en las coordenadas Y: 1.351.841 y X: 1.138.825 y con una elevación de

934 msnm. Una de las Plantas de Tratamiento PTAP instaladas en el municipio de Salazar, Norte de Santander corresponde a una infraestructura de tipo compacta, compuesta por dos módulos dispuestos en serie, que se encuentra operando parcialmente.

- Módulo1

Este módulo se encuentra compuesto por el cono de mezcla rápida y dos tanques fabricados en
PRFV (Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio), que al parecer corresponderían a las unidades de floculación y sedimentación. Este módulo se encuentra fuera de operación, y por lo tanto, el agua cruda ingresa directamente en el módulo 2.



Fotografía 6-1. PTAP módulo 1

- Módulo 2

Este módulo lo constituye un solo tanque destinados actualmente para la aplicación del cloro gaseoso, y cuenta con un volumen de 8,70 m^3

Como infraestructura complementaria, se cuenta con el tanque de almacenamiento (420,17 m^3) desde donde se realiza la distribución a la red matriz. Sobre el tanque se encuentra la

caseta de operación (7,25 m x 3,70m) donde se ubican los equipos de dosificación de cloro. Toda la Planta se encuentra protegida con un cerramiento en tubo y malla galvanizada.



Fotografía 6-2. Caseta y Tanque de almacenamiento módulo 2

8.1.3.21. Funcionamiento

La PTAP funciona de forma continua sin desabastecimiento a la comunidad, sin embargo, en el año 2016 en los meses de enero a abril, se suministró el servicio de agua por 12 horas al día por fenómeno de sequía.

Esta planta es operada por una persona y dos ayudantes, los cuales se encargan del mantenimiento de la misma y la dosificación del cloro gaseoso para la desinfección del agua cruda.

8.1.3.22. Evaluación de los equipos de la PTAP

- *Sedimentación:*

El sedimentador es de tipo de Alta Tasa el cual debe cumplir con las siguientes características:

- Una tasa de sedimentación entre 200 – 300 m^3/m^2*d.
- Tiempo de retención hidráulica 20 min.
- Velocidad critica de sedimentación 15 – 30 cm/s

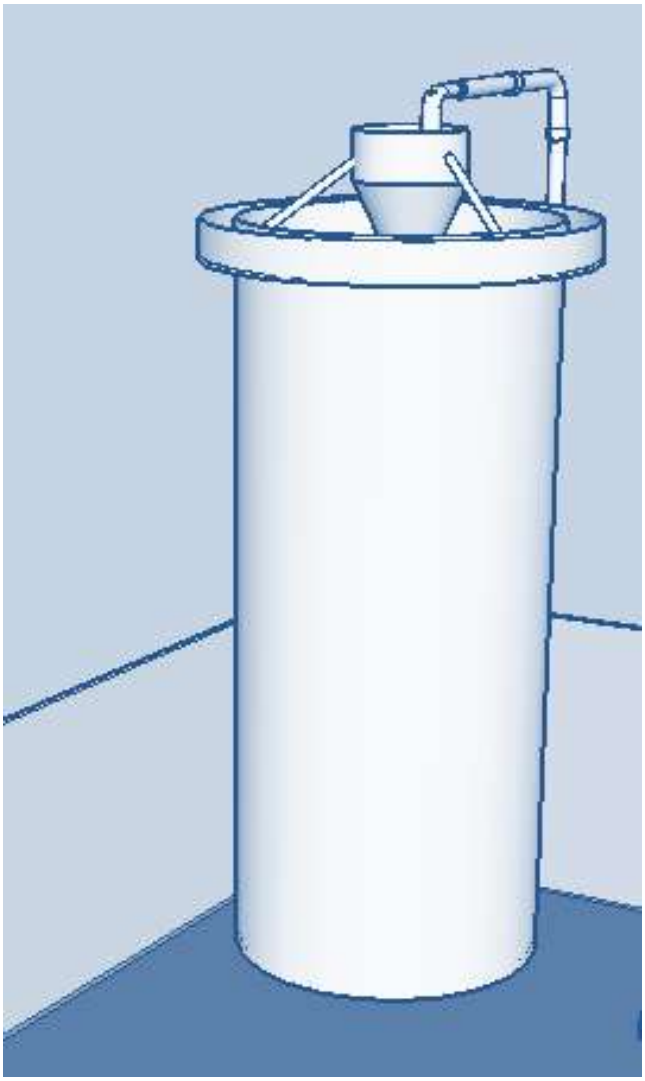


Figura 6-6. Sedimentador

Evaluación

El diagnóstico de capacidad hidráulica del sedimentador de **ALTA TASA** se presenta a continuación:

Para verificar que el sedimentar cumple con los requisitos necesarios, es necesario verificar que la carga superficial este en un rango de entre 200 m^3/m^3-día y 300 m^3/m^3-día, así mismo, se pide que el número de Reynolds sea menor a 500 (aunque se recomienda que este sea menor a 250)· Finalmente, es indispensable que el gradiente hidráulico en la entrada del sedimentador sea menor al gradiente de salida del sedimetador. A continuación, se presenta la ficha de evaluación de tiempo de retención, número de Reynolds y una verificación de las pérdidas hidráulicas respectivamente para el sedimentador de Alta tasa.

Parámetros de entrada

Área existente de la unidad de sedimentación de 3.14 m^2

Profundidad de la unidad de 4.70 m

Volumen de la unidad de sedimentación

$$V = A * H$$

$$V = 3.14 * 4.70 = 14.75\ m^3$$

Tiempo de retención mínimo de 10 min

Tiempo de retención máximo de 20 min

Tiempo de retención para el caudal de diseño es de 50 min

Carga superficial mínima de 687.90 $\frac{m^3}{m^2 * dia}$

$$QD = 687.90 * 3.14 * \left(\frac{1000}{86400}\right) = 25\frac{l}{s}$$

La estructura de sedimentación existente cumple con el caudal de diseño del sistema requerido y la carga superficial de 687.90 no se encuentra en el rango de 120 a 185 $\frac{m^3}{m^2*dia}$

Según la evaluación realizada el sedimentador que se encuentra instalado cuenta con un tiempo de retención muy alto de 50 min el cual no cumple con el tiempo estipulado en la Resolución 330 de 2017 artículo 113, esta retención se hizo con un caudal de diseño de 25 l/s ya que es el caudal de demanda necesario para el municipio de Salazar al año 2046.

Para este caudal es necesario instalar otro sedimentador con las mismas características para lograr dividir el caudal.

La tasa se sedimentación es de 687.90 m^3/m^3*día, no cumple con lo estipulado en la Resolución 330 de 2017.

- *Floculadores*

El floculador debe cumplir dos condiciones principales: un tiempo de retención entre 20 y 40 minutos. Además, debe tener elementos internos que disminuyan gradualmente el gradiente hidráulico, que debe estar entre 70 s-1 hasta 10 s-1.

Evaluación

Para verificar la viabilidad del actual del floculador es necesario verificar que cumpla con ciertos parámetros necesarios, en los que se incluye tiempo de retención hidráulico y gradiente. Se determina la viabilidad de estos factores de acuerdo a lo establecido en la Resolución 0330 en el Artículo 112.

La floculación debe cumplir las siguientes características:

Estar inmediatamente después de la mezcla rápida.
Tiempo de retención hidráulica entre 20 min y 40 min.
Descender gradualmente el gradiente del agua de 70s^(-1) a 10s^(-1).

Parámetros de entrada

Caudal de diseño 25 l/s
Tiempo de retención hidráulica de la unidad de floculación 20 min
Tiempo de retención hidráulica por tramo es de 400 segundos
Número de tramos del floculador 2

- *Desinfección*

Para la desinfección se debe tener dos elementos importantes, uno que es tener un sistema de dosificación de solución desinfectante y el otro es tener un volumen de contacto permanente para que el agua elimine adecuadamente todos los patógenos y bacterias que pueda tener, el tiempo mínimo de contacto de cloro es de 20 minutos de acuerdo a los parámetros establecidos en la Res 0330 de 2017 Articulo 121. Desinfección.

La actual planta de potabilización cuenta con un sistema de preparación y dosificación de desinfectante manual, sin embargo, no cuenta con un volumen exclusivo para el contacto del agua filtrada antes de realizar el almacenamiento requerido para el suministro del sistema de acueducto, y se lleva a cabo a través de sistema por goteo, por el que desde el tanque de mezcla, cae directamente al almacenamiento, sin embargo no se garantiza el tiempo de contacto ni el volumen de cloro residual, recomendados para su funcionamiento.

Conclusión

El sistema de dosificación existente en la Planta de tratamiento no es el adecuado debido a que no se asegura la cantidad de cloro aplicada y los puntos de dosificación de químicos no son los correctos.

La desinfección existente en la **PTAP NO CUMPLE** con el tiempo de contacto requerido de 20 min.

El volumen de contacto de cloro requerido para realizarla desinfección de acuerdo a los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2017 es de 16.4 m^3.

6.6 Red de Distribución

De acuerdo al levantamiento de redes realizado en el casco urbano del municipio se lograron identificar 14.126 metros de redes de distribución de agua potable, cuya composición (diámetros y materiales) se distribuye de la siguiente forma.

Tabla 6-15. Diámetros y materiales de la red de distribución. Fuente propia.

DIÁMETRO (plg)	MATERIAL	LONGITUD (m)
1	HG	329,97
	PVC	3.161,68
	SUBTOTAL	**3.491,65**
2	AC	989,78
	PVC	5073,23
	SUBTOTAL	**6.063,01**
3	PVC	2.867,51
	SUBTOTAL	**2.867,51**
4	AC	729,04
	PVC	468,73
	SUBTOTAL	**1.197,77**
6	AC	478,95
	PVC	27,18
	SUBTOTAL	**506,13**
TOTAL GENERAL		**14.126,08**

Adicional se identificaron 57 válvulas en total, las cuales se encuentran distribuidas por todo el casco urbano. En la siguiente figura se muestra el esquema de la red de distribución existente en donde se observa la cobertura del servicio:



Figura 6-7 Esquema red de distribución de Salazar de Las Palmas. Fuente: propia

El anterior esquema puede verificarse en el ANEXO Nº25. Planos de catastro.

De acuerdo a los lineamientos establecidos en la Resolución 0330 de 2017 en el artículo 61 "*Presiones de servicio mínimas en la red de distribución"* se tiene que: *Se puede abastecer con una presión dinámica hasta el 5% del área total, siempre que la presión mínima sea superior o igual a 5 m.c.a para poblaciones de diseño de menos de 12.500 habitantes y de*

10 m.c.a para poblaciones de diseño mayores a 12.500 habitantes. Por lo cual se realizó la toma de presiones durante una semana en diferentes zonas del casco urbano de Salazar de Las Palmas, utilizando 6 manómetros con pantalla de glicerina (constituidos por una manguera de 50 cm y un adaptador hembra). Los puntos se escogieron mediante la topografía del casco urbano, intentando obtener una distribución completa de presiones en la zona evaluada.

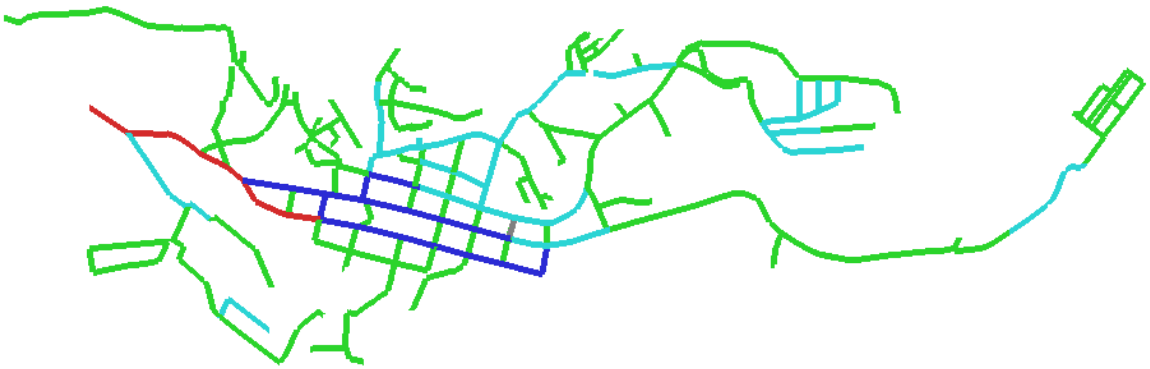


Figura 6-8. Trazado de la red de suministro y diámetros de tubería Fuente: propia

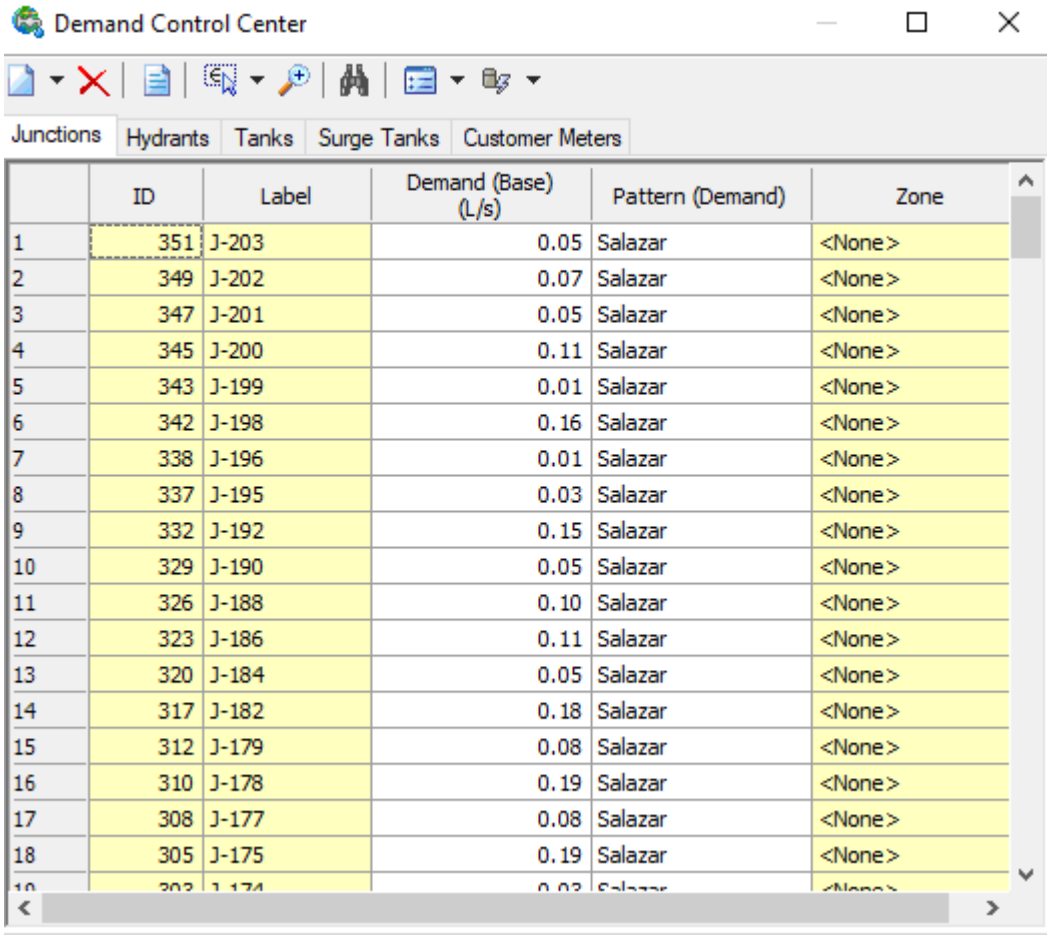
6.6.1 Valores por defecto

Antes de iniciar el trazado de la red se debe asegurar que los valores de variables hidráulicas estén correctamente ingresados en el programa, en la ventana de Valores por Defecto ingresamos:

- Caudales en l/s.
- La fórmula de pérdidas Darcy-Weisbach.
- La Rugosidad de la tubería 0.0015 mm.

- Para la realización del modelo y la modelación de las condiciones existentes y futuras de la red se toma con base a las demandas estimadas del sistema:

Tabla 6-16.Cargue de la demanda del sistema de acueducto. Fuente: Propia



	ID	Label	Demand (Base) (L/s)	Pattern (Demand)	Zone
1	351	J-203	0.05	Salazar	<None>
2	349	J-202	0.07	Salazar	<None>
3	347	J-201	0.05	Salazar	<None>
4	345	J-200	0.11	Salazar	<None>
5	343	J-199	0.01	Salazar	<None>
6	342	J-198	0.16	Salazar	<None>
7	338	J-196	0.01	Salazar	<None>
8	337	J-195	0.03	Salazar	<None>
9	332	J-192	0.15	Salazar	<None>
10	329	J-190	0.05	Salazar	<None>
11	326	J-188	0.10	Salazar	<None>
12	323	J-186	0.11	Salazar	<None>
13	320	J-184	0.05	Salazar	<None>
14	317	J-182	0.18	Salazar	<None>
15	312	J-179	0.08	Salazar	<None>
16	310	J-178	0.19	Salazar	<None>
17	308	J-177	0.08	Salazar	<None>
18	305	J-175	0.19	Salazar	<None>

Para realizar la modelación se realiza el cargue de la demanda del caudal máximo diario QMD=25 l/s teniendo que se afecta por una curva de consumo horario en el cual el máximo consumo de la red se presenta de la siguiente manera:

El análisis sobre la red de distribución se elaboró con base en un modelos de simulación hidráulica en condición extendida, la curva del modelo considera el caudal máximo horario

como la condición de máxima demanda, tal y como lo establece en la Resolución 0330 de 2017, esta fue construida con base en los parámetros establecidos en la normatividad vigente y para el caso de la demanda máxima se considera el QMH para las 9 am, las condiciones de caudales mínimos se establecen con base en la compensación de las áreas bajo la curva considerando como patrón el Qmd, la curva de la demanda se presenta a continuación.

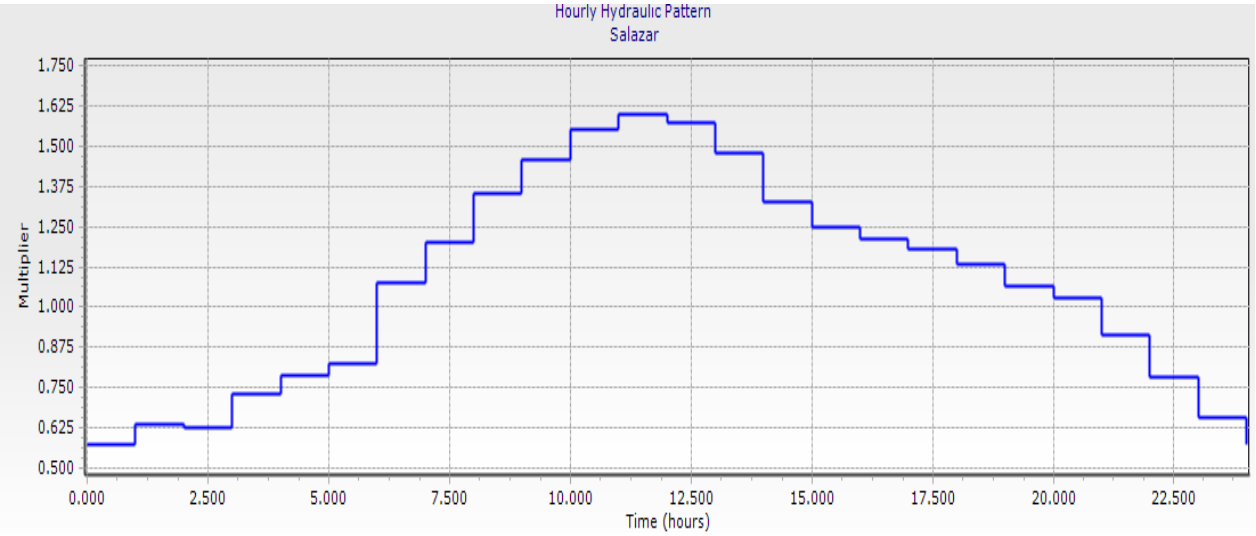


Figura 6-9. Curva de demanda

Con base a la afectación de la curva de demanda y el comportamiento de consumo horario del sistema de acueducto en el cual se afecta en diferentes horas del día el consumo a través de un factor multiplicador los consumos presentan variaciones tomando como base el soporte de la Resolución en el artículo 47 y 57 en los cuales menciona la modelación de la red de distribución con el caudal máximo horario pero al dar cumplimiento al artículo 57 la modelación hidráulica debe realizarse en periodo extendido que al verse afectado por un factor multiplicador la redes de diseño quedarían sobre dimensionadas lo cual generaría que al cargue la demanda de consumo de los usuarios y afectarla en periodo extendido no da cumplimiento a lo establecido en la Resolución en el artículo 57. En la cual cita lo siguiente:

ARTÍCULO 57. Modelación de redes de distribución de agua. *Todos los sistemas de redes de distribución deben contar con un modelo hidráulico, a través del cual se pueda predecir el comportamiento frente a diferentes condiciones operativas, de mantenimiento o de expansión.*

Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La modelación debe realizarse en período extendido, con frecuencia horaria, incorporando en los nodos los patrones de consumo medidos en campo. En condiciones excepcionales en las que dicha información no esté disponible, debe justificarse la selección de los patrones empleados.

2. Los programas utilizados para la modelación hidráulica deben incorporar el método del gradiente para sus cálculos.

3. Todos los modelos hidráulicos deben estar calibrados y validados, con base en las series disponibles de presión, caudal y niveles de tanques.

4. La validación de los modelos hidráulicos debe realizarse con una frecuencia mínima de cinco años, o cada que se realice un cambio que afecte sustancialmente las condiciones operativas del sistema.

La consultoría realiza el cargue de los caudales de demanda del sistema el QMH=40.1 l/s y se afecta por un valor de mayoración como los que se presentan en la figura y tabla presentada anteriormente.

La consultoría adopta la curva típica de consumo tomando como horas de máximo consumo a las 9 am corresponde a la hora a la hora # 09 y la hora de mínimo consumo del sistema a la 12 pm la cual corresponde a la hora # 24.

6.6.2 Velocidades en la red de distribución

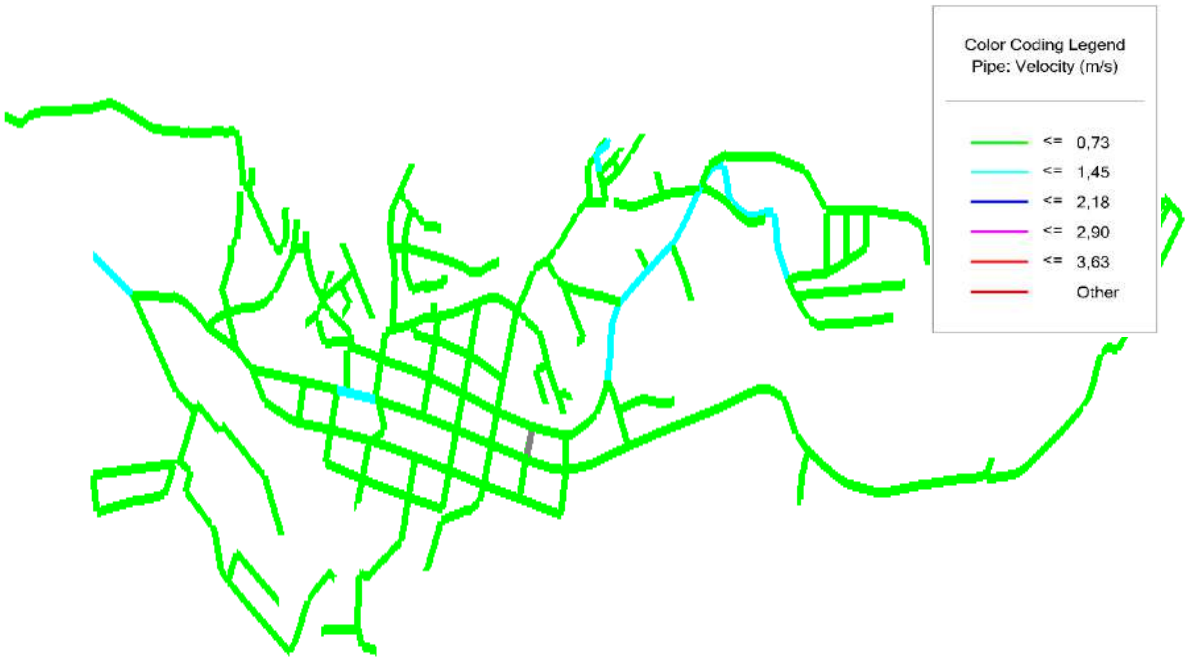


Figura 6-10. Rango de velocidades en la red de distribución Fuente: Propia

6.6.3 Resultados de la modelación de la red de suministro

Los resultados de la modelación son:

8.1.3.23. Presiones en la red de suministro

Para la simulación hidráulica no se cuenta con valores de pitometría de la zona objeto de estudio para realizar la modelación en periodo extendido (EPS), de acuerdo a las condiciones

de consumo de la población del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Nimaima

Las horas críticas en la red en un día corriente son las 12:00pm (hora de mínima demanda, correspondiente a la hora #24) y las 9:00am (hora de máxima demanda, correspondiente a la hora #9).

Los resultados para las horas críticas de consumo se presentan a continuación en las Figura 6-11y la Figura 6-12. Teniendo en cuenta el caso en que no se está sectorizando el agua y se está dando suministro a todos los usuarios al mismo tiempo bajo una modelación con período extendido.

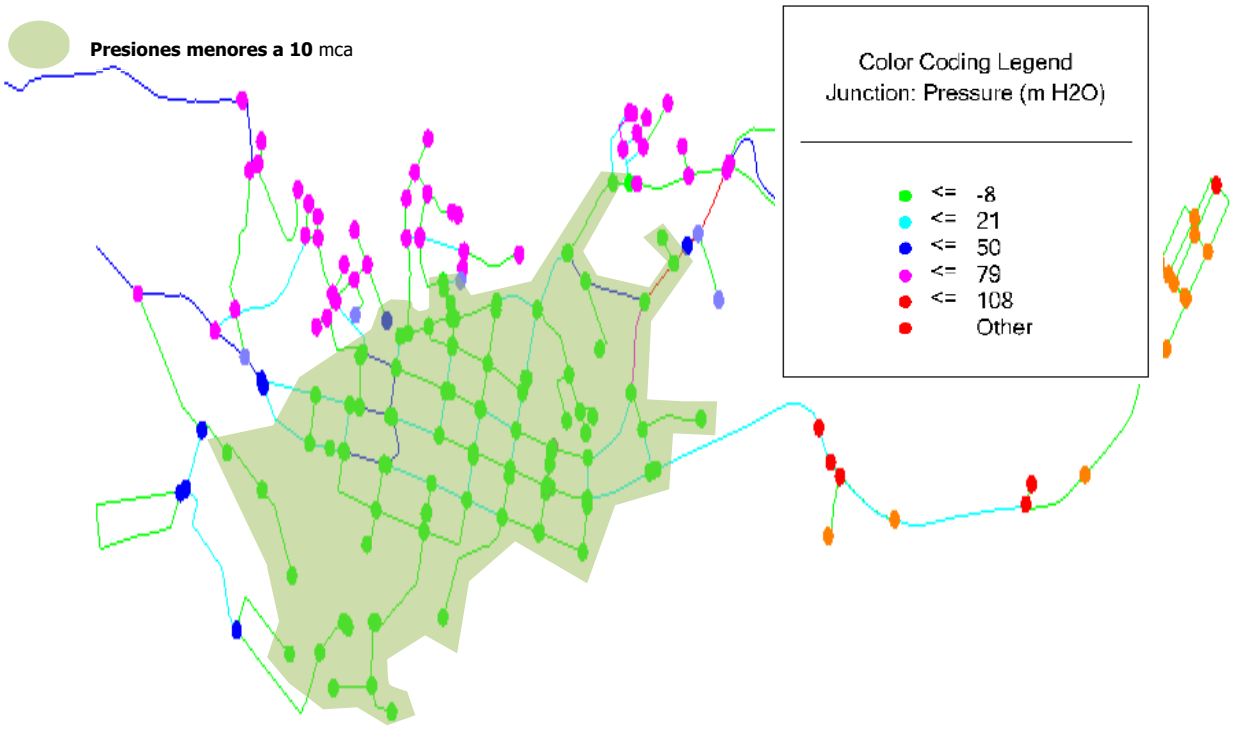


Figura 6-11. Imagen de presiones en la red en la hora de máxima demanda (9:00 am – corresponde a la hora #9 de la curva de consumo) Fuente: Propia

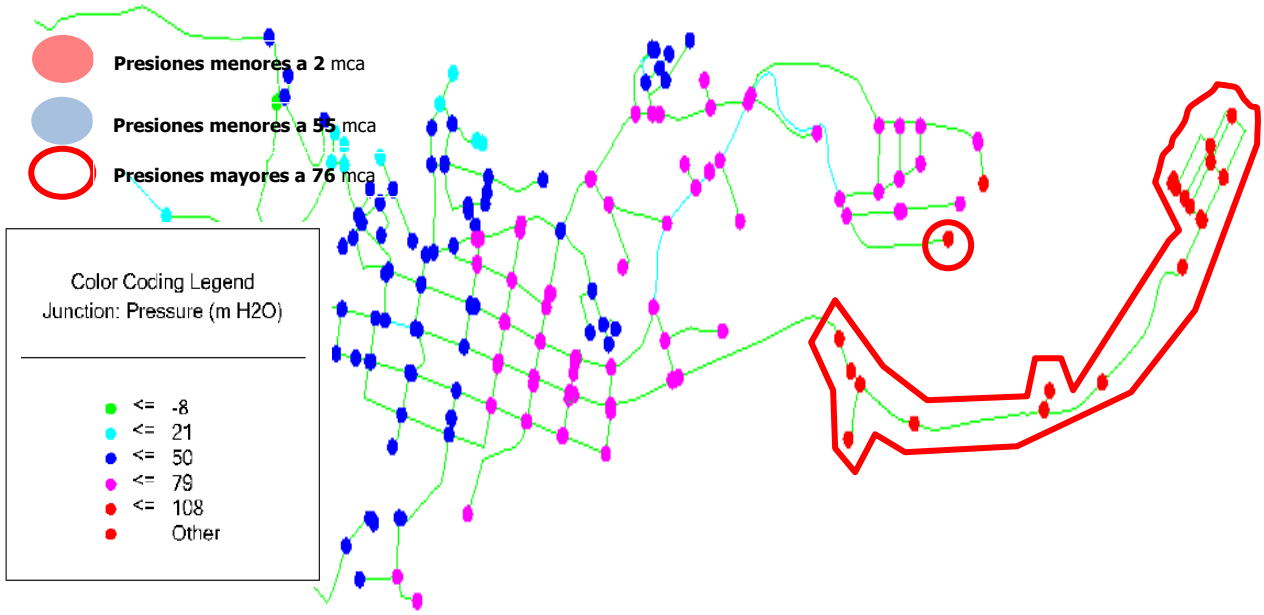


Figura 6-12. Imagen de presiones en la red en la hora de máxima demanda (00:00 pm – corresponde a la hora #24 de la curva de consumo) Fuente: Propia

Con base en las condiciones de la red de distribución en algunos puntos del sistema no cumplen con los parámetros de presión recomendados en la Resolución 0330 de 2017. En la hora critica de máximo consumo en el escenario en el cual todas las llaves están abiertas las presiones en la red de distribución son menores a 2 mca tal como se presenta en la Figura 6-11

En la Figura 6-12 se presentan los resultados de las presiones en la hora de mínimo consumo la cual en la curva de consumo se ve reflejada en la hora # 24 se observan presiones mayores a 80 mca y a excepción de un nodo que presenta presión inferior a 2.5 mca. (Ver ANEXO Nº20. Model Diag).

A continuación, se presentan los resultados de las presiones que están por fuera del rango recomendado por la normatividad vigente.

Tabla 6-17.Presiones No Cumplen con los parámetros Res 0330 de 2017 Hora de 179 máximo consumo Fuente: Propia

NODO	COTA DE TERRENO (msnm)	COTA DE TUBERIA (msnm)	COTA PIEZOMETRICA (msnm)	PRESION (mca)	COORDENADAS	
J-37	898.37	897.37	903.78	5	1139144.93	1351742.71
J-56	823.9	822.9	809.99	-14	1140278.9	1351763.65
J-57	823.79	822.79	809.99	-14	1140278.81	1351764.6
J-62	933.79	932.79	898.01	-36	1139185.07	1351891.64
J-63	932.43	931.43	897.92	-34	1139190.77	1351916.02
J-68	830.49	829.49	829.08	-1	1140417.69	1351840.88
J-70	808.83	807.83	880.54	72	1140207.86	1351570.3
J-71	813.83	812.83	880.46	66	1140186.85	1351508.93
J-76	824.01	823.01	809.99	-14	1140276.97	1351763.34
J-77	820.52	819.52	782.97	-37	1140385.86	1351772.3
J-78	837.83	836.83	834.4	-3	1140011.92	1351890.3
J-79	832.42	831.42	831.73	-1	1140131.21	1351851.2
J-81	908.74	907.74	886.55	-22	1139268.05	1351818.63
J-82	900.48	899.48	886.7	-14	1139290.67	1351816.28
J-83	800.89	799.89	875.54	75	1140534.71	1351541.92
J-84	800.63	799.63	875.53	75	1140544.62	1351563.05
J-85	890.21	889.21	890.65	0	1139482.75	1351861.79
J-86	893	892	891.03	-2	1139460.44	1351883.76
J-88	883.47	882.47	886.56	3	1139336.23	1351788.86
J-89	882.61	881.61	887.29	5	1139546.67	1351802.3
J-93	808.69	807.69	880.94	72	1140191.69	1351585.18
J-94	815.28	814.28	880.5	65	1140304.11	1351526.4
J-96	910.89	909.89	886.33	-25	1139273.9	1351851.67
J-99	808.83	807.83	872.96	64	1140816.05	1351753.46
J-100	809.36	808.36	872.96	63	1140816.41	1351753.95
J-101	808.98	807.98	872.96	64	1140813.44	1351755.25
J-102	809.72	808.72	872.96	63	1140814.04	1351755.98
J-109	813	812	873.07	60	1140762.59	1351795.16
J-110	809.64	808.64	872.98	63	1140784.89	1351778.44
J-111	887.6	886.6	891.05	3	1139445.9	1351856.96
J-113	895.63	894.63	890.63	-5	1139525.81	1351842.93
J-115	805.78	804.78	872.95	67	1140831.17	1351819.16
J-116	809.51	808.51	872.97	63	1140794.43	1351769.35
J-117	805.5	804.5	872.95	67	1140854.45	1351802.11
J-118	801.93	800.93	872.95	71	1140868.89	1351870.63
J-121	934.62	933.62	898.02	-37	1139184.73	1351892.72
J-122	913.4	912.4	897.9	-15	1139255.34	1351866.07
J-123	810.13	809.13	873.02	63	1140769.65	1351789.79
J-124	805.09	804.09	872.97	68	1140830.89	1351836.83
J-129	812.1	811.1	874.08	62	1140780.87	1351701.67
J-130	812.97	811.97	873.1	60	1140765.59	1351799.26
J-131	934.43	933.43	903.66	-31	1139170.36	1351886.02
J-136	837.97	836.97	834	-4	1140013.88	1351893.5
J-137	833.99	832.99	810.34	-24	1140171.68	1351777.68
J-138	905.71	904.71	886.7	-19	1139290.32	1351838.22
J-140	809.2	808.2	881.79	72	1140170.73	1351621.05
J-141	804.32	803.32	874.34	70	1140638.38	1351572.52

NODO	COTA DE TERRENO (msnm)	COTA DE TUBERIA (msnm)	COTA PIEZOMETRICA (msnm)	PRESION (mca)	COORDENADAS	
J-151	908.11	907.11	911.44	3	1138974.16	1351758.73
J-159	863.33	862.33	862.28	-1	1139861.96	1351910.22
J-160	868.95	867.95	862.57	-6	1139851.17	1351924.06
J-161	845	844	835.06	-10	1139941.9	1351879.97
J-162	848.83	847.83	834.96	-14	1139930.8	1351910.58
J-165	903.92	902.92	891	-13	1139483.95	1351918.35
J-166	867.7	866.7	864.34	-3	1139826.55	1351907.76
J-167	868.52	867.52	862.54	-6	1139867.94	1351939.97
J-168	875.14	874.14	878.63	3	1139843.26	1351944.32
J-169	860.1	859.1	861.27	1	1139904.92	1351955.09
J-172	934.48	933.48	898.02	-36	1139184.15	1351892.81
J-173	940.63	939.63	907.68	-33	1139157.97	1351957.62
J-174	875.19	874.19	880.47	5	1139837.69	1351945.89
J-179	830.72	829.72	829.09	-2	1140416.75	1351843.14
J-181	940.67	939.67	907.99	-33	1139156.29	1351958.82
J-203	894.35	893.35	890.63	-4	1139536.2	1351839.92
J-213	890.18	889.18	890.67	0	1139482.55	1351861.88
J-216	891.58	890.58	886.1	-5	1139354.65	1351824.39
J-228	834.69	833.69	810.23	-24	1140240.91	1351785.75
J-229	833.79	832.79	810.19	-24	1140277.72	1351800.13
J-230	833.79	832.79	810.18	-24	1140315.03	1351817.09
J-231	839.96	838.96	810.18	-30	1140315.34	1351859.17
J-233	833.7	832.7	810.19	-23	1140277.51	1351800.04
J-234	839.73	838.73	810.18	-29	1140278.24	1351859.12
J-237	830.74	829.74	810.19	-21	1140183.97	1351758.79
J-238	824.34	823.34	809.99	-14	1140282.3	1351764.26
J-239	840.03	839.03	810.23	-30	1140241.57	1351859.46
J-240	838.14	837.14	835.13	-3	1140008.25	1351885.3
J-241	851.61	850.61	835.05	-17	1139850.89	1351872.03
J-242	817.47	816.47	810.14	-7	1140364.73	1351733.17

En la tabla se presentan las presiones de la red de distribución en la hora de mínimo consumo la cual corresponde a la hora # 24

Tabla 6-18.Presiones No Cumplen con los parámetros Res 0330 de 2017 Hora de mínimo consumo

Fuente: Propia

NODO	COTA DE TERRENO (msnm)	COTA DE TUBERIA (msnm)	COTA PIEZOMETRICA (msnm)	PRESION (mca)	COORDENADAS	
J-5	836.16	835.16	905.41	69	1139958.5	1351820.71
J-6	834.94	833.94	905.23	70	1139994.45	1351752.54
J-9	851.52	850.52	911.82	60	1139700.76	1351595.78
J-10	851.98	850.98	911.82	60	1139701.8	1351599.92
J-11	852.38	851.38	912.14	60	1139692.47	1351561.8
J-12	851.11	850.11	912.14	61	1139697.92	1351582.99
J-15	856.09	855.09	912.15	56	1139628.16	1351578.21
J-16	854.4	853.4	911.86	57	1139639.11	1351618.09

NODO	COTA DE TERRENO (msnm)	COTA DE TUBERIA (msnm)	COTA PIEZOMETRICA (msnm)	PRESION (mca)	COORDENADAS	
J-17	850.18	849.18	912.07	62	1139763.33	1351547.11
J-18	849.82	848.82	911.79	62	1139764.87	1351589.63
J-19	852.56	851.56	912.14	59	1139690.18	1351554.83
J-20	854.74	853.74	912.18	57	1139680.07	1351512.67
J-21	856.15	855.15	912.17	56	1139626.51	1351570.76
J-43	852.33	851.33	912.14	60	1139695.9	1351559.57
J-44	852.12	851.12	912.14	60	1139698.68	1351558.72
J-45	851.28	850.28	912.12	61	1139755.58	1351492.94
J-46	850.25	849.25	912.08	62	1139764.24	1351540.4
J-56	823.9	822.9	898.99	75	1140278.9	1351763.65
J-57	823.79	822.79	898.99	75	1140278.81	1351764.6
J-68	830.49	829.49	902.02	71	1140417.69	1351840.88
J-69	820.04	819.04	902	82	1140427.69	1351794.82
J-70	808.83	807.83	910.12	101	1140207.86	1351570.3
J-71	813.83	812.83	910.09	96	1140186.85	1351508.93
J-72	844.93	843.93	910.78	66	1139760.65	1351771.66
J-73	842.84	841.84	910.23	67	1139785.54	1351701.66
J-76	824.01	823.01	898.99	75	1140276.97	1351763.34
J-77	820.52	819.52	894.53	74	1140385.86	1351772.3
J-78	837.83	836.83	902.89	65	1140011.92	1351890.3
J-79	832.42	831.42	902.5	70	1140131.21	1351851.2
J-81	908.74	907.74	911.06	2	1139268.05	1351818.63
J-83	800.89	799.89	909.3	108	1140534.71	1351541.92
J-84	800.63	799.63	909.29	108	1140544.62	1351563.05
J-91	842.1	841.1	911.65	69	1139860.86	1351619.03
J-92	844.78	843.78	910.99	66	1139963.69	1351630.11
J-93	808.69	807.69	910.19	101	1140191.69	1351585.18
J-94	815.28	814.28	910.11	95	1140304.11	1351526.4
J-96	910.89	909.89	911.04	0	1139273.9	1351851.67
J-99	808.83	807.83	908.87	100	1140816.05	1351753.46
J-100	809.36	808.36	908.87	99	1140816.41	1351753.95
J-101	808.98	807.98	908.87	100	1140813.44	1351755.25
J-102	809.72	808.72	908.87	99	1140814.04	1351755.98
J-103	836.96	835.96	906.17	69	1139940.05	1351807.92
J-104	837.06	836.06	906.17	69	1139939.43	1351808.8
J-109	813	812	908.89	96	1140762.59	1351795.16
J-110	809.64	808.64	908.87	99	1140784.89	1351778.44
J-115	805.78	804.78	908.87	103	1140831.17	1351819.16
J-116	809.51	808.51	908.87	99	1140794.43	1351769.35
J-117	805.5	804.5	908.87	103	1140854.45	1351802.11
J-118	801.93	800.93	908.87	107	1140868.89	1351870.63
J-123	810.13	809.13	908.88	99	1140769.65	1351789.79
J-124	805.09	804.09	908.87	104	1140830.89	1351836.83
J-127	844.83	843.83	911.78	67	1139878.88	1351576.11
J-128	841.45	840.45	911.58	70	1139840.58	1351656.68
J-129	812.1	811.1	909.05	97	1140780.87	1351701.67
J-130	812.97	811.97	908.89	96	1140765.59	1351799.26
J-131	934.43	933.43	913.6	-21	1139170.36	1351886.02
J-133	844.51	843.51	912.25	68	1139510.04	1351425.6
J-136	837.97	836.97	902.82	65	1140013.88	1351893.5
J-137	833.99	832.99	899.04	65	1140171.68	1351777.68

NODO	COTA DE TERRENO (msnm)	COTA DE TUBERIA (msnm)	COTA PIEZOMETRICA (msnm)	PRESION (mca)	COORDENADAS	
J-138	905.71	904.71	911.09	5	1139290.32	1351838.22
J-140	809.2	808.2	910.33	101	1140170.73	1351621.05
J-141	804.32	803.32	909.1	105	1140638.38	1351572.52
J-145	854.41	853.41	911.86	57	1139638.67	1351618.23
J-148	854.23	853.23	911.8	57	1139649.84	1351657.17
J-149	851.99	850.99	911.82	60	1139701.58	1351599.97
J-153	851.67	850.67	911.26	59	1139837.94	1351872.85
J-161	845	844	902.99	58	1139941.9	1351879.97
J-163	836.72	835.72	907.22	70	1139915.67	1351790.17
J-164	837.37	836.37	907.21	70	1139895.62	1351816.72
J-175	851.47	850.47	911.26	60	1139808.61	1351872.77
J-179	830.72	829.72	902.02	71	1140416.75	1351843.14
J-188	854.82	853.82	912.18	57	1139678.03	1351513.02
J-189	855.86	854.86	912.18	56	1139677.67	1351512.15
J-192	845.1	844.1	911.79	67	1139873.39	1351574.33
J-193	846.11	845.11	911.79	66	1139873.06	1351575.46
J-194	852.49	851.49	912.14	60	1139692.17	1351560.58
J-198	853.83	852.83	911.77	58	1139654.81	1351672.05
J-199	853.7	852.7	911.77	58	1139658.09	1351671.29
J-201	852.51	851.51	912.14	60	1139691.68	1351560.69
J-202	856.12	855.12	912.15	56	1139627.67	1351578.34
J-221	857.19	856.19	912.52	55	1139420.32	1351327.9
J-223	837.23	836.23	909.8	72	1139864.34	1351750.4
J-224	844.47	843.47	911.77	67	1139885.1	1351578.07
J-226	850.16	849.16	912.07	62	1139764.56	1351547.09
J-228	834.69	833.69	899.03	64	1140240.91	1351785.75
J-229	833.79	832.79	899.02	65	1140277.72	1351800.13
J-230	833.79	832.79	899.02	65	1140315.03	1351817.09
J-231	839.96	838.96	899.02	59	1140315.34	1351859.17
J-233	833.7	832.7	899.02	65	1140277.51	1351800.04
J-234	839.73	838.73	899.02	59	1140278.24	1351859.12
J-237	830.74	829.74	899.02	68	1140183.97	1351758.79
J-238	824.34	823.34	898.99	74	1140282.3	1351764.26
J-239	840.03	839.03	899.02	59	1140241.57	1351859.46
J-240	838.14	837.14	903	65	1140008.25	1351885.3
J-242	817.47	816.47	899.01	81	1140364.73	1351733.17

En la Tabla 6-19 se muestra las presiones de rotura de acuerdo al RDE de la tubería PVC en las cuales no sobrepasa el límite de presión de trabajo de la tubería RDE 21.

Tabla 6-19.Presión de trabajo de tubería PVC según los catálogos PAVCO, Manual técnico TUBOSA y Manual GERFOR presión Fuente: Propia

MANUAL PAVCO							MANUAL TECNICO - TUBERIA PRESION TUBOSA.[24]			MANUAL GERFOR PRESION[25]			
MATERIAL	PRESION SOSTENIDA 1000 horas			PRESION MINIMA DE ROTURA 90 SEGUNDOS			RDE	PRESION DE TRABAJO A 23°C EN PSI	PRESION DE TRABAJO A 23°C EN mca	PRESIONES DE TRABAJO DE MATERIALES PARA TUBOS PVC (relaciones dimensionales estándar para tubos termoplásticos (RDE) y presiones de trabajo de agua (PT) a 23° C (73 °F) para tubos de plásticos de PVC no roscados			
	MPA	PSI	MCA	MPA	PSI	MCA	9	500	352	RDE	PSI	MPA	mca
Tubería PVC RDE 9	7	1050	738	11	1600	1125	11	400	281	9	500	3.5	352
Tubería PVC RDE 11	6	840	591	9	1250	879	13.5	315	222	11	400	2.8	281
Tubería PVC RDE 13.5	5	670	471	7	1000	703	21	200	141	13.5	315	2.17	222
Tubería PVC RDE 21	3	420	295	4	630	443	26	160	113	21	200	1.38	141
Tubería PVC RDE 26	2	340	239	3	500	352	32.5	125	88	26	160	1.1	113
Tubería PVC RDE 32.5	2	270	190	3	400	281	41	100	70	32.5	125	0.86	88
Tubería PVC RDE 41	2	270	190	2	315	222	51	80	56	41	100	0.69	70
							64	63					

En las Figuras se observan las velocidades mínimas y máximas que se presentan en las redes de distribución en el periodo de diseño en la mayor parte de las redes las velocidades son inferiores a 1.39 m/s (Ver Figura 6-13 y Figura 6-14)

24 http://www.tubosa.com/site/images/docs/productos/Extremo_liso/Manual_Tecnico_Tubosa_Presion_2009-1.pdf

25 http://www.coval.com.co/pdfs/manuales/man_gerfor_presion.pdf



Figura 6-13. Velocidades máximas en las tuberías de la red de suministro Fuente: Propia

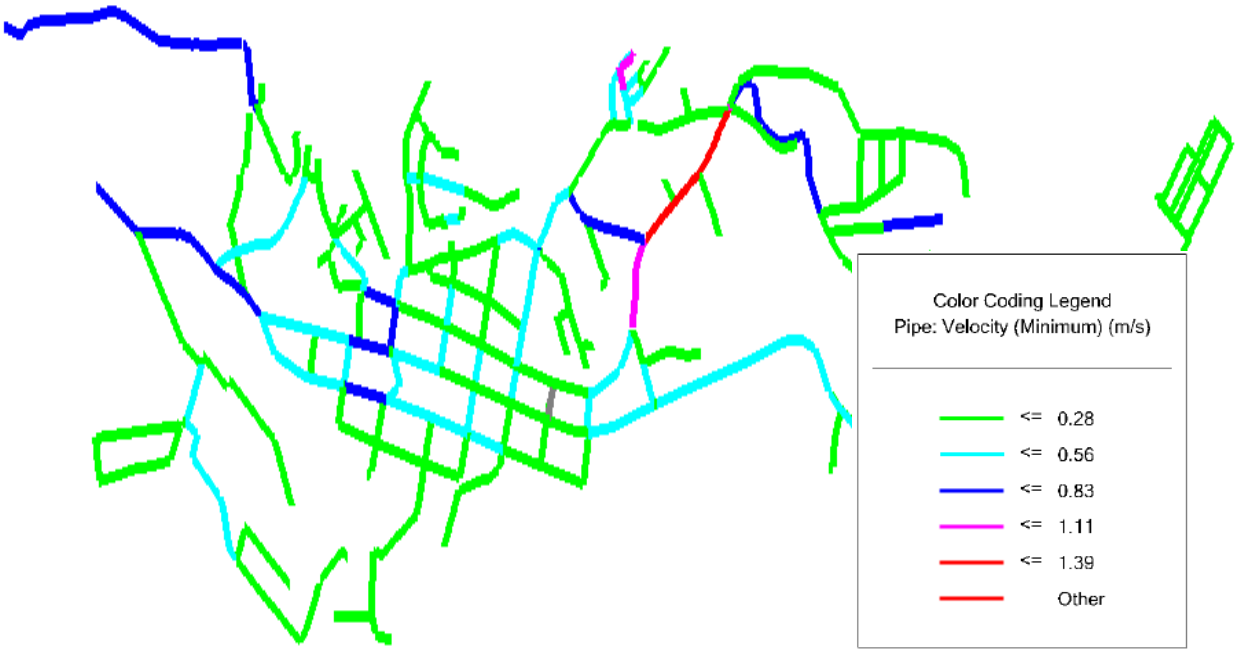


Figura 6-14. Velocidades mínimas en las tuberías de la red de suministro Fuente: Propia

De acuerdo a las recomendaciones que se encuentran en el artículo 61 de la Resolución 0330 de 2017, donde *Se puede abastecer con una presión dinámica hasta el 5% del área total, siempre que la presión mínima sea superior o igual a 5 m.c.a para poblaciones de diseño de menos de 12.500 habitantes y de 10 m.c.a para poblaciones de diseño mayor a 12.500 habitantes.* Sin embargo, después de la modelación hecha -que se puede revisar en el ANEXO Nº20. Model Diag se obtuvo que las presiones en la red de distribución no garantizan la presión mínima.

6.6.4 Profundidad de las tuberías

En la Resolución 0330 de 2017 en el Articulo 60 define que la profundidad mínima a la cual deben colocarse las tuberías de la red de distribución de agua potable no debe ser menor que 1.0 m medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno y que la profundidad de las tuberías que conforman la red de distribución, en términos generales, no debe exceder de 1.50 m.

6.6.5 Hidrantes

Además de los accesorios propios de la red, se debe proveer de un sistema para el control de incendios, a través de la instalación de hidrantes. Cada hidrante llevará su propia válvula para aislarlo de la red. Se ubicarán de preferencia en las esquinas, en las intersecciones de dos calles y sobre la acera, para un mejor acceso. (11 hidrantes existentes localizados en el sistema de acueducto).

Teniendo en cuenta que el sistema de acueducto presenta condiciones especiales como:

- Caudal de diseño pequeño
- Amplia distancia entre domicilios
- Ausencia de un centro poblado establecido
- Topografía de la zona

Se puede concluir que aunque el casco urbano del municipio de Salazar cuenta con instalación de hidrantes hay zonas que no cuentan con la cobertura de hidrantes en caso de emergencia de incendio. A continuación se presenta la localización de hidrantes.

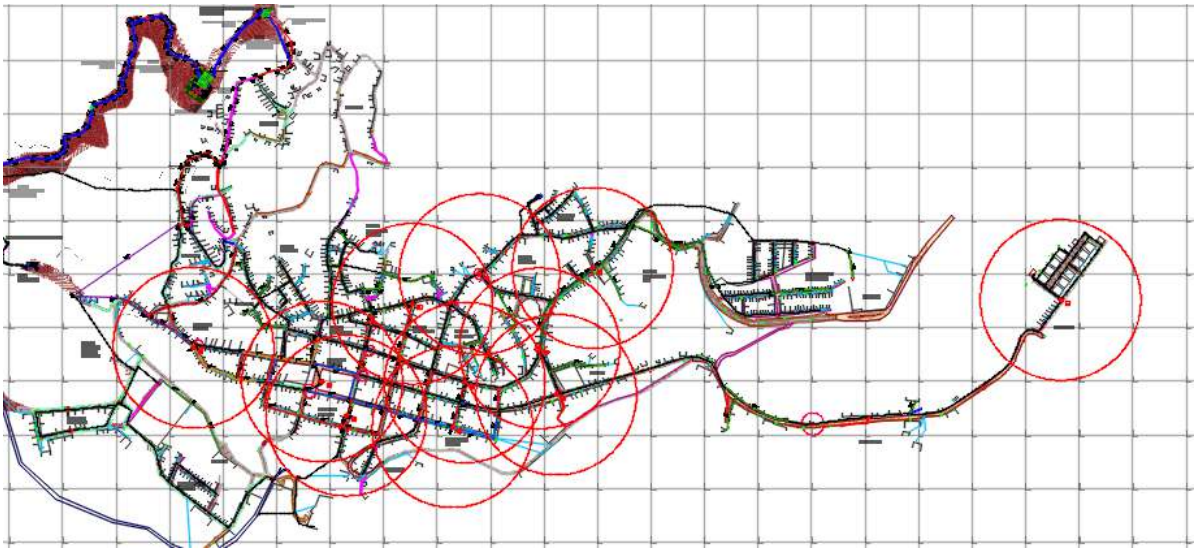


Figura 6-15. Localización de las Hidrantes en el sistema de acueducto Fuente: Propia

- **Accesorios en la red de distribución**

Los accesorios de una red de distribución incluyen las uniones, tees, codos, reducciones, válvulas, anclajes entre otros elementos utilizados para controlar la funcionalidad de la red y su sectorización.

7. PROBLEMÁTICA PARA SOLUCIONAR

Como se menciona en el **PRODUCTO 1** del contrato, el municipio de Salazar cuenta con un sistema de acueducto que se requiere optimizar debido al crecimiento poblacional y territorial que el municipio ha presentado a lo largo de los últimos años. La capacidad hidráulica del sistema en cada uno de sus componentes está presentando deficiencias de gran magnitud que se evidencian en el comportamiento dinámico del caudal de consumo en la red de distribución.

Además, el municipio posee actualmente un sistema de tratamiento de agua potable que no garantiza los parámetros mínimos de calidad de agua como se observa en el capitulo 6.5 Planta de tratamiento de agua potable cuando se presentan precipitaciones de pequeña magnitud. Por lo tanto, se deberá diseñar esta estructura, así como cada uno de los componentes del sistema de acueducto que cumplan con los parámetros que establece la Resolución 0330 de 08 junio de 2017.

8. PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Para dar respuesta a la problemática identificada y expuesta en el presente documento, se analizan tres posibles soluciones.

A continuación, se presenta los esquemas generales de cada una de las alternativas en los cuales se identifican sus respectivos componentes y características generales, adicionalmente se presenta una tabla con la descripción de ventajas y desventajas de implementación de cada una.

SOSTENIBILIDAD DEL PROYECTO – Teniendo en cuenta la capacidad económica de la población objetivo del proyecto, se establece la necesidad de realizar programas de socialización por parte de la Alcaldía Municipal para concienciar a la población de la zona de estudio de los beneficios que brindará a los pobladores la implementación de este proyecto y cómo, sin los pagos mensuales del servicio de acueducto, este no sería viable pues resultaría imposible garantizar su mantenimiento y correcta operación.

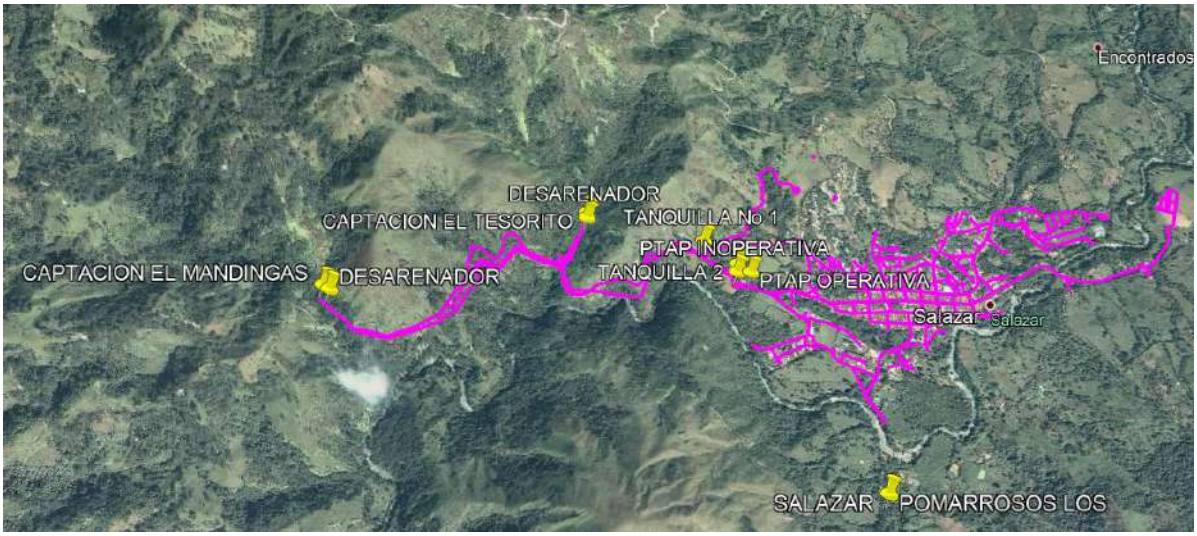


Figura 8-1. Sistema de acueducto casco urbana Salazar

8.1 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

A continuación, se presentan las alternativas para la optimización del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar teniendo como posibles alternativas el cambio de material.

- Alternativa No. 1: Optimización del sistema de acueducto en material PVC y PTAP.
- Alternativa No. 2: Optimización del sistema de acueducto en material PEAD y PTAP.
- Alternativa No. 3: Nuevo trazado desde la captación de la quebrada Mandinga y construcción de nueva PTAP.

8.1.1 ALTERNATIVA No. 1 optimización del sistema de acueducto en material PVC y PTAP.

Para la alternativa No 1 se contempla realizar las siguientes optimizaciones las cuales se mencionan a continuación:

- Optimización captación El Mandingas (Reemplazo de válvulas de operación)
- Optimización desarenador El Mandingas (Reemplazo de válvulas de operación)
- Optimización captación El Tesorito (Reemplazo de válvulas de operación)
- Optimización desarenador El Tesorito (Reemplazo de válvulas de operación)
- Optimización líneas de aduccion El Tesorito y El Mandingas reemplazando los tramos del sistema los cuales se encuentran en asbesto cemento y implementar la instalación de válvulas de purga y ventosa.
- Optimización de la planta de tratamiento compacta (deshabilitada)
- En el tanque de almacenamiento donde realizan la desinfección antes de realizar el suministro de agua se optimiza la caseta de operaciones.
- Optimización de la red de acueducto

Tabla 8-1. Ventajas y desventajas alternativa No. 1

DESVENTAJAS	VENTAJAS
- Requiere permisos de servidumbres y predios de la PTAP. - Se requieren servidumbres para la instalación de la tubería proveniente del tanque de almacenamiento proyectado hasta cada uno de los suscriptores a beneficiar. - La localización de la linea El Mandingas el trazado existente en algunos tramos se encuentra en zona de ladera haciendo difícil el acceso en mantenimiento de la misma.	-Optimiza la planta de tratamiento existente - Requiere optimización de las líneas de Mandinga y El Tesorito. - Optimización de las Redes de Acueducto y operación.

8.1.1.1. Optimización de la red del sistema de acueducto Quebrada Mandinga

Se realiza el cambio en las dos redes que suministran agua cruda en el municipio de Salazar ya que se encuentra construida en Asbesto-cemento y se extiende de la siguiente manera como se observa en la Figura:

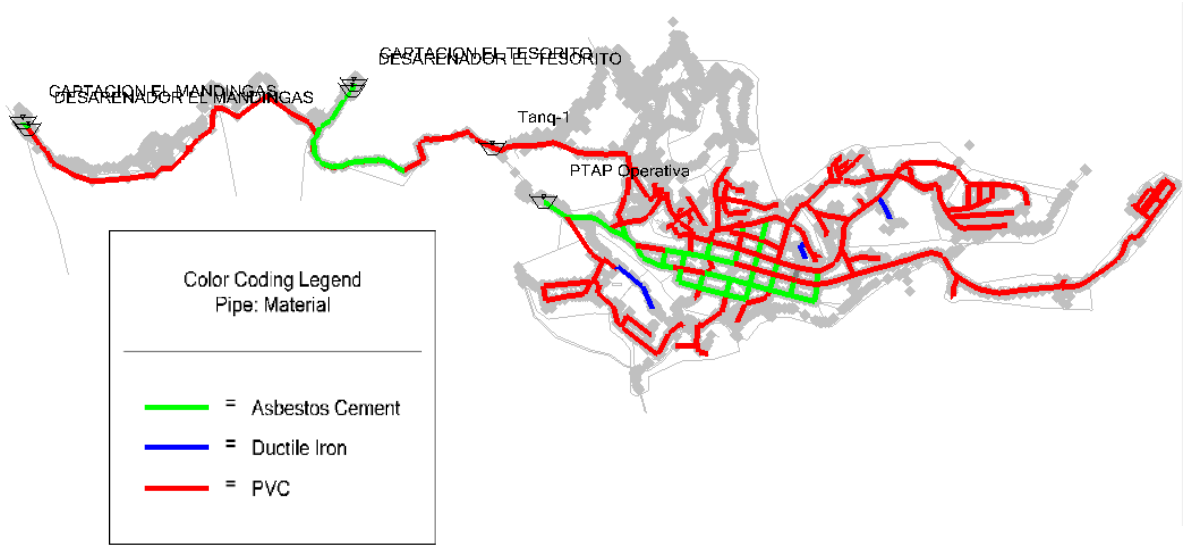


Figura 8-1. Material redes de acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palamas

Tabla 8-2. Tramo para restituir por material en asbesto cemento

Material (Diámetro (in)	*Longitud (m)*
Asbestos Cemento	**2802.1**
2	989.8
4	729.0
6	1058.2
8	25.1

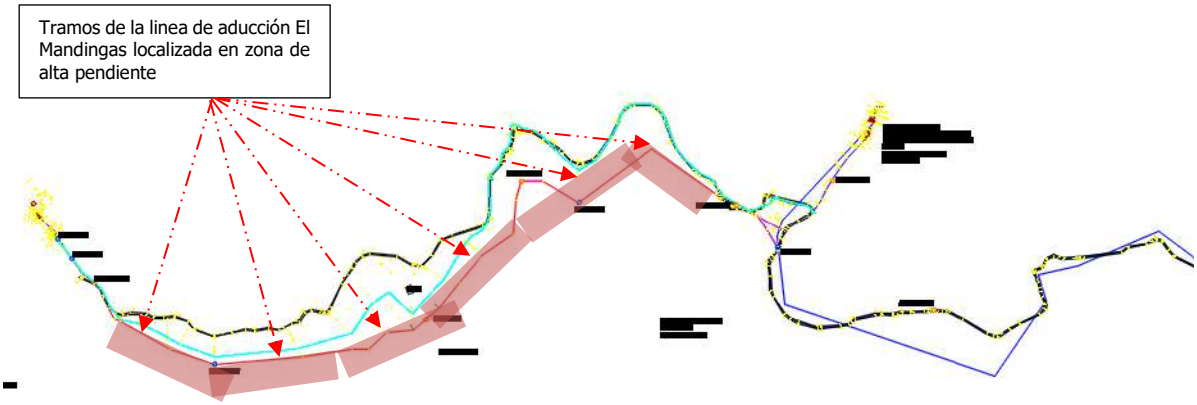
Este cambio se debe a:

- Cambio de diámetro de 8" a 6" para dar cumplimiento a la velocidad mínima, la cual debe ser de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendadas para el material del ducto a emplear y/o los accesorios correspondientes, la de este tramo es de 0.31 m/s.
- Se realiza el cambio de tubería por PVC ya que se encuentra en la actualidad construida en asbesto-cemento, lo cual está regulado ya que puede generar problemas de salud a la población que se presta el servicio de acueducto.

Esta tubería es la aducción desde la estructura de captación hasta el desarenador de la quebrada Mandinga se reemplaza por tipo de material de asbesto cemento a PVC y por diámetro de 8 in a 6 in.

El estado actual de la tubería se encuentra en buen estado pero en caso de mantenimiento de los tramos que se localizan en zonas de alta pendiente lo cual dificultad y pone en peligro a las personas encargadas de realizar las labores de mantenimiento y operación del sistema.

Tramos en zonas de alta pendiente



Los otros tramos de la tubería son aptos para el caudal de diseño de 25 l/s al año 2046.

Tabla 8-3. Evaluación de las líneas de aduccion El Mandingas y El Tesorito con las optimizaciones realizadas por diámetro y material

Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (in)	Material	Velocity (m/s)	Hydraulic Grade (Start) (m)	Hydraulic Grade (Stop) (m)	Pressure (Start) (m H2O)	Pressure (Stop) (m H2O)
P-228	43.248659	DESARENADOR EL MANDINGAS	J-243	6	PVC	0.69	1,075.41	1,075.29	0	4
P-229	22.248594	J-243	J-244	6	PVC	0.69	1,075.29	1,075.22	4	10
P-230	28.471608	J-244	J-245	6	PVC	0.69	1,075.22	1,075.14	10	9
P-231	41.896835	J-245	J-246	6	PVC	0.69	1,075.14	1,075.02	9	5
P-232	8.030396	J-246	J-247	6	PVC	0.69	1,075.02	1,075.00	5	2
P-233	71.923378	J-247	J-248	6	PVC	0.69	1,075.00	1,074.79	2	18
P-234	58.770211	J-248	J-249	6	PVC	0.69	1,074.79	1,074.62	18	9
P-235	111.662354	J-249	J-250	6	PVC	0.69	1,074.62	1,074.30	9	16

Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (in)	Material	Velocity (m/s)	Hydraulic Grade (Start) (m)	Hydraulic Grade (Stop) (m)	Pressure (Start) (m H2O)	Pressure (Stop) (m H2O)
P-236	61.318438	J-250	J-251	6	PVC	0.69	1,074.30	1,074.12	16	20
P-237	23.004591	J-251	J-252	6	PVC	0.69	1,074.12	1,074.06	20	19
P-238	30.031025	J-252	J-253	6	PVC	0.69	1,074.06	1,073.97	19	26
P-239	33.963481	J-253	J-254	6	PVC	0.69	1,073.97	1,073.87	26	21
P-240	40.136081	J-254	J-255	6	PVC	0.69	1,073.87	1,073.76	21	17
P-241	84.318665	J-255	J-256	6	PVC	0.69	1,073.76	1,073.52	17	28
P-242	51.640837	J-256	J-257	6	PVC	0.69	1,073.52	1,073.37	28	28
P-243	43.159184	J-257	J-258	6	PVC	0.69	1,073.37	1,073.24	28	36
P-244	24.608095	J-258	J-259	6	PVC	0.69	1,073.24	1,073.17	36	41
P-245	26.938886	J-259	J-260	6	PVC	0.69	1,073.17	1,073.10	41	39
P-246	53.894988	J-260	J-261	6	PVC	0.69	1,073.10	1,072.94	39	34
P-247	111.365745	J-261	J-262	6	PVC	0.69	1,072.94	1,072.62	34	48
P-248	107.433886	J-262	J-263	6	PVC	0.69	1,072.62	1,072.31	48	54
P-249	20.30418	J-263	J-264	6	PVC	0.69	1,072.31	1,072.25	54	60
P-250	19.016655	J-264	J-265	6	PVC	0.69	1,072.25	1,072.20	60	63
P-251	12.553606	J-265	J-266	6	PVC	0.69	1,072.20	1,072.16	63	72
P-252	0.56966	J-266	J-267	6	PVC	0.69	1,072.16	1,072.16	72	72
P-253	1.676064	J-267	J-268	6	PVC	0.69	1,072.16	1,072.16	72	73
P-254	42.708279	J-268	J-269	4	PVC	1.54	1,072.16	1,071.27	73	78
P-255	1.437079	J-269	J-270	4	PVC	1.54	1,071.27	1,071.24	78	78
P-256	4.606009	J-270	J-271	4	PVC	1.54	1,071.24	1,071.15	78	78
P-258	17.127135	J-271	J-273	4	PVC	1.54	1,071.15	1,070.79	78	78
P-259	18.462679	J-273	J-274	4	PVC	1.54	1,070.79	1,070.41	78	77
P-260	18.213483	J-274	J-275	4	PVC	1.54	1,070.41	1,070.03	77	76
P-262	8.694345	J-275	J-277	4	PVC	1.54	1,070.03	1,069.85	76	77
P-263	25.881269	J-277	J-278	4	PVC	1.54	1,069.85	1,069.31	77	76
P-264	9.145874	J-278	J-279	4	PVC	1.54	1,069.31	1,069.12	76	76
P-265	10.67876	J-279	J-280	4	PVC	1.54	1,069.12	1,068.90	76	76
P-266	25.041971	J-280	J-281	4	PVC	1.54	1,068.90	1,068.38	76	75
P-267	29.497456	J-281	J-282	4	PVC	1.54	1,068.38	1,067.77	75	75
P-268	9.859738	J-282	J-283	4	PVC	1.54	1,067.77	1,067.57	75	74
P-269	10.358149	J-283	J-284	4	PVC	1.54	1,067.57	1,067.35	74	75
P-270	25.693415	J-284	J-285	4	PVC	1.54	1,067.35	1,066.82	75	74
P-271	7.115016	J-285	J-286	4	PVC	1.54	1,066.82	1,066.67	74	75
P-272	14.785045	J-286	J-287	4	PVC	1.54	1,066.67	1,066.37	75	75
P-273	5.880252	J-287	J-288	4	PVC	1.54	1,066.37	1,066.25	75	75
P-274	19.958959	J-288	J-289	4	PVC	1.54	1,066.25	1,065.83	75	76

Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (in)	Material	Velocity (m/s)	Hydraulic Grade (Start) (m)	Hydraulic Grade (Stop) (m)	Pressure (Start) (m H2O)	Pressure (Stop) (m H2O)
P-275	16.724149	J-289	J-290	4	PVC	1.54	1,065.83	1,065.49	76	75
P-276	2.170083	J-290	J-291	4	PVC	1.54	1,065.49	1,065.44	75	75
P-277	7.273894	J-291	J-292	4	PVC	1.54	1,065.44	1,065.29	75	76
P-278	19.002502	J-292	J-293	4	PVC	1.54	1,065.29	1,064.90	76	76
P-279	20.361484	J-293	J-294	4	PVC	1.54	1,064.90	1,064.47	76	76
P-280	35.324327	J-294	J-295	4	PVC	1.54	1,064.47	1,063.74	76	75
P-281	8.506855	J-295	J-296	4	PVC	1.54	1,063.74	1,063.56	75	75
P-282	6.224003	J-296	J-297	4	PVC	1.54	1,063.56	1,063.44	75	75
P-283	17.402723	J-297	J-298	4	PVC	1.54	1,063.44	1,063.08	75	75
P-284	14.340856	J-298	J-299	4	PVC	1.54	1,063.08	1,062.78	75	75
P-285	27.588993	J-299	J-300	4	PVC	1.54	1,062.78	1,062.21	75	74
P-286	9.401307	J-300	J-301	4	PVC	1.54	1,062.21	1,062.01	74	64
P-287	6.839057	J-301	J-302	4	PVC	1.54	1,062.01	1,061.87	64	73
P-288	9.608963	J-302	J-303	4	PVC	1.54	1,061.87	1,061.67	73	72
P-289	6.623993	J-303	J-304	4	PVC	1.54	1,061.67	1,061.53	72	73
P-290	5.725273	J-304	J-305	4	PVC	1.54	1,061.53	1,061.41	73	79
P-291	19.696978	J-305	J-306	4	PVC	1.54	1,061.41	1,061.01	79	74
P-292	12.627156	J-306	J-307	4	PVC	1.54	1,061.01	1,060.74	74	73
P-293	11.791198	J-307	J-308	4	PVC	1.54	1,060.74	1,060.50	73	74
P-294	8.832074	J-308	J-309	4	PVC	1.54	1,060.50	1,060.32	74	74
P-295	12.629943	J-309	J-310	4	PVC	1.54	1,060.32	1,060.06	74	74
P-296	17.017306	J-310	J-311	4	PVC	1.54	1,060.06	1,059.70	74	75
P-297	9.207963	J-311	J-312	4	PVC	1.54	1,059.70	1,059.51	75	75
P-298	48.029677	J-312	J-313	4	PVC	1.54	1,059.51	1,058.52	75	74
P-299	10.053204	J-313	J-314	4	PVC	1.54	1,058.52	1,058.31	74	75
P-300	22.122953	J-314	J-315	4	PVC	1.54	1,058.31	1,057.85	75	76
P-301	14.600519	J-315	J-316	4	PVC	1.54	1,057.85	1,057.55	76	77
P-302	8.357892	J-316	J-317	4	PVC	1.54	1,057.55	1,057.37	77	78
P-303	11.878909	J-317	J-318	4	PVC	1.54	1,057.37	1,057.13	78	79
P-304	11.650221	J-318	J-319	4	PVC	1.54	1,057.13	1,056.89	79	80
P-305	38.476596	J-319	J-320	4	PVC	1.54	1,056.89	1,056.09	80	81
P-306	5.703257	J-320	J-321	4	PVC	1.54	1,056.09	1,055.97	81	82
P-307	15.926031	J-321	J-322	4	PVC	1.54	1,055.97	1,055.64	82	82
P-310	6.924217	DESARENADOR EL TESORITO	J-323	6	PVC	0.69	1,008.99	1,008.97	0	0
P-311	34.229808	J-323	J-324	6	PVC	0.69	1,008.97	1,008.88	0	4
P-312	32.269141	J-324	J-325	6	PVC	0.69	1,008.88	1,008.79	4	11
P-313	15.140497	J-325	J-326	6	PVC	0.69	1,008.79	1,008.74	11	12

Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (in)	Material	Velocity (m/s)	Hydraulic Grade (Start) (m)	Hydraulic Grade (Stop) (m)	Pressure (Start) (m H2O)	Pressure (Stop) (m H2O)
P-314	12.26747	J-326	J-327	6	PVC	0.69	1,008.74	1,008.71	12	13
P-315	18.953558	J-327	J-328	6	PVC	0.69	1,008.71	1,008.66	13	15
P-316	38.81978	J-328	J-329	6	PVC	0.69	1,008.66	1,008.55	15	15
P-317	32.666505	J-329	J-330	6	PVC	0.69	1,008.55	1,008.46	15	15
P-318	16.79847	J-330	J-331	6	PVC	0.69	1,008.46	1,008.41	15	15
P-319	18.074833	J-331	J-332	6	PVC	0.69	1,008.41	1,008.36	15	15
P-320	18.348621	J-332	J-333	6	PVC	0.69	1,008.36	1,008.31	15	15
P-321	8.473171	J-333	J-334	6	PVC	0.69	1,008.31	1,008.28	15	15
P-322	25.602902	J-334	J-335	6	PVC	0.69	1,008.28	1,008.21	15	15
P-323	8.810325	J-335	J-336	6	PVC	0.69	1,008.21	1,008.19	15	15
P-324	10.790513	J-336	J-337	6	PVC	0.69	1,008.19	1,008.16	15	15
P-325	24.547047	J-337	J-338	6	PVC	0.69	1,008.16	1,008.09	15	15
P-326	29.138709	J-338	J-339	6	PVC	0.69	1,008.09	1,008.01	15	15
P-327	9.856489	J-339	J-340	6	PVC	0.69	1,008.01	1,007.98	15	15
P-328	10.18919	J-340	J-341	6	PVC	0.69	1,007.98	1,007.95	15	15
P-329	33.24017	J-341	J-342	6	PVC	0.69	1,007.95	1,007.86	15	16
P-330	14.854631	J-342	J-343	6	PVC	0.69	1,007.86	1,007.82	16	16
P-331	5.738072	J-343	J-344	6	PVC	0.69	1,007.82	1,007.80	16	17
P-332	20.537107	J-344	J-345	6	PVC	0.69	1,007.80	1,007.74	17	18
P-333	16.38809	J-345	J-346	6	PVC	0.69	1,007.74	1,007.70	18	17
P-334	2.010654	J-346	J-347	6	PVC	0.69	1,007.70	1,007.69	17	17
P-335	6.863797	J-347	J-348	6	PVC	0.69	1,007.69	1,007.67	17	19
P-336	10.204527	J-348	J-349	6	PVC	0.69	1,007.67	1,007.65	19	19
P-337	9.539232	J-349	J-350	6	PVC	0.69	1,007.65	1,007.62	19	19
P-338	20.214377	J-350	J-351	6	PVC	0.69	1,007.62	1,007.56	19	19
P-339	35.27957	J-351	J-352	6	PVC	0.69	1,007.56	1,007.46	19	19
P-340	8.612255	J-352	J-353	6	PVC	0.69	1,007.46	1,007.44	19	19
P-341	6.031271	J-353	J-354	6	PVC	0.69	1,007.44	1,007.42	19	19
P-342	16.760238	J-354	J-355	4	PVC	1.54	1,007.42	1,007.08	19	20
P-343	14.588927	J-355	J-356	4	PVC	1.54	1,007.08	1,006.77	20	19
P-344	27.645788	J-356	J-357	4	PVC	1.54	1,006.77	1,006.20	19	18
P-345	8.942786	J-357	J-358	4	PVC	1.54	1,006.20	1,006.02	18	18
P-346	6.380403	J-358	J-359	4	PVC	1.54	1,006.02	1,005.88	18	17
P-347	9.619712	J-359	J-360	4	PVC	1.54	1,005.88	1,005.68	17	16
P-348	6.562456	J-360	J-361	4	PVC	1.54	1,005.68	1,005.55	16	17
P-349	5.779416	J-361	J-362	4	PVC	1.54	1,005.55	1,005.43	17	18
P-350	20.168345	J-362	J-363	4	PVC	1.54	1,005.43	1,005.01	18	18

Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (in)	Material	Velocity (m/s)	Hydraulic Grade (Start) (m)	Hydraulic Grade (Stop) (m)	Pressure (Start) (m H2O)	Pressure (Stop) (m H2O)
P-351	12.822905	J-363	J-364	4	PVC	1.54	1,005.01	1,004.74	18	18
P-352	12.14324	J-364	J-365	4	PVC	1.54	1,004.74	1,004.49	18	18
P-353	8.512301	J-365	J-366	4	PVC	1.54	1,004.49	1,004.32	18	18
P-354	13.489076	J-366	J-367	4	PVC	1.54	1,004.32	1,004.04	18	18
P-355	17.029783	J-367	J-368	4	PVC	1.54	1,004.04	1,003.68	18	19
P-356	3.609099	J-368	J-369	4	PVC	1.54	1,003.68	1,003.61	19	18
P-357	52.659491	J-369	J-370	4	PVC	1.54	1,003.61	1,002.52	18	18
P-358	10.580403	J-370	J-371	4	PVC	1.54	1,002.52	1,002.30	18	20
P-359	22.445673	J-371	J-372	4	PVC	1.54	1,002.30	1,001.83	20	19
P-360	14.238049	J-372	J-373	4	PVC	1.54	1,001.83	1,001.54	19	21
P-361	8.544615	J-373	J-374	4	PVC	1.54	1,001.54	1,001.36	21	22
P-362	11.944487	J-374	J-375	4	PVC	1.54	1,001.36	1,001.11	22	23
P-363	11.529722	J-375	J-376	4	PVC	1.54	1,001.11	1,000.87	23	24
P-364	38.647046	J-376	J-377	4	PVC	1.54	1,000.87	1,000.07	24	24
P-365	5.390407	J-377	J-378	4	PVC	1.54	1,000.07	999.96	24	26
P-366	16.21883	J-378	J-379	4	PVC	1.54	999.96	999.63	26	26
P-367	2.402258	J-379	J-380	4	PVC	1.54	999.63	999.58	26	27
P-369	23.75619	CAPTACION EL MANDINGAS	FCV-1	6	PVC	0.69	1,076.74	1,076.67	0	1
P-370	1.34563	FCV-1	DESARENADOR EL MANDINGAS	8	PVC	0.39	1,075.41	1,075.41	0	0
P-371	16.825312	CAPTACION EL TESORITO	FCV-2	6	PVC	0.69	1,009.69	1,009.64	0	1
P-372	1.002266	FCV-2	DESARENADOR EL TESORITO	6	PVC	0.69	1,008.99	1,008.99	0	0
P-373	0.160643	J-380	FCV-6	4	PVC	1.54	999.58	999.57	27	26
P-374	1.833824	FCV-6	Tanq-1	4	PVC	1.54	973.16	973.12	0	0
P-375	2.52395	J-322	FCV-7	4	PVC	1.54	1,055.64	1,055.59	82	82
P-376	2.003991	FCV-7	Tanq-1	4	PVC	1.54	973.16	973.12	0	0

En la tanquilla de repartición salen tres tuberías una que se dirige directamente al tanque de almacenamiento y distribución del barrio 20 de julio y las otras dos se dirigen a la PTAP o al tanque de desinfección.

Tabla 8-4. Tramos de la red que salen desde la tanquilla de reparticion

DIÁMETRO	MATERIAL	LONGITUD
1″	PVC	429.9
3″	PVC	158.89

4"	PVC	158.82

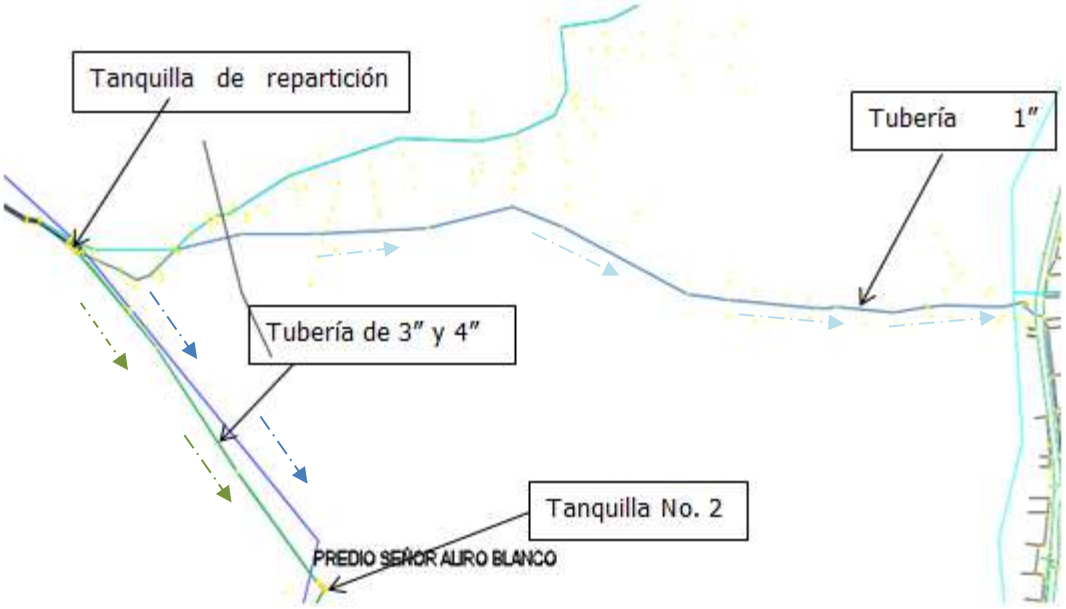


Figura 8-2. Red de conducción tanquilla de repartición a tanque de almacenamiento y tanquilla No. 2

Se inhabilitará la tubería que se dirige al tanque de distribución del barrio 20 de julio, ya que el agua que almacena en ese punto es agua cruda sin el tratamiento adecuado para la potabilización de esta.

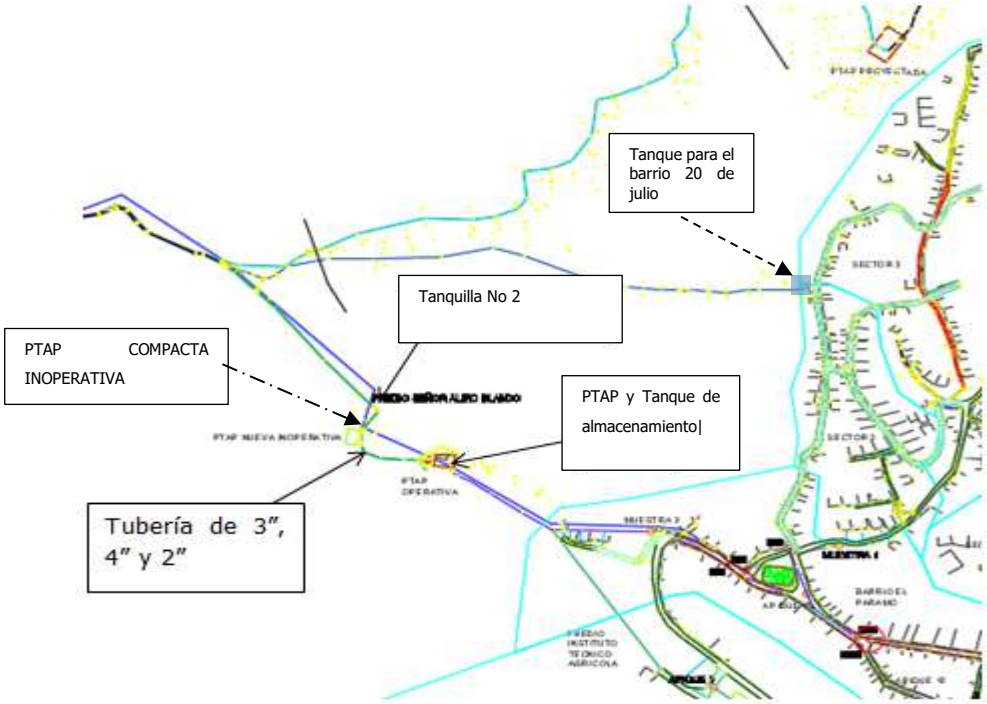


Figura 8-3. Red de conducción desde la Tanquilla No. 2 hasta la PTAP.

Este tanque se seguirá almacenando agua, pero esta vez será tratada por la PTAP.

8.1.1.2. Optimización de la PTAP existente

Se tiene en cuenta que en la actualidad el municipio de Salazar cuenta con una PTAP dividida en dos partes.

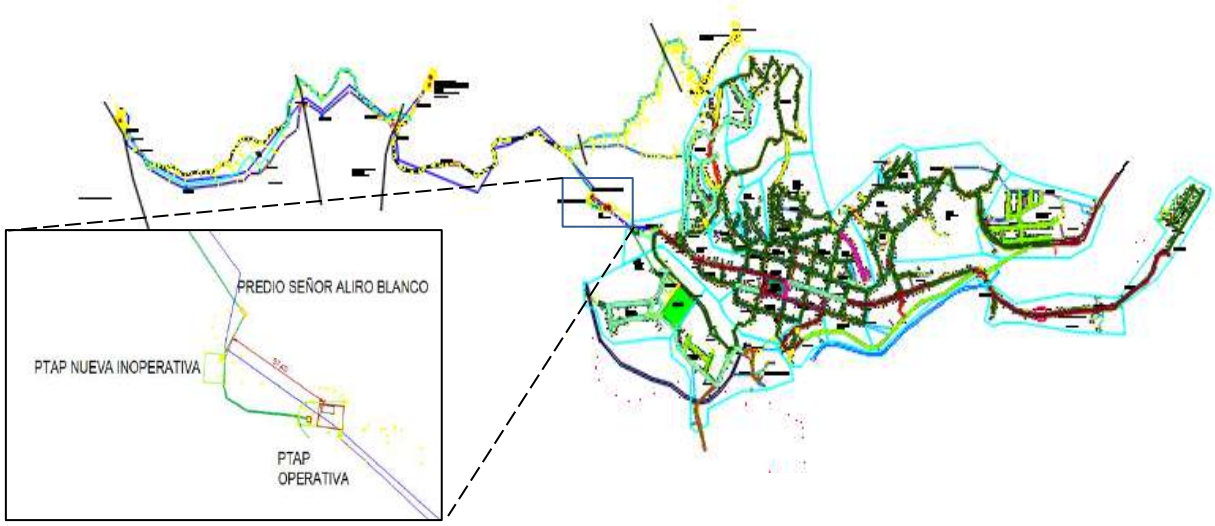


Figura 8-2. Localización planta de tratamiento inoperativa y planta operativa

La primera se encuentra ubicada en las coordenadas X: 1138825.9424 y Y: 1351841.9130, con una elevación de 934.18 msnm y un área de 132.84 m^2 a una distancia de la PTAP operativa de 57.45 m.

En este podemos encontrar los siguientes equipos instalados:

- Sedimentador de alta tasa
- Dos tanques de floculación

Estos equipos no se pusieron en funcionamiento desde el momento de la instalación, no se cuenta con manual de operaciones y una caseta o lugar de almacenamiento de químicos para la mezcla de coagulante y floculante.

Se necesita lo siguiente:

8.1.1.2.1. Optimización del Sedimentador de baja tasa

Al realizar la evaluación hidráulica del sedimentador se puede concluir que:

- La carga superficial es de 688.92 m^3/m^2*día, lo cual no cumple con el rango de 200 a 300 m^3/m^2*día.
- El tiempo de retención hidráulica es de 9.82 min cumpliendo con el rango de 10 a 20 min.
- El gradiente hidráulico es de 0.28 s^{-1}, no cumple el rango establecido 70 s-1 hasta 10 s-1.
- Velocidad critica de sedimentación debe ser de 15 – 30 cm/s y para este sedimentador es de 0.01 m/s, la cual no cumple.

Para este caso es necesaria la instalación de dos sedimentadores adicionales con las mismas medidas del que está en la actualidad, para u. total de tres unidades de sedimentación para tratar el caudal faltante

8.1.1.2.2. Optimización de los floculadores

En la actualidad se cuenta con dos floculadores, los cuales no se encuentran en funcionamiento, Para cumplir con el caudal de diseño de 25.05 l/s, es necesario la instalación de otro floculador con las mismas medias de los anteriores.

Para la optimización de la planta se implementa el funcionamiento de 3 unidades de floculación.

8.1.1.2.3. Caseta de operaciones

Adicionalmente se construiría una caseta la cual tendrá para realizar la mezcla de los coagulantes o floculante y posteriormente realizar la dosificación.

Para el sistema de suministro se refiere a la toma de agua desde la red publica del acueducto hasta la caseta de operaciones, es decir los aparatos hidráulicos como lavamanos y también los lavaplatos o llaves de manguera que se encuentren ubicadas en la estructura.
Para el diseño se tiene en cuenta la normativa vigente y los criterios que esta dicta, junto con los criterios obtenidos a través de la experiencia de los profesionales especializados que intervienen en este proyecto,

- **NORMATIVIDAD VIGENTE**

Para el diseño de sistemas hidrosanitarios se hace uso de la Norma Técnica Colombiana NTC 1500 cuya portada se puede ven en la Figura 8-3, llamada Código Colombiano de Fontanería. En esta se establecen los criterios normativos que rigen el diseño del presente proyecto de instalaciones hidráulicas



Figura 8-3.NTC 1500 Código Colombiano de Fontanería

A continuación, se presentan los criterios de diseño de la red de suministro:

- Todas las edificaciones deben estar dotadas de un sistema de suministro de agua potable que no ofrezca peligro de contaminación.
- Los sistemas de suministro de agua para las edificaciones se diseñarán e instalarán de manera que abastezcan de agua, en todo tiempo, a los aparatos

de fontanería y equipos, con caudal y presiones que se ajusten a lo requerido por las tecnologías actuales y a lo que la NTC establece como mínimo.

- Las edificaciones deben contar con un mínimo de aparatos sanitarios según su uso y la cantidad de personas que debe atender el edificio, discriminado por hombres y mujeres.

Tabla 8-5.NTC 1500, extracto de la Tabla 3 Instalaciones mínimas de fontanería

Tipo de edificio o ocupantes[2]	Inodoros[14, 15] (aparatos por persona)	Orinales,[5, 10, 15] (aparatos por persona)	Lavamanos (aparatos por persona)	Duchas (aparatos por persona)	Bebederos[3,13] (aparatos por persona)
Oficinas o edificios públicos-para uso de visitantes (en cada piso ocupado)	Hombres Mujeres 1: 1-100 3:1-50 2: 101-200 4: 51-100 3: 201-400 8:101-200 11: 201-400 Más de 400, sumar un aparato por cada 500 hombres y 1 por cada 150 mujeres adicionales.	Hombres 1: 1-100 2:101-200 3: 201-400 4: 401-600 Más de 600 sumar un aparato por cada 300 hombres adicionales.	Hombres Mujeres 1:1-200 1: 1-200 2: 201-400 2: 201-400 3: 401-750 3: 401-750 Más de 750, sumar una aparato por cada 500 personas adicionales.		1 por 150[12]
Oficina o edificios públicos-para uso de empleados (en cada piso ocupado)	Hombres Mujeres 1: 1-15 1: 1-15 2: 16-35 3: 36-55 3:16-35 4: 36-55 Más de 55, sumar un aparato por cada 40 personas adicionales.	Hombres 0:1-9 1: 10-50 sumar un aparato por cada 50 hombres adicionales.	Hombres Mujeres 1 por 40 1 por 40		

- Los volúmenes de descarga para los aparatos de bajo consumo de agua deben estar de acuerdo con las NTC 920-1 y NTC 920-2 y como se evidencia a continuación para cada tipo de aparato.
- •La velocidad máxima de diseño debe ser de 2 m/s para tuberías de menos de 3" de diámetro, para tuberías de 3" en adelante se permite como máximo velocidades de 2,50 m/s, NTC 1500 numeral 6.9.2.
- La instalación de tubería de suministro de agua potable, o parte de ella, debe ser hecha de tal manera que no permita riesgo de contaminación con aguas servidas o sustancias contaminadas, que entren a dicha tubería desde un tanque, receptáculo, equipo o aparato sanitario.

- La tubería de suministro de agua potable, los accesorios y los sellantes deben ser de materiales fabricados para tal fin y que cumplan con las especificaciones establecidas en las normas técnicas para cada material.
- En sistemas de distribución de agua potable no se pueden instalar tuberías que hayan sido utilizadas previamente en otro sistema diferente al de agua potable.

- Todos los accesorios metálicos para el control del agua deben ser accesibles y removibles sin romper su emplazamiento.

CONSUMO DE AGUA

Se estiman las unidades sanitarias de acuerdo con el máximo de personas que se encuentren en las instalaciones de la planta de tratamiento de agua potable y en cuento a la distribución 50-50 en cuanto a cantidad de hombres y mujeres que establece la norma NTC-1500 en su numeral 6.1.3.

Tabla 8-6.Aparatos requeridos

	Hombres	Mujeres	Total
Personal	2	2	4
Sanitarios	1	1	2
Lavamanos	1	1	2
Duchas	1	1	1

CAUDAL DE DISEÑO

Para determinar el caudal de diseño es necesario recurrir al método de Hunter, el cual establece un valor en "Unidades de Hunter" para cada aparato como se muestra a continuación en la Tabla 8-7:

Tabla 8-7.NTC 1500, Tabla 8 Unidades de consumo por aparatos sanitarios

Aparatos	Ocupación	Tipo de control del suministro	Unidades de consumo
Inodoro	Público	Fluxómetro	10
Inodoro	Público	Tanque de limpieza	5
Orinal	Público	Fluxómetro de Φ = 2,5 cm	10
Orinal	Público	Fluxómetro de Φ = 2,0 cm	5
Orinal	Público	Llave	2
Lavamanos	Público	Llave	4
Tina	Público	Válvula mezcladora	4
Ducha	Público	Válvula mezcladora	4
Fregadero de servicio	Público	Llave	2
Fregadero de cocina	Hotel, restaurante	Llave	4
Inodoro	Privado	Fluxómetro	6
Inodoro	Privado	Tanque de limpieza	3
Lavamanos	Privado	Llave	1
Bidé	Privado	Válvula mezcladora	2
Tina	Privado	Válvula mezcladora	2
Ducha	Privado	Válvula mezcladora	2
Ducha separada	Privado	Válvula mezcladora	2
Fregadero de cocina	Privado	Llave	2
Lavadero de 1 a 3 compartimientos	Privado	Llave	3
Lavadora	Privado	Llave	2
	Pública	Llave	4
Lavaplatos eléctricos	Privado	Llave	3
	Público	Llave	6

1) Los valores de unidades relacionados representan la carga total para el sistema de abastecimiento de agua. Los valores individuales tanto para agua fría como para agua caliente en aparatos que incluyan las dos conexiones se debe tomar como ¾ del valor total relacionado para el aparato.

UNIDADES DE HUNTER

Para calcular las unidades de hunter de suministro, es necesario empezar evidenciando el reconteo de aparatos como se puede ver en la Tabla 8-8 y establecer de acuerdo a la Tabla 8-7 las unidades de hunter totales en la caseta de operaciones para cada tipo de aparato como lo muestra la Tabla 8-9 con esto se establece el total de unidades en 20. Las tablas se presentan a continuación:

Tabla 8-8. Aparatos para instalar

	Hombres	Mujeres	Total
Personal	2	2	4
Sanitarios	1	1	2
Lavamanos	1	1	2
Duchas	1	1	1

Tabla 8-9. Conteo de unidades de Hunter

UNIDADES DE HUNTER - CONSUMO			
CASETA DE OPERACIONES		SALAZAR	**TOTALES**
PTAP SALAZAR			
APARATO	**TIPO**	**CANT**	
Lavamanos	Llave o push	8	8
Sanitario	Tanque	10	10
Ducha	mezcladora	2	2
Sifón de piso			0
TOTALES		20	**20**

La Tabla 8-8 arroja el total de unidades de Hunter para suministro, es decir 20 unidades. Con este valor se ingresa a la gráfica de la Figura 3-1 para establecer el caudal pico en litros por segundo, haciendo uso de la curva establecida para edificios de oficinas y hoteles. En líneas rojas se puede ver el recorrido sobre la tabla para establecer el caudal de diseño en 0.4 l/s

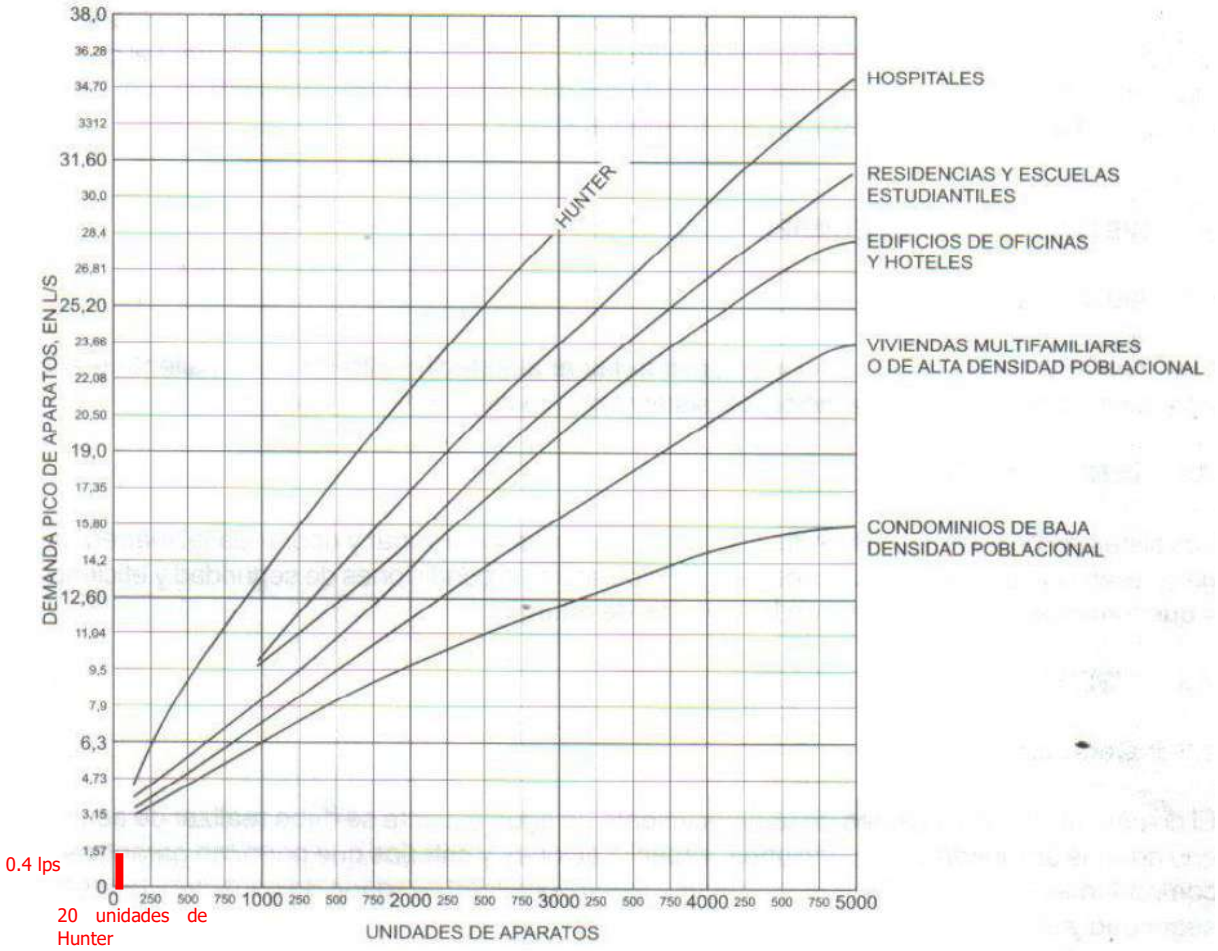


Figura 8-4.NTC 1500, Figura 3 Curva de demanda – Gráfica de Hunter

8.1.1.2.4. Filtros

Se instalará un filtro con un ancho de 2 m, largo 2.1 m y de alto de 2.9 m, el cual tratará un caudal de 25.05 l/s, asegurando el tratamiento del caudal necesario para la demanda de población al año 2046.

8.1.1.2.5. Tanque de cloración

Se utilizará el mismo que está instalado en la parte de 2 de la PTAP, ubicado en las coordenadas X: 1138902.7286 y Y: 1351810.5260, donde se realiza la cloración por medio gaseoso.



Figura 8-5. PTAP OPERATIVA (Tanque de almacenamiento y desinfección)

8.1.1.2.6. Estación de bombeo

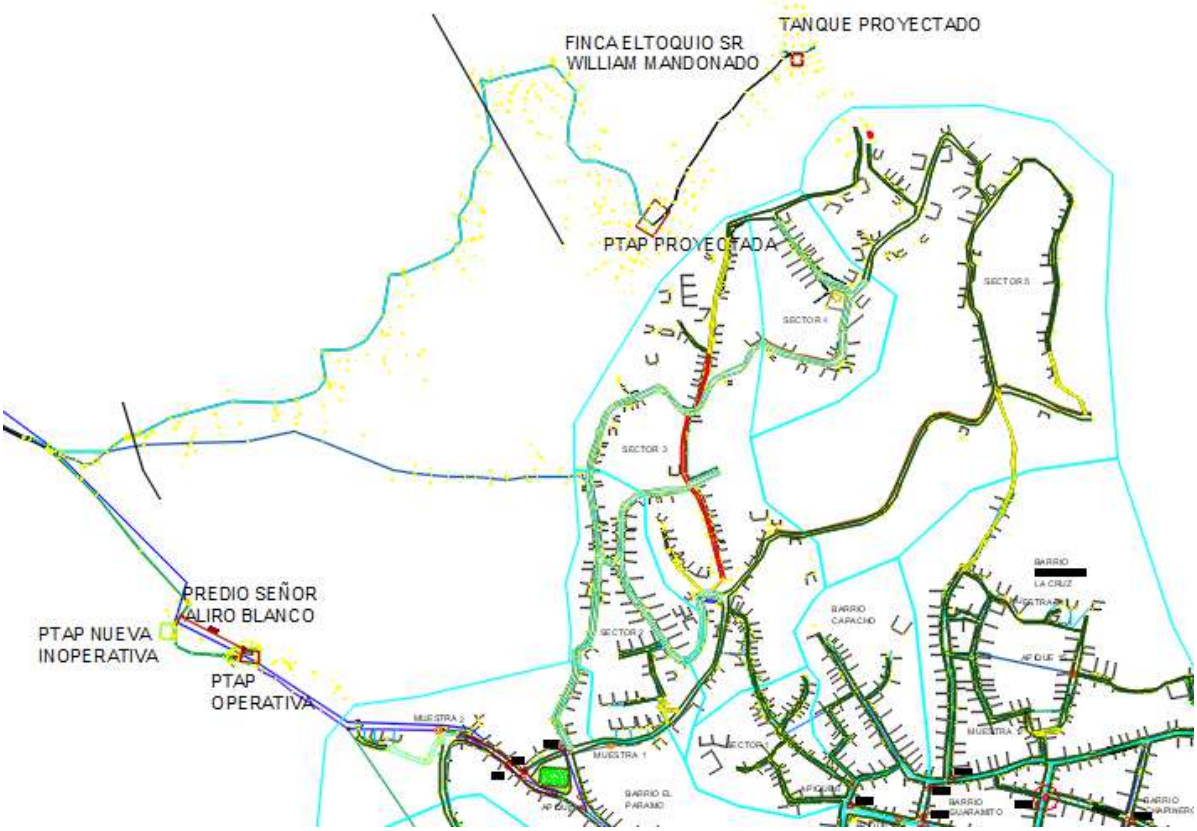


Figura 8-4. Trazado estación de bombeo

Se construirá una estación de bombeo para llevar las aguas tratadas hasta el tanque de distribución, la cual tiene las siguientes características:

- Macromedidor a la salida de la PTAP y a la salida del tanque de almacenamiento en diámetro de 4 in
- Diámetro de la tubería tanto de succión e impulsión de 4".
- Potencia de la bomba es de 117 HP
- Operación de 24 horas día
- Volumen del pozo de 7.51 m^3
- Dimisiones del pozo

Tabla 8-10. Dimensiones del pozo de la estación de bombeo

Dimensiones del pozo				
Adoptando una sección rectangular (2:1)				
largo	2,00	m		
ancho	2,00	m		
ltura del pozo	2,30	m		
olumen total=	9,20	m3	Cumple con Vol. Min.	

8.1.1.2.7. Tanques de distribución

Para el año 2046, la demanda proyectada de agua potable es de 25.05 l/s, por lo cual es necesario tener un tanque de almacenamiento y distribución de 721.43 m^3[326].

El tanque de almacenamiento actual el cual funciona como planta operativa en la cual solo se realiza el proceso de desinfección tiene una capacidad de 435 m^3

Por tal razón es necesario instalar dos tanques con una capacidad de 360.72 m^3, con las siguientes características:

Tabla 8-11. Dimensiones de los tanques de almacenamiento y distribución

Forma Geométrica		Rectangular	
L=	15,00	m	
B=	14,50	m	
H=	2,00	m	
BL=	0,30	m	
Q:	25,05	l/s	

8.1.1.3. Cantidades de obra del redimensionamiento

Tabla 8-12. Resumen del redimensionamiento

[26] Ver ANEXO N°26- Alternativas/ dg-PT-56-Alternativa No. 1 tubería-2019-10-15/hoja4

CONSOLIDADO DE CANTIDADES PREDIMENSIONAMIENTIO Alternativa 1 - Material PVC		
REDES DE ADUCCCION BOCATOMA TANQUE DE ALMACENAMIENTO		
Descripción	**Diámetro**	**Cantidades**
TUBERÍA PRESIÓN PVC RDE 26	6	1.060,87
TUBERÍA PRESIÓN PVC RDE 26	2	0,00
TUBERIA PRESIÓN PVC RDE 26	2,5	0,00
TUBERIA PRESIÓN PVC RDE 26	3	0,00
TUBERIA PRESIÓN PVC RDE 26	4	616,24
	TOTAL	**1.677,11**
EXCAVACIONES Y RELLENOS REDES DE BOCATOMA TANQUE DE ALMACENAMIENTO		
Descripción	**Unidad**	**Cantidades**
EXCAVACIÓN EN MATERIAL COMUN	m^3	636,08
EXCAVACIÓN EN CONGLOMERADO	m^3	245,34
EXCAVACIÓN MECÁNICA EN ROCA	m^3	26,35
EXCAVACIÓN EN ROCA CON EXPLOSIVOS	m^3	0,91
RELLENO ARENA (CIMENTACION)	m^3	169,80
RELLENO RECEBO (ATRAQUE)	m^3	169,80
RELLENO MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m^3	545,05
RETIRO MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIÓN	TON	0,47
ACCESORIOS Y VRP REDES DE BOCATOMA TANQUE DE ALMACENAMIENTO		
Descripción	**Tamaño (")**	**Cantidades**
CODO RADIO CORTO 45°	6	4
CODO RADIO CORTO 22,5°	4	6
CODO RADIO CORTO 45°	4	4
CODO RADIO CORTO 90°	4	4
UNIÓN PVC U.M.	6	178
UNIÓN PVC U.M.	4	103

8.1.1.4. Componente Ambiental.

Para esta alternativa los componentes a nivel ambiental presentarán un impacto positivo por la mejor utilización del recurso hídrico

También, se generará un impacto positivo a los terrenos por la no construcción de nueva infraestructura para el caso de las captaciones, planta de tratamiento debido a que esta solo se va optimizar y se realizará en el área ya intervenida.

8.1.1.5. Componente Social.

Con esta alternativa, la comunidad se ve favorecida ya que representa una corrección definitiva del sistema de acueducto en cuanto a calidad de las fuentes actuales[27], cobertura, continuidad y cantidad.

8.1.1.6. Componente Predial:

Para esta alternativa no se hace necesario la adquisición de lotes para la construcción de nueva infraestructura (Planta de tratamiento de agua potable y Tanque de almacenamiento para compensar el volumen faltante del sistema).

8.1.1.7. Costos Alternativa N°1.

Los costos estimados para la evaluación de la alternativa n°1. Se presentan a continuación.

			ALTERNATIVA 1	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
2	ADUCCIÓN TRAMO MANDINGA			$ 4.876.933
2.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	12,34	$ 505.776
2.02	RELLENO	$ 22.896	12,34	$ 282.445
	TUBERIA EN PVC ϕ 6"	$ 98.000	20,56	$ 2.014.880
	TUBERIA EN PEAD ϕ 6"			
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
2	ADUCCIÓN TRAMO TESORITO			$ 147.017.949
2.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	624,19	$ 25.591.626
2.02	RELLENO	$ 22.896	624,19	$ 14.291.363
	TUBERIA EN PVC ϕ 6"	$ 98.000	1040,31	$ 101.950.380
	TUBERIA EN PEAD ϕ 6"			

[27] Ver ANEXO N°24- Calidad de Aguas

			ALTERNATIVA 1	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
	VÁLVULAS	$ 518.458	10,00	$ 5.184.580
PTAP				
3	CÁMARA DE AQUIETAMIENTO			$ -
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000		$ -
3.02	RELLENO	$ 22.896		$ -
3.03	CONCRETO	$ 898.744		$ -
3.04	ACERO	$ 4.124		$ -
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000		$ -
	VÁLVULAS	$ 518.458		$ -
3	SEDIMENTADOR			$ 33.822.816
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	29,40	$ 1.205.400
3.02	RELLENO	$ 22.896	8,82	$ 201.943
3.03	CONCRETO	$ 898.744	21,70	$ 19.502.745
3.04	ACERO	$ 4.124	2604,00	$ 10.738.896
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
3	FLOCULADOR			$ 16.111.406
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	14,00	$ 574.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	4,20	$ 96.163
3.03	CONCRETO	$ 898.744	10,30	$ 9.257.063
3.04	ACERO	$ 4.124	1236,00	$ 5.097.264
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	FILTRO			$ 9.118.853
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	4,87	$ 199.752
3.02	RELLENO	$ 22.896	1,46	$ 33.465
3.03	CONCRETO	$ 898.744	5,60	$ 5.029.371
3.04	ACERO	$ 4.124	671,52	$ 2.769.348
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	ESTACIÓN DE BOMBEO			$ 7.770.744
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	9,20	$ 377.200
3.02	RELLENO	$ 22.896	2,76	$ 63.193
3.03	CONCRETO	$ 898.744	4,48	$ 4.026.373
3.04	ACERO	$ 4.124	537,60	$ 2.217.062
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	DESINFECCIÓN			$ -
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000		$ -
3.02	RELLENO	$ 22.896		$ -
3.03	CONCRETO	$ 898.744		$ -
3.04	ACERO	$ 4.124		$ -
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000		$ -
	VÁLVULAS	$ 518.458		$ -
3	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN			$ 230.844.029
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	870,00	$ 35.670.000

			ALTERNATIVA 1	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
3.02	RELLENO	$ 22.896	261,00	$ 5.975.856
3.03	CONCRETO	$ 898.744	134,20	$ 120.611.445
3.04	ACERO	$ 4.124	16104,00	$ 66.412.896
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
			TOTAL	**$ 449.562.730**

* El presupuesto presentado anteriormente solo incluye costos directos los cuales tienen un valor adicional estimado por la incertidumbre, que contemplarían los ítems, actividades faltantes y los costos de operación y mantenimiento.

En esta alternativa solo se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2017 y la capacidad requerida al año horizonte 2046, solucionando los problemas de insuficiencia de capacidad hidráulica que presentan las estructuras que componen el sistema de acueducto urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

El presupuesto estimado para la alternativa N°1 es de $ 449.562.730 millones ampliando la capacidad existente del sistema de acueducto.

8.1.2 ALTERNATIVA No. 2 optimización del sistema de acueducto en material PEAD y PTAP.

Esta alternativa es similar a la presentada en la alternativa No. 1, lo único que varia es el cambio del material de asbesto cemento a PEAD.

DESVENTAJAS	VENTAJAS
- Menores costos de operación al ser un único sistema de acueducto - Se requieren servidumbres para la instalación de la tubería proveniente del tanque de almacenamiento proyectado hasta cada uno de los suscriptores a beneficiar. - El costo de inversión de las obras requeridas es 1200% más alto	-Optimiza la planta de tratamiento existente - Optimiza la planta de tratamiento existente - Requiere optimización de las líneas de Mandinga y El Tesorito. - Optimización de las Redes de Acueducto y operación. - Mayor vida útil - Menores costos de instalación - Menores fugas

DESVENTAJAS	VENTAJAS
	- Mayor seguridad en la instalación

Las adecuaciones se mencionan en la alternativa No. 1.

8.1.2.1. Costos Alternativa N°2.

Los costos estimados para la evaluación de la alternativa n°2. Se presentan a continuación.

			ALTERNATIVA 2	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
2	ADUCCIÓN TRAMO MANDINGA			$ 5.329.253
2.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	12,3	$ 505.776
2.02	RELLENO	$ 22.896	12,3	$ 282.445
	TUBERIA EN PVC ϕ 6"			$ -
	TUBERIA EN PEAD ϕ 6"	$ 120.000	20,6	$ 2.467.200
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,0	$ 2.073.832
2	ADUCCIÓN TRAMO TESORITO			$ 166.794.021
2.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	624,2	$ 25.591.626
2.02	RELLENO	$ 22.896	624,2	$ 14.291.363
	TUBERIA EN PVC ϕ 6"			$ -
	TUBERIA EN PEAD ϕ 6"	$ 120.000	1040,3	$ 124.837.200
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
PTAP				
3	CÁMARA DE AQUIETAMIENTO			$ -
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000		$ -
3.02	RELLENO	$ 22.896		$ -
3.03	CONCRETO	$ 898.744		$ -
3.04	ACERO	$ 4.124		$ -
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000		$ -
	VÁLVULAS	$ 518.458		$ -
3	SEDIMENTADOR			$ 33.822.816
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	29,40	$ 1.205.400
3.02	RELLENO	$ 22.896	8,82	$ 201.943
3.03	CONCRETO	$ 898.744	21,70	$ 19.502.745
3.04	ACERO	$ 4.124	2604,00	$ 10.738.896
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
3	FLOCULADOR			$ 16.111.406
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	14,00	$ 574.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	4,20	$ 96.163
3.03	CONCRETO	$ 898.744	10,30	$ 9.257.063

			ALTERNATIVA 2	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
3.04	ACERO	$ 4.124	1236,00	$ 5.097.264
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	FILTRO			$ 9.118.853
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	4,87	$ 199.752
3.02	RELLENO	$ 22.896	1,46	$ 33.465
3.03	CONCRETO	$ 898.744	5,60	$ 5.029.371
3.04	ACERO	$ 4.124	671,52	$ 2.769.348
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	ESTACIÓN DE BOMBEO			$ 7.770.744
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	9,20	$ 377.200
3.02	RELLENO	$ 22.896	2,76	$ 63.193
3.03	CONCRETO	$ 898.744	4,48	$ 4.026.373
3.04	ACERO	$ 4.124	537,60	$ 2.217.062
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	DESINFECCIÓN			$ -
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000		$ -
3.02	RELLENO	$ 22.896		$ -
3.03	CONCRETO	$ 898.744		$ -
3.04	ACERO	$ 4.124		$ -
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000		$ -
	VÁLVULAS	$ 518.458		$ -
3	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN			$ 230.844.029
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	870,00	$ 35.670.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	261,00	$ 5.975.856
3.03	CONCRETO	$ 898.744	134,20	$ 120.611.445
3.04	ACERO	$ 4.124	16104,00	$ 66.412.896
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
			TOTAL	**$ 469.791.122**

* El presupuesto presentado anteriormente solo incluye costos directos los cuales tienen un valor adicional estimado por la incertidumbre, que contemplarían los ítems, actividades faltantes y los costos de operación y mantenimiento.

En esta alternativa solo se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2017 y la capacidad requerida al año horizonte 2046, solucionando los problemas de insuficiencia de capacidad hidráulica que presentan las estructuras que componen el sistema de acueducto urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

El presupuesto estimado para la alternativa N°2 es de $ 469.791.122 millones ampliando la capacidad existente del sistema de acueducto.

8.1.3 ALTERNATIVA No. 3 Pre-dimensionamiento de nuevo trazado y PTAP nueva

Esta alternativa se desarrollará en dos partes de la siguiente forma:

1. Construcción de la red desde la bocatoma de la quebrada Mandinga hasta la conexión con la tubería proveniente de la bocatoma de la quebrada El Tesorito.
2. Desde la conexión de las dos bocatomas hasta el tanque de distribución.

8.1.3.24. Parte 1

8.1.3.24.1. Tramo desde la captación quebrada Mandinga



Figura 8-5. Trazado desde la bocatoma Mandinga y El Tesorito hasta la conexión de las mismas

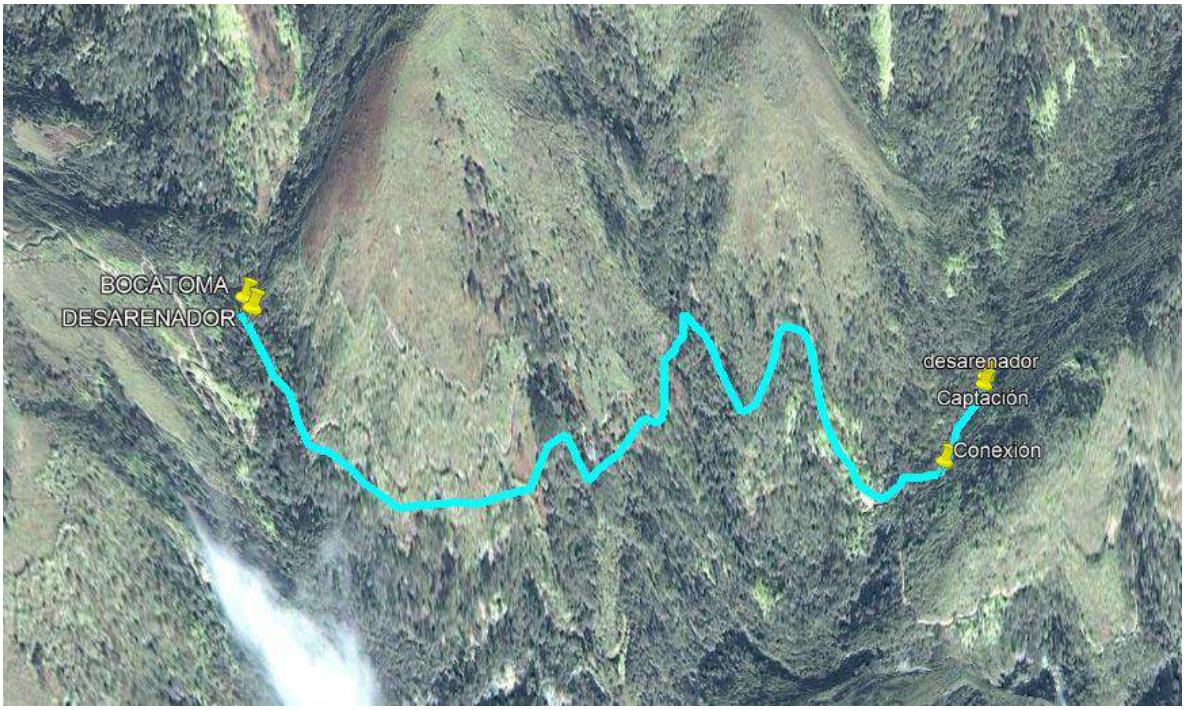


Figura 8-6. Trazado bocatomas hasta el punto de conexión

Se cambia el trazado en los sectores de alta pendiente por donde pasaba la linea de aducción El Mandingas y la linea El tesorito se optimiza la linea de aducción por cambio de material.

Tabla 8-13. Descripción de los tramos a evaluar

TRAMO	DIÁMETRO	MATERIAL	LONGITUD
Bocatoma Mandinga – Punto de conexión	6"	PVC	1376.36
Bocatoma El Tesorito – Punto de conexión	6"	PVC	152.21

Después de la conexión de las dos tuberías se continúa hasta la PTAP nueva.

8.1.3.25. Parte 2

Para la optimización de las redes de la líneas de aducción El Tesorito y El Mandingas se aumentan los diámetros de 4" a 6" en material PVC.



Figura 8-7. Trazado completo de la alternativa No. 3

8.1.3.26. Pre dimensionamiento de la PTAP

Del diagnóstico que se evaluó en el primer informe del contrato 0068 de 2019, se determinó que las plantas de tratamiento existentes en el sistema de acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas presentan las siguientes falencias en el funcionamiento del sistema de acueducto:

- Falta de capacidad hidráulica en la PTAP existente pero que esta inoperativa a causa de: falta de capacidad para el tratamiento de las aguas de las fuentes de abastecimiento Quebrada El Mandingas y Quebrada El Tesorito y falta de cobertura debido a la localización de la actual estructura

- El sistema de tratamiento de agua potable realizado por el sistema de acueducto solo consiste en desinfección del agua por medio de hipoclorito de sodio previo al realizar el suministro a cada uno de los beneficiarios del sistema.
- Cambio de localización de la PTAP en un nuevo predio con mejores condiciones hidráulicas.
- De acuerdo con el estudio de calidad de aguas realizado sobre las fuentes de abastecimiento requiere de la implementación de un sistema de tratamiento convencional completo.

El sistema de potabilización convencional a implementar se compone de los siguientes procesos:

- Aireación
- Coagulación
- Floculación
- Sedimentación
- Filtración convencional
- Desinfección
- Lechos de secado

Con el objetivo de garantizar que la planta contara con todos los procesos requeridos para satisfacer las necesidades de la población, se tendrán en cuenta los lineamientos de diseño establecidos en la Resolución 0330 de 2017, a continuación, se presentan los parámetros, procedimientos de diseño, cálculos realizados y diseños definitivos del sistema de potabilización. (Ver Figura 10-22)

Teniendo en cuenta los parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017 la redundancia total del sistema es del 50% debido a la disponibilidad de predios en el casco urbano del municipio de objeto de estudio del proyecto, por lo cual el sistema en el escenario de mantenimiento la planta trabaja a la mitad de su capacidad.

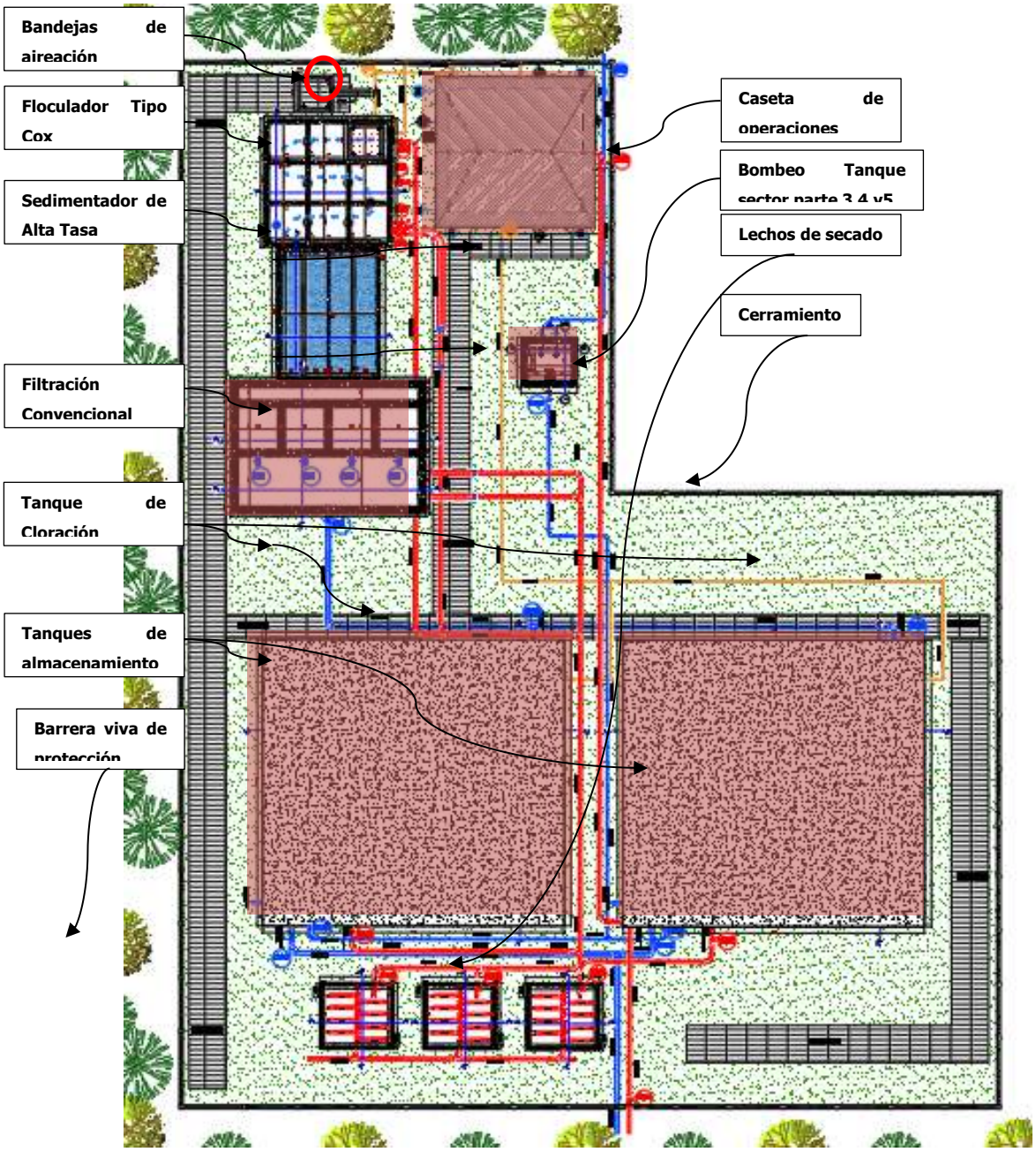


Figura 8-6. Diseño PTAP casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas. Ver Plano

8.1.3.27. Bandejas de aireación

En base a las características específicas de las aguas elevadas en concentraciones de Hierro y Manganeso se establece el requerimiento previo de adicionar torres de aireación con el objetivo de controlar las elevadas concentraciones de dichos compuestos.

Las torres de aireación aumentan el oxígeno disuelto por lo tanto disminuyen las concentraciones de dióxido de carbono, disminuyen las concentraciones de sulfuro de hidrogeno, remueven compuestos orgánicos volátiles y oxidan el hierro y manganeso.

En el presente proyecto cuenta sistema de bandejas de aireación con las siguientes características:

- Las bandejas tienen el piso perforado con orificios de 0.6 cm de diámetro separados cada 0.25 m de centro a centro.
- Las bandejas contienen carbón activado que ayuda al proceso de oxidación de iones metálicos. Este carbón activado debe tener una granulometría de 2", el espesor de la franja de carbón activado es de 10 cm dentro de la bandeja de aireación.
- Se usará una torre de aireación con 4 bandejas.
- La carga de diseño de las bandejas de aireación es de 550 m^3/m^2*día
- La separación de las bandejas entre sí es de 41 cm

Una vez establecidos los principales parámetros de diseño de la estructura de aireación se procede a calcular el área de la bandeja necesaria para el caudal a tratar con la siguiente expresión.

$$A_b = \frac{Q}{C_o} = \frac{25\ lps}{550 \frac{m^3}{m^2 * d}} = 3.927\ m^2$$

Donde Ab es el área de la bandeja expresada en m^2, Q es el caudal de diseño expresado en lps, Co es la carga de oxidación expresada en m^3/m^2*d. Después de hacer la conversión de las unidades se tiene que el área necesaria es de 3.927 m^2, lo que resulta que para bandejas

cuadradas cada lado debe tener 152 cm. La estructura de aireación se localizará en la parte superior del sistema de potabilización y será abastecido de manera directa por gravedad desde la estructura de captación. Para la eliminación y control de la cantidad de hierro presente en el agua se establece una capa de carbón activado de 20 cm de espesor. Las bandejas contaran en su fondo con perforaciones de 1/2" de diámetro ubicados cada 5 cm con el objetivo de permitir el paso del flujo de agua una vez sea retirado el hierro por cada capa de carbón activado. En las Figura 10-23y Figura 10-24 se presentan los esquemas de vista en planta, perfil y tridimensional de las bandejas de aireación

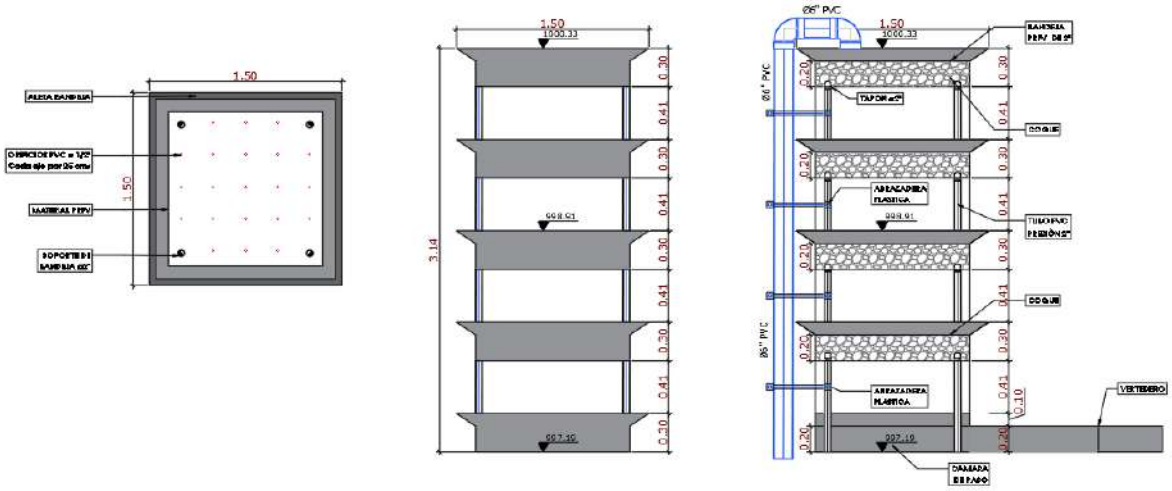


Figura 8-7.Vista en perfil de las bandejas de aireación. Fuente: Propia

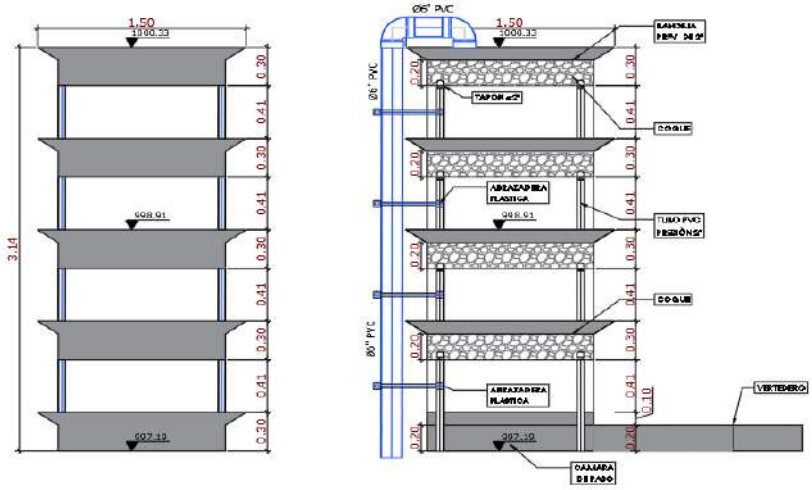


Figura 8-8.Esquema tridimensional de las bandejas de aireación. Fuente: Propia

A continuación, se presenta los resultados de la evaluación de la capacidad hidráulica del sistema de aireación instalado el cual se encuentra deshabilitado debido a que las fuentes de abastecimiento Quebrada Pan de Azúcar y Quebrada Normandía no tienen presencia de Hierro y Manganeso:

A continuación, se presentan la memoria descriptiva de la unidad del sistema de aireación a instalar para realizar el tratamiento de las fuentes de abastecimiento Quebrada El Mandingas y Quebrada El Tesorito las cuales tienen presencia de Hierro. De acuerdo con el estudio de calidad realizado en cada una de las fuentes de abastecimiento en las conclusiones y recomendaciones menciona lo siguiente:

> *El agua analizada contiene una alta cantidad de hierro, lo que se refleja a la vez en su color, si bien es cierto que el agua rica en hierro, no causa efectos nocivos a la salud, este hierro forma precipitados coloidales indeseables estéticamente. Por lo expuesto, se recomienda que se utilicen bandejas de aireación con coque, esto*

para oxidar y remover el hierro o utilizar la precloración que inhibe el crecimiento de las bacterias del hierro y se encarga de la oxidación de éste.[28]

Tabla 8-14 . Tabla de Aireacion. Fuente: Propia

PARAMETRO	SIGLAS	UNIDAD	VALOR
Caudal de diseño	Qd	lps	25,00
Caudal de diseño	Qd	m3/d	2160
Carga superficial	Cs-ta	m/d	550
Área necesaria para la oxidación	A-ox	m2	3,92727273
Largo de cada bandeja	L-bdox	m	1,98
Número de bandejas	N-bbox	-	5
perdida de carga	h	m	1,9
Longitud/ancho	L	m	1,52
Área actual	A	m2	2,3104
Separación entre bandejas	e	m	0,41
Altura total	H	m	3,19
Altura de la Bandeja	Hb	m	0,3
Diámetro medio de los orificios	D	in	0,5
Diámetro medio de los orificios	D	cm	1,27
Material del lecho de contacto	Carbón activado		

8.1.3.28. Coagulación-Mezcla rápida

Dadas las características demográficas del municipio de Salazar de las Palmas y teniendo en cuenta su población se concluye que es necesario implementar mezcladores hidráulicos, dado que presentan bajos costos de operación; ahora bien, siguiendo las recomendaciones establecidas en la Resolución 0330 de 2017 y las demás normas que la modifican, se utilizara una mezcla rápida tipo mezclador hidráulico conocido como **Inyector.**

El proceso de cálculo del mecanismo de inyección de coagulante se muestra a continuación:

[28] Ver ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

Teniendo en cuenta la tubería de ingreso a la planta de potabilización, se debe asumir el diámetro de la tubería de reducción con el fin de verificar los parámetros hidráulicos del inyector. Se toma los parámetros recomendados en la *MANUAL DE DISEÑO DE PLANTAS DE POTABILIZACIÓN - CEPIS* mencionados en los criterios de Diseño en el Capítulo 3.

Se asume un diámetro de tubería de reducción igual a 4 pulgadas, es decir, 0.10 m, de acuerdo con lo anterior, se tienen los siguientes datos de entrada:

Tabla 8-15.Datos de entrada mezcla rápida

Diámetro tubería conducción	6	in
Diámetro reducción tubería inyector	4	in
	0,1016	m
QMD	0,025	m3/s
Relación de velocidades	3	
Temperatura	20	°C
Densidad	998,23	Kg/m3
Viscosidad absoluta	0,001009	N/s*m
C (Hazen y Williams)	120	
Perdida de carga unitaria J	0,11	
Velocidad en la tubería (reducción)	3,08	m/s
Área tubería	0,0081	m2
Gradiente Hidráulico	1837,5	s-1
Longitud de la mezcla (garganta)	0,5	m
Tiempo de mezcla	0,16	s
Velocidad en la tubería de inyección	9,25	m/s
Diámetro tubería de inyección	0,75	in
	0,01905	m
Diámetro del chorro	0,10	m
Área del chorro	0,0078	m2
% chorro en la tubería	96%	%

Teniendo en cuenta los valores mostrados en la Tabla 10-20.Datos de entrada mezcla rápida se calcula la pérdida de carga unitaria por medio de la ecuación de Hazen y Williams, el cálculo se muestra a continuación.

$$J = 10.62 * C^{-1.85} * D^{-4.87} * Q^{1.85} = 10.62 * 150^{-1.85} * 0.0762\, m^{-4.87} * 0.012 \frac{m^3}{s}^{1.85} = 0.08$$

El valor de Hazen y Williams el valor para el cálculo es en material de PVC para realizar la mezcla rápido a través de inyección teniendo en cuenta las contracciones que se presentan para realizar la implementación de este sistema.

Tabla 8-16. Tabla de materiales para C Hazen y Williams

Material	C mín	C máx	Referencia
Asbesto-cemento	140	140	-
Hierro fundido nueva	130	130	1
Hierro fundido 10 años	107	113	1
Hierro fundido 20 años	89	100	1
Hierro fundido 30 años	75	90	1
Hierro fundido 40 años	64	83	1
Concreto	100	140	1
Cobre	130	140	1
Acero	90	110	-
Hierro galvanizado	120	120	1
Polietileno	140	140	1
Policloruro de vinilo (PVC)	150	150	1
Plástico fibroreforzado (FRP)	150	150	1

Posteriormente se calcula la velocidad en la tubería de la reducción, es decir para 4”:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.025 \frac{m^3}{s}}{\pi * (0.1016\, m)^2} = 3.08 \frac{m}{s}$$

Para el cálculo de gradiente utilizamos la siguiente expresión:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * g * V * J}{\mu}}$$

Donde,

γ: $Densidad\ del\ agua\ (N/m^3)$ $\quad g$: $Caudal\ (m/s^2)$ $\quad J$: $Perdida\ de\ carga\ unitaria$

$$\mu: Viscosidad\ cinematica\ del\ agua\ (N*s/m^2) \qquad V: Velocidad\ (m/s)$$

Se calcula el valor de gradiente hidráulico:

$$G = \sqrt{\frac{998.23 * 9.81\,{}^{m}/_{s^2} * 3.08\,{}^{m}/_{S} * 0.11}{0.001009}} = 1837.5 s^{-1}$$

El gradiente hidráulico cumple ya que está dentro del rango establecido anteriormente.

Se asume una longitud para la mezcla, es decir, la longitud donde se presenta la reducción de la tubería igual a 50 cm.

$$Longitud\ de\ mezcla = 0.5\ m$$

$$Tiempo\ de\ mezcla = \frac{L\ mezcla}{V} = \frac{0.5\ m}{3.08\,{}^{m}/_{S}} = 0.16\ segundos$$

El tiempo de mezcla cumple ya que es menor a 1 segundo, lo cual cumple con lo establecido anteriormente.

Se calcula la velocidad en la tubería de inyección mediante la relación de velocidades establecida anteriormente:

$$V_{INYECCTOR} = 3.08 \frac{m}{s} * 3 = 9.25 \frac{m}{s}$$

Se asume un diámetro de la manguera de inyección igual a 3/4".

$$D_{INYECCION} = 3/4\ pulgada = 0.01905\ m$$

$$D_{chorro} = 1.741 * D_{INYECCION} * Rvelocidades = 1.741 * 0.01905\ m * 3 = 0.10\ m$$

$$Area\ del\ chorro = \frac{\pi * Dchorro^2}{4} = \frac{\pi * 0.10\ m^{\ 2}}{4} = 0.0078\ m^2$$

$$Area\ de\ la\ tuberia\ de\ reduccion = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.1016^2}{4} = 0.0081\ m^2$$

$$Porcentaje\ del\ chorro\ en\ la\ tubería = \frac{0.0078\ m^2}{0.0081\ m^2} * 100 = 96\ \%$$

El porcentaje del chorro en la tubería es igual a 96%, y aunque no supera el 100%, el valor es muy cercano, por lo cual el inyector funciona a una eficiencia bastante alta.

De acuerdo con los resultados anteriores, y los parámetros que se debe cumplir, se concluye que el dispositivo para la mezcla rápida cumple los requisitos hidráulicos necesarios para su correcta operación.

Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de mezcla rápida se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO adicionalmente en la se presenta el detalle de la inyección del coagulante y el punto donde será su incorporación



Figura 8-9.Detalle Mezcla rápida¨. Ver detalle en plano

Los mezcladores Estáticos son la solución más adecuada y económica para el mezclado de todo tipo de fluidos en tuberías con múltiples aplicaciones tales como procesos continuos que requieren una mezcla rápida y con alimentación uniforme de componentes o almacenamiento prolongado en tanques.

Su utilización también es habitual en fluidos con concentración de sólidos de pequeño tamaño partícula y en altas presiones de fluido y problemas con el sellado.



Figura 8-10.Mezclador Estático

APLICACIONES HABITUALES

Áreas con riesgo de incendio:

- Con flujo laminar o turbulento
- Con flujo monofásico o multifásico
- Con fluidos de baja y alta viscosidad
- Blending de fluidos miscibles
- Dispersión de fluidos inmiscibles (líquidos/gases/sólidos en líquido)

VENTAJAS

- Cambio de producción en batches a producción continua
- Incremento de eficiencia
- Acortamiento de ciclos de proceso
- Diseño y mantenimiento de bajo desgaste
- Larga duración y mínimo mantenimiento requerido
- Inversión reducida con buena calidad de mezclado
- Fácil montaje en espacios reducidos
- Reducidas caídas de presión

DIMENSIONAMIENTO Y SELECCIÓN DE MEZCLADORES

Los mezcladores son diseñados y fabricados a medida de acuerdo a los requerimientos del cliente teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Propiedades físicas relevantes como densidad y viscosidad
- Máxima caída de presión permitida
- Homogeneidad requerida expresada a través del coeficiente de variación (CoV)

GAMA DE FABRICACIÓN

- **Dimensiones:** longitudes desde 1,6 mm hasta 4000 mm

- **Materiales:** aceros al Carbono (también con recubrimiento PTFE), Aceros inoxidables (Hastelloy, Sandvik SX, Plásticos (PVC, PVDF, HDPE, PP)
- **Helicoide:** fija o desmontable según aplicación adaptable a cualquier conexión de piping

8.1.3.29. Floculación

Para el proceso de floculación se pueden implementar floculadores hidráulicos o mecánicos, pero teniendo en cuenta los costos operacionales de un sistema mecánico y la recomendación dada por la Norma RAS 2000 en el Capítulo C.5 y la Resolución 0330 de 2017 Art 112 se establece como parámetro inicial de diseño una estructura de funcionamiento hidráulico.

La floculación debe cumplir las siguientes características:

- ✓ Estar inmediatamente después de la mezcla rápida.
- ✓ Tiempo de retención hidráulica entre 20 min y 40 min.
- ✓ Descender gradualmente el gradiente del agua de $70s^{-1}$ a $10s^{-1}$.

Los parámetros de diseño mencionados se encuentran en la Norma *RAS-2000, Capitulo C-5.5.1 y en el Art 112, Resolución 0330 de 2017.* En base a las necesidades de la población y sistema de potabilización propuesto se optó por la implementación de un floculador de paso forzado.

En la Figura 10-27, se presenta la vista en planta del floculador

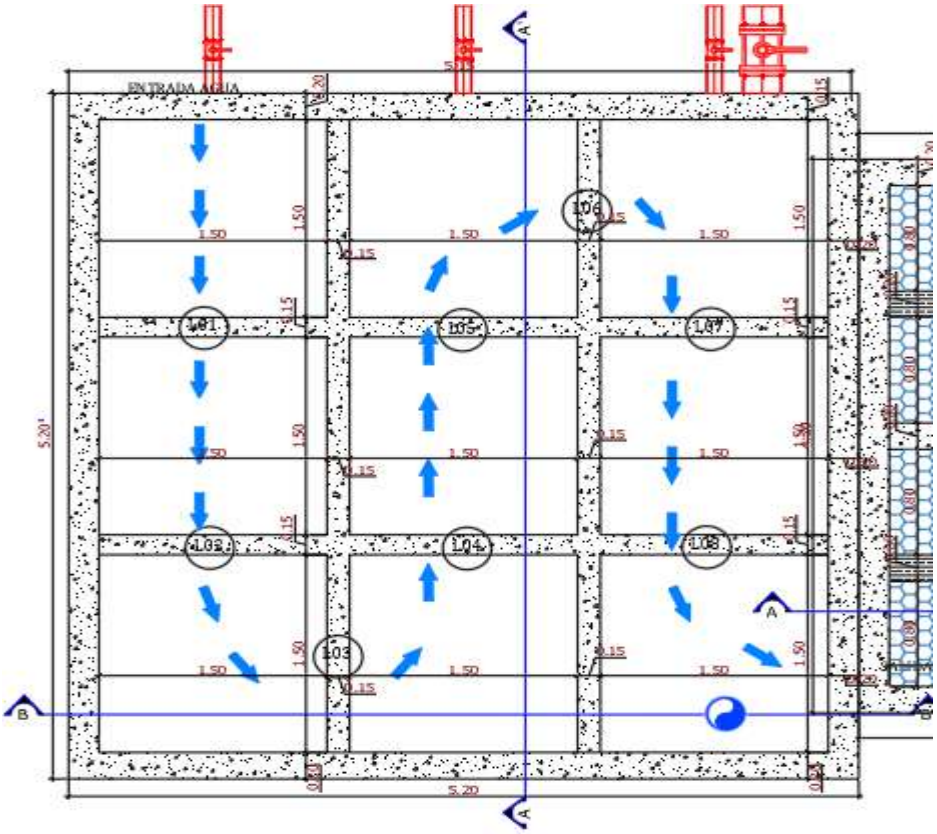


Figura 8-11.Vista en planta del Floculador de municipio de Salazar de las Palmas. Fuente: Consorcio Diseños Salazar 2019

Para el acueducto del municipio de Salazar de las Palmas se escogió un floculador de paso forzado con orificios rectangulares. El criterio principal de diseño es la transición del gradiente hidráulico el cual debe estar entre $70s^{-1}$ a $10s^{-1}$, a continuación, se presenta la fórmula y parámetros para calcular el gradiente en la estructura de floculación.

$$G = \sqrt{\frac{\gamma\, N^2 {V_{ij}}^3}{\mu\, {R_{ij}}^{4/3}}}$$

a. El tiempo de retención hidráulico es de 20 minutos. Se puede verificar con la relación de volumen del floculador y caudal de diseño, a continuación.

Tabla 8-17.Gradiente descendiente controlado por cada orificio

ID DE ORIFICOS DE FLOCULADOR PASO FORZADO	Area calc (m2)	a = b (m)	Vel. En Orificio (m/s)	Gradint. (s-1)	Pérdida (m)	Pérdida Acumolada (m)	Cota línea piezométrica (m)
Orificio O-1	0,04919	0,222	0,51	70,00	0,07	0,07	1,43
Orificio O-2	0,05708	0,239	0,44	53,29	0,04	0,11	1,39
Orificio O-3	0,06555	0,256	0,38	41,35	0,02	0,13	1,37
Orificio O-4	0,07462	0,273	0,34	32,61	0,01	0,14	1,36
Orificio O-5	0,08427	0,290	0,30	26,09	0,01	0,15	1,35
Orificio O-6	0,09450	0,307	0,26	21,15	0,01	0,16	1,34
Orificio O-7	0,10532	0,325	0,24	17,34	0,00	0,16	1,34
Orificio O-8	0,11673	0,342	0,21	14,36	0,00	0,17	1,33
Orificio O-9	0,12872	0,359	0,19	12,00	0,00	0,17	1,33

Tabla 8-18. Cálculo de Floculador de Paso Forzado

FLOCULADOR DE PASO FORZADO			
CAUDAL	Q	lps	25,00
CAUDAL	Q	m3/s	0,02500
Tiempo retensión hidráulica	TRH	min	20
Tiempo retensión hidráulica	TRH	s	1200
Número de tramos del floculad	NTr	-	3
Tiempo retensión hidráulica er	TRHtr	s	400
Volumen del floculador	Vol	m3	30,00
Profundidad del floculador	HFLO	m	1,5
Área del floculador	AFLO	m2	20,00
Ancho de cada tramo	Btr	m	1,5
Ancho del floculador	BFLO	m	4,5
Largo del floculador	LFLO	m	4,44
Largo de cada tramo	Ltr	m	1,48
Área de cada tramo	Atr	m2	2,22
Velocidad ascencional	Vasc	m/s	0,01125
Número de compartimentos po	Nctr	-	3
Temperatura media de funcion	°T	°c	20
Viscosidad absoluta	μ	N*s/m2	0,001005
Tiempo retensión hidráulica er	TRHtr	s	133,3
Densidad del agua	γ	N/m3	9792,342

Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de floculación se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

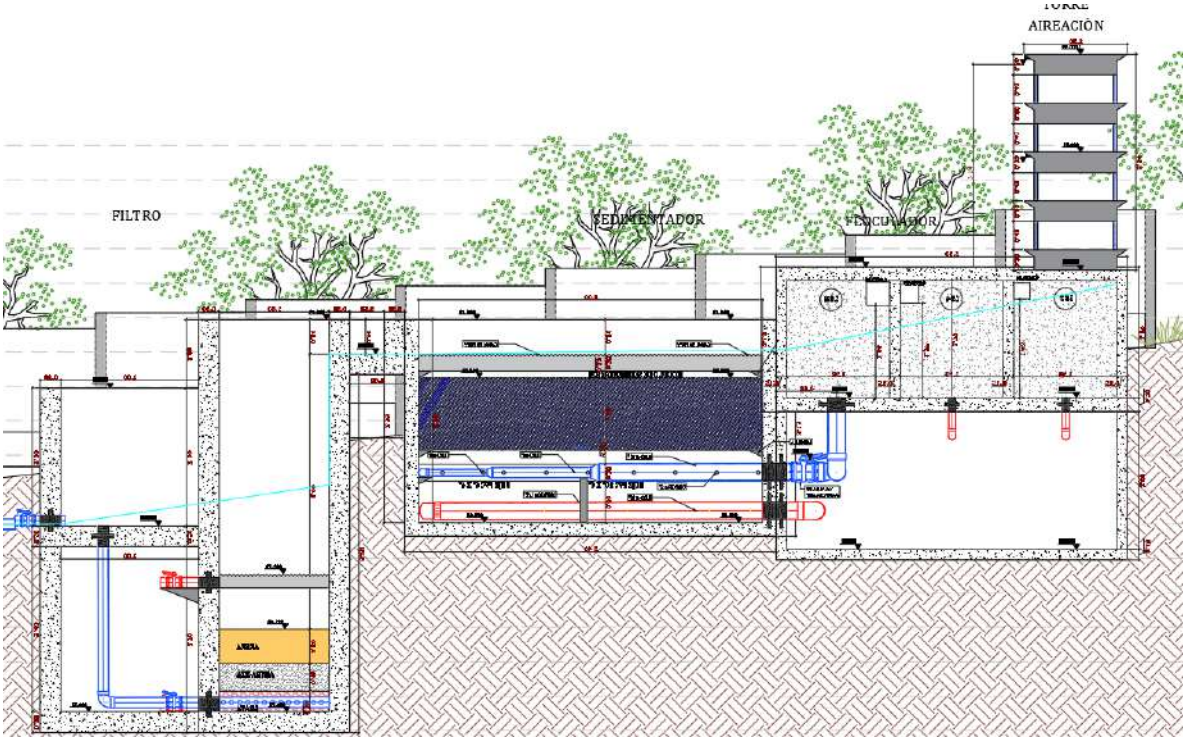


Figura 8-12.Perfil PTAP con línea piezométrica



Figura 8-13. Vista en planta de la PTAP con dirección del flujo en el módulo de floculación

En la Figura 10-29 se muestra la vista en planta de la PTAP y el tipo de flujo que presenta el agua en el floculador de paso forzado. En los planos presentados se observa la división de la unidad de floculación por medio de pantallas en PRFV las cuales permiten el recorrido y velocidad apropiada para la generación de los flóculos, puede remitirse al ANEXO N°52-PLANOS para una mejor apreciación del mismo. Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de floculación se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

En la Figura 4-21 se presenta los módulos de floculación del floculador del paso forzado.

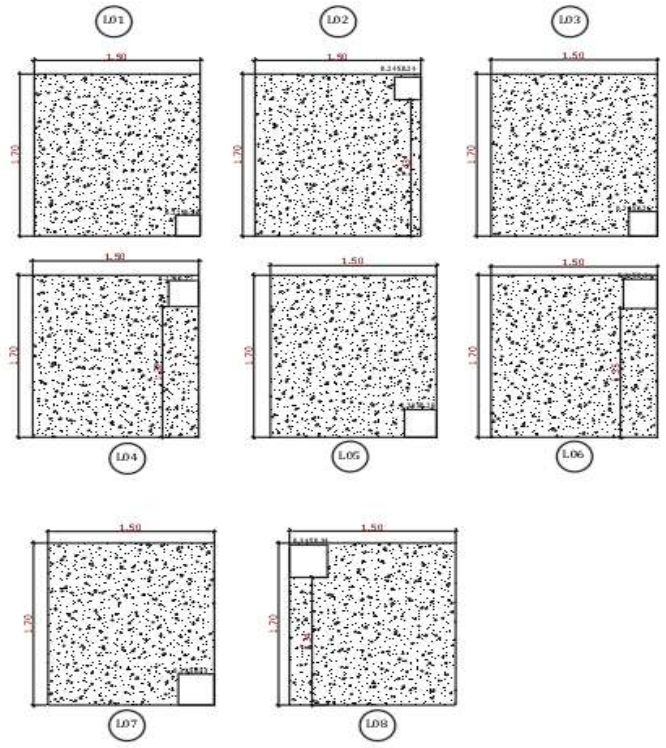


Figura 8-14.Módulos de floculación

8.1.3.30. Sedimentador

El sedimentador es de tipo de Alta Tasa el cual debe cumplir las siguientes características:

- Una tasa de sedimentación entre 120 a 185 m3/m2*d.
- Un tiempo de retención entre 10 min a 20 min
- Una velocidad de sedimentación crítica entre 15 a 30 cm/s.

Las dimensiones tomadas para hacer la evaluación son tomadas del trabajo de catastro de estructuras hidráulicas realizado en campo.

8.1.3.30.1. Descripción

El compartimiento de sedimentación está construido en PRFV, en el cual el agua permanece por un tiempo de aproximadamente 30 minutos; éste se encuentra compuesto por una cámara de paso y distribución inferior, que nos garantiza un flujo laminar tipo ascendente uniforme en toda su área, además cuenta con un sistema de módulos de sedimentación acelerada de tipo panal cruzado para mejorar la remoción de sólidos.

8.1.3.30.2. Funcionamiento

La entrada a la unidad de sedimentación se realiza a través de un pase de diámetro de 6" en material PVC el cual comunica la unidad de floculación con la unidad de sedimentación como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** El cual descarga de manera libre y asciende de manera vertical a los paneles de alta tasa inclinados 60º con una altura de 1.05 m el cual se encuentra localizado a una altura de 1.5 m desde la base de la unidad luego se recolecta el agua que pasa por rebose a través de una canaleta localizada en la parte superior de la estructura como se observa en la Figura 10-5 la cual luego se comunica a la unidad de filtración a través de una tubería de diámetro de 6" de material de PVC con una longitud de 5 m.

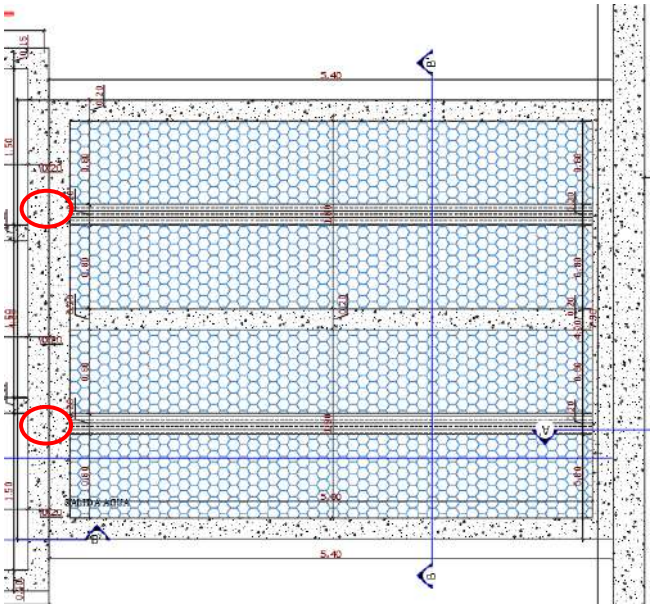


Figura 8-15.Unidad de sedimentación existente (PTAP)

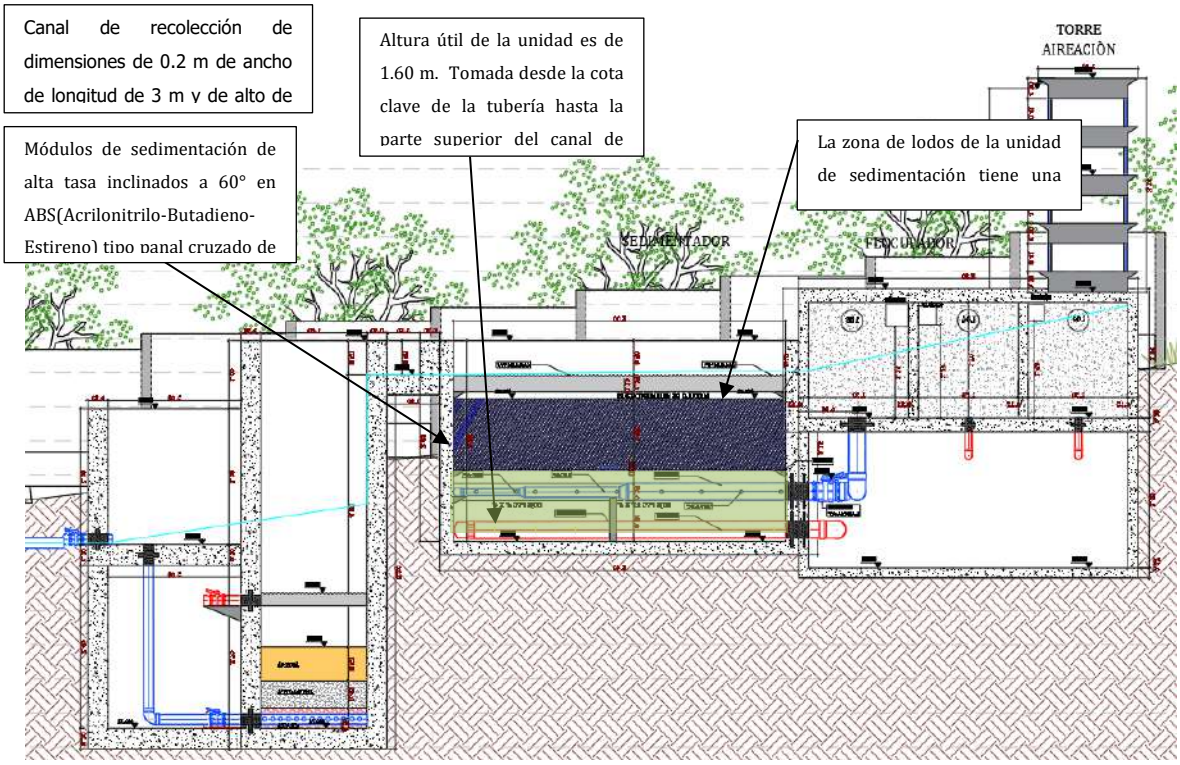


Figura 8-16.Corte AA. Unidad de Floculación y sedimentación.

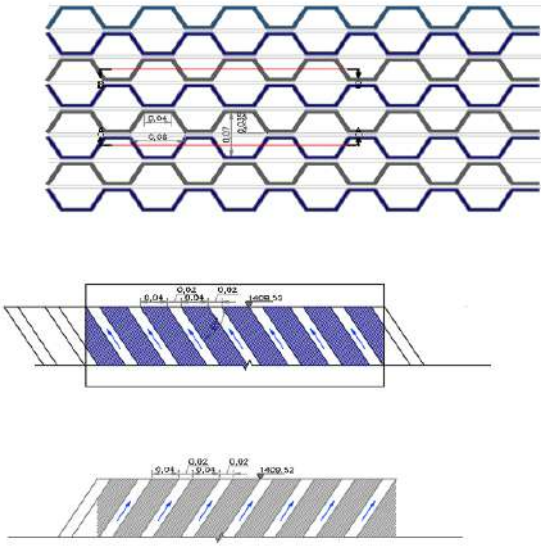


Figura 8-17. Detalle del Módulo de sedimentación de Alta tasa

8.1.3.30.3. Mantenimiento

Se debe realizar diariamente la evacuación de lodos de este compartimiento, los cuales son producto final del proceso de sedimentación. Se debe verificar continuamente la correcta evacuación, hasta observar que el efluente de este punto tome apariencia clara. Este proceso se debe realizar durante treinta segundos como máximo.

8.1.3.30.4. Evaluación

El diseño de la estructura del sedimentador de **ALTA TASA** se presenta a continuación:

Para verificar que el sedimentar cumple con los requisitos necesarios, es necesario verificar que la carga superficial este en un rango de entre 120 m^3/m^3-día y 185 m^3/m^3-día, así mismo, se pide que el número de Reynolds sea menor a 500 (aunque se recomienda que este sea menor a 250). Finalmente, es indispensable que el gradiente hidráulico en la entrada del sedimentador sea menor al gradiente de salida del floculador. A continuación, se presenta la ficha de evaluación de tiempo de retención, número de Reynolds y una verificación de las pérdidas hidráulicas respectivamente para el sedimentador de Alta tasa.

- No de unidades 2
- Largo: 5 m
- Ancho: 4.2 m
- Altura: 2.75 m

$$V = A * H$$

$$V = 21 * 2.75 = 57.75\, m^3$$

Tiempo de retención mínimo de 10 min

Tiempo de retención máximo de 20 min

Tiempo de retención para el caudal de diseño es de 18min

Carga superficial mínima de 120 $\frac{m^3}{m^2*dia}$

Carga superficial máxima de 185 $\frac{m^3}{m^2*dia}$

$$QD = 120 * 9 * \left(\frac{1000}{86400}\right) = 12.5\frac{l}{s}$$

La estructura de sedimentación existente cumple con el caudal de diseño del sistema requerido y la carga superficial de 120 se encuentra en el rango de 120 a 185 $\frac{m^3}{m^2*dia}$

Tabla 8-19. Evaluación del sedimentador.

CAUDAL DE DISEÑO	**Qd**	**m3/s**	**0,0250**
NUMERO DE UNIDADES	Nund	-	2
CAUDAL DE DISEÑO POR CADA UNIDAD	Qd	m3/s	0,0125
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION CRITICA	VSC	m/s	0,000156541
ANGULO DE INCLINACION ENTRE PLACAS	θ	°	60
LONGITUD DE SEDIMENTACION DE PLACAS	L	m	1,2
ESPACIO ENTRE PLACAS	e	m	0,06
LONGITUD RELATIVA	Lr	-	20
ANCHO DE PLACAS	b	m	1,05
FACTOR DE EFICIENCIA	S	-	1
VISCOSIDAD CINEMATICA	ν	m2/s	0,000001007
VELOCIDAD DEL AGUA ENTRE PLACAS	Vo	m/s	0,002
VELOCIDAD DEL AGUA ENTRE PLACAS	Vo	m/d	138,56
AREA DE SEDIMENTACION ENTRE PLACAS	A	m2	9,00

NUMERO DE PLACAS	N	-	61,86
LONGITUD DE SEDIMENTADOR	Ls	m	8,57
LONGITUD DEL SEDIMENTADOR CORREGIDA	Ls*	m	4,57
AREA DEL SEDIMENTADOR	As	m2	18,00
# DE REYNOLDS (<500)	#RE	-	95,56
ANCHO DEL SEDIMENTADOR ASUMIDA	Bs	m	3,6
LARGO DEL SEDIMENTADOR FINAL	LSD	m	5,0
Numero de unidades	n	-	2
ANCHO DE CADA UNIDAD	Bs-S	m	1,8
Carga superficial de sedimentación	Cs-sed	m3/m2*d	120,00
Tiempo de retensión hidráulico	TRH-sed	min	18,00
Altura del sedimentador	H-sed	m	1,5

Según la evaluación hidráulica el sedimentador le genera un tiempo de retención de 20 min para un caudal de 12.5 lps, que es el caudal de diseño del sistema en cada una de las unidades de sedimentador de alta tasa, ya que para esta modalidad se acepta máximo 20 minutos.

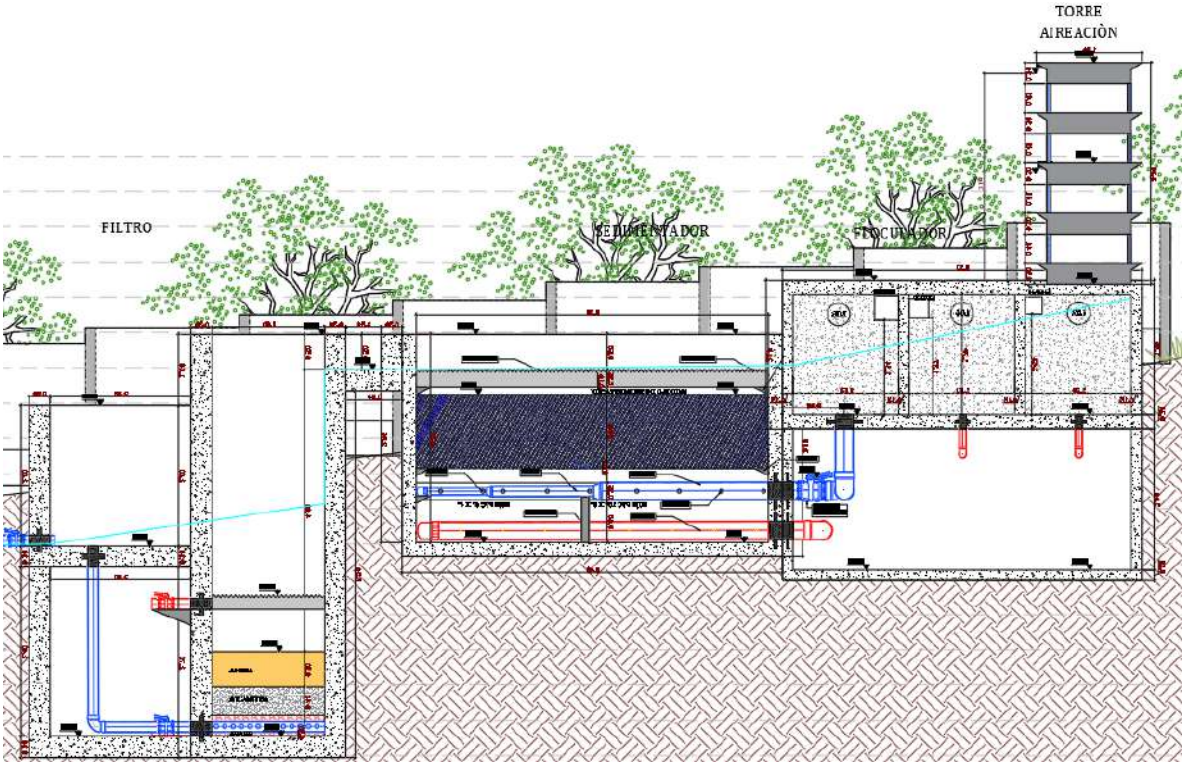


Figura 8-18.Estructura sedimentador de Alta Tasa.

8.1.3.31. Filtro

Los filtros tienen dos procesos fundamentales que deben ser considerados al hacer una evaluación hidráulica, uno es el proceso de filtrado y otro el proceso de lavado de filtro.

Los filtros tienen dos procesos fundamentales que deben ser considerados al hacer una evaluación hidráulica, uno es el proceso de filtrado y otro el proceso de lavado de filtro.

El proceso de filtración depende del área de filtración y del material filtrante. El área de filtración determina la carga superficial de filtración que debe estar entre 180 m3/m2*d y 350 m3/m2*d.

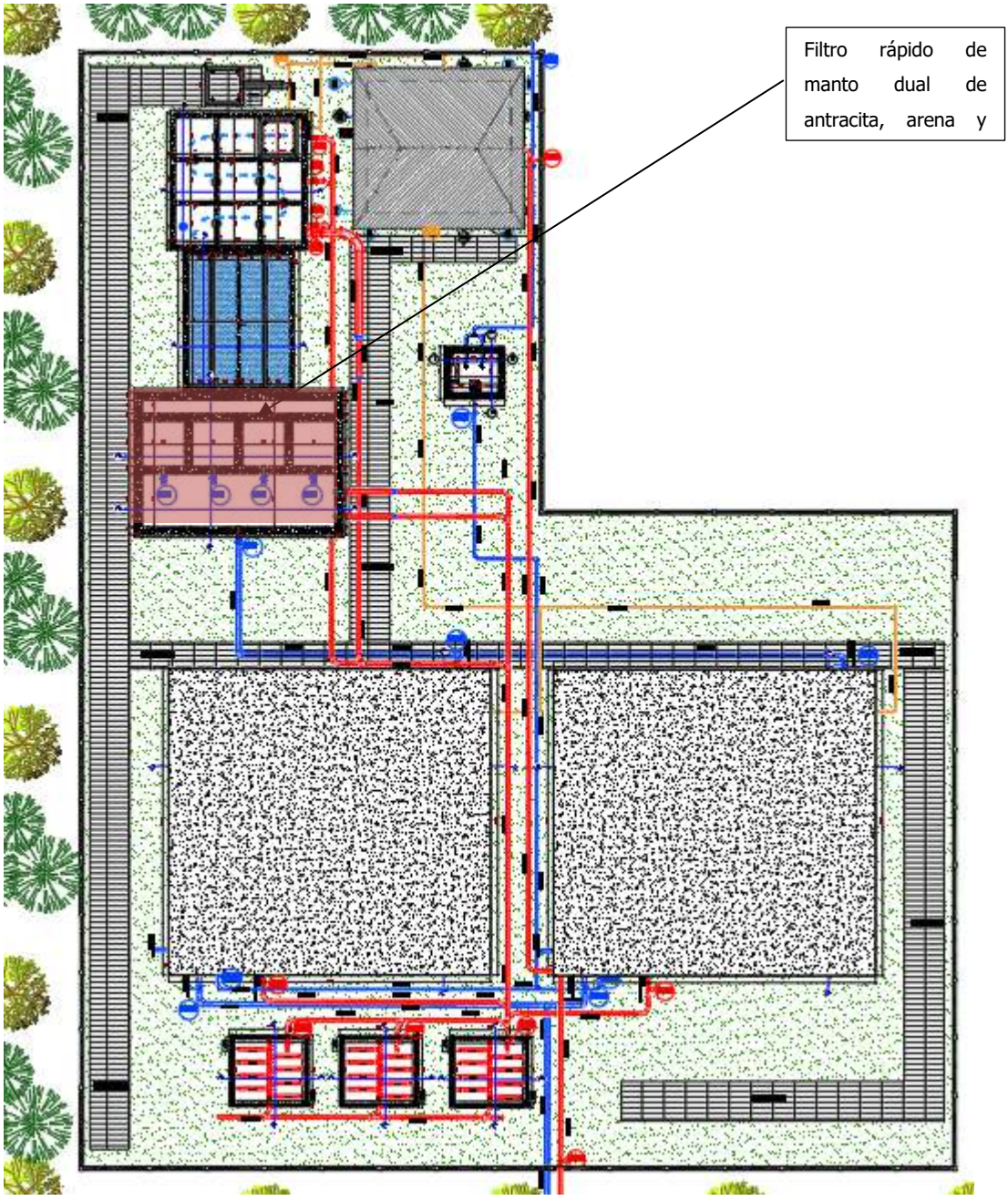


Figura 8-19.PTAP Salazar de las Palmas. Fuente: Propia

En el sistema de acueducto Veredal se implementará filtración rápida convencional la cual se usa como pulimiento de los procesos de mezcla rápida, floculación, y sedimentación. Los filtros rápidos se subdividen en dos secciones dependiendo del tipo de flujo que presenten, en la PTAP se optara por un filtro rápido de flujo descendente en cual se especificara claramente los procesos adecuado para realizar el lavado de la estructura y evitar problemas de conexiones cruzadas del agua limpia con el agua de lavado.

La composición de los lechos filtrantes constará de un manto de capa mixta, la primera capa será de arena estándar con un espesor de capa 0.30 m la cual deberá tener las siguientes características:

Tabla 8-20. Tabla C.7.1. Norma RAS 2000 – Características de la arena, para filtros rápidos

	Tamaño efectivo		Coeficiente de uniformidad	
	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo	Máximo
Arena Fina	0.35	0.45	1.35	1.70
Arena estándar	0.45	0.65		
Arena gruesa	0.65	0.85		

Se especifica este tipo de arena según los lineamientos establecidos en la Norma RAS 2000 Capitulo C.7.

El filtro tiene instalado una canaleta de PRFV para evacuar el agua de lavado de filtro. El criterio de diseño de los filtros es la tasa superficial de filtrado.

$$Af = \frac{At}{N}$$

- Dónde: Af es el área del filtro, At es el área total disponible y N es el número de filtro a instalar.

Para el diseño se eligió arena estándar $(0{,}45\ mm\ <\ \emptyset ar\ <0{,}65\ mm)$

Antracita d1; Arena d2: $\Rightarrow d1\ = 4d2$

El medio de soporte debe ser grava.

La tasa de filtración para lecho será máxima de $300\ \frac{m^3}{m^2 .d}$

Con una profundidad de lecho de 90 cm.

- Para el lavado del filtro se elige ULF = 0,6 m/s según recomendación de tabla C.7.2

Para filtros de manto dual se debe tener en cuenta las características presentadas en la Tabla 4-28.

Tabla 8-21. Caracterización filtros de manto dual

CARACTERÍSTICAS	ARENA	ANTRACITA
Espesor del manto (m)	*0,20 – 0,30*	*0,45 – 0,60*
Tamaño granos (mm)	*0,42 – 1,41*	*0,71 – 2,00*
Tamaño efectivo (mm)	*0,40 – 0,60*	*0,90 – 1,10*
Coef. Uniformidad	*< 1,6*	*< 1,6*

Se recomienda un tiempo de lavado de 7 min a 10 min.

Las pérdidas de carga en los medios filtrantes se pueden calcular como:

$$U = K\ \frac{hf}{Lf}$$

Donde,

$U: Velocidad\ de\ filtración \quad K: Coeficiente\ de\ porosidad \quad hf: Perdida\ de\ cara \quad Lf: Espesor\ de\ manto$

La ecuación general de pérdida de carga en una conducción

$$H = K \frac{L.v}{D^2}\ \frac{Ui}{g}$$

Donde,

$H: Perdida\ de\ carga \quad K: Coeficiente\ de\ fricción \quad Ui: Velocidad\ de\ flujo$

$D: Diámetro\ conducto \quad G: Gravedad \quad \gamma: Viscosidad\ del\ agua$

Teniendo en cuenta el filtro se tiene:

∀ - Volumen de los granos

$\frac{\forall}{1-\varepsilon}$ - Volumen del lecho

Tomando como ductos la separación entre granos resulta:

$$Rh = \frac{Volumen\ pares\ del\ manto}{area\ de\ los\ granos\ del\ manto} = \frac{\frac{\varepsilon\ \forall}{1-\varepsilon}}{A}$$

La velocidad intersticial del flujo en el lecho es igual a la velocidad de aproximación dividida por la porosidad:

$$Ui = \frac{Uf}{\varepsilon}$$

Realizando los reemplazos se obtienen:

$\frac{Hf}{Lf} = \frac{Kf\mu}{g\delta a} . \frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \left(\frac{A}{\forall}\right)^2 Uf$ ⇒ Ecuación de Kozeny para filtros de arena y antracita

$$Kf = 4{,}17$$

Comparando las partículas de los lechos filtrantes con esferas se obtiene el coeficiente de esfericidad.

$$Ce = \frac{A\ esfera}{Apart.}$$

Se tiene:

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{Kf\mu}{g\ pa} \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon^3} \left(\frac{Aesfera}{\forall part.Ce}\right)^2 Uf$$

Teniendo que:

Aesf. $= 4\pi R^2$ y $\forall esf. = \frac{4}{3}\pi R^3$

$$\frac{Aesf}{\forall esf} = \frac{4\,\pi\,R^2}{\frac{4}{3}\,\pi\,e^3} = \frac{12}{4}\,\frac{1}{R} = \frac{3}{R} = \frac{6}{Dg}$$

Dg = Diámetro del grano

Usando *Kf = 4,17* tenemos:

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{Kf\,\mu}{g\,Pa}\frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3}\left(\frac{6}{Dg\,Ce}\right)^2 Uf$$

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{150V}{g}\;\frac{Uf}{Ce^2}\;\frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3}\;\left(\frac{1}{Dg}\right)^2$$

Para filtros con lechos combinados se tienen:

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{150\,\mu\,.Uf\,.(1-\,\varepsilon o)^2}{g\,.\,Pa\,.\,\varepsilon o^3.\,Co^2}\,\Sigma\,\frac{Xi}{(Dgi)^2}$$

Dónde: *Xi* – Es la fracción correspondiente a la capa I 〔-〕

Dgi – Diámetro medio de granos de la capa I 〔mm〕

La pérdida en el lecho filtrante depende de la velocidad del flujo dentro del medio filtrante, es decir; del # de Reynolds.

$\#\,Re = \frac{PUf\,Deq}{\mu} \Rightarrow b < \#\,Re < b$ laminar

 # Re < 2000 Régimen de transición

 # Re > 2000 Turbulencia

Para el caso de los filtros propuestos:

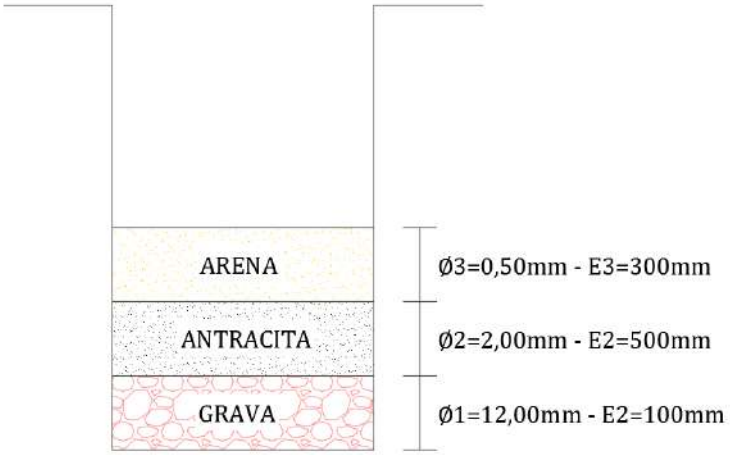


Figura 8-20.Esquema de granulometría usada en filtros rápidos

Perdida de carga en medios granulares expandidos

$$\Delta P = pag\,.Hfe = Lfe(Ps - Pa)\;g\;(1 - \varepsilon o)\;Lfo\;(1 - \varepsilon o)\;(Ps - Pa)$$

También se puede expresar como:

$$\frac{Hfe}{Lfe} = \frac{(\rho s - \rho a)\;(1 - \varepsilon_e)}{\rho a} \quad o \quad \frac{Hfe}{Lfo} = \frac{(1 - \varepsilon_o)\;(\rho s - \rho a)}{\rho a}$$

En donde:

Lfo – Espesor medio granular antes de la expansión (m)

ρa – Peso específico agua (K9/m³)

ρs – Peso específico granos (k9/m³)

ε_o – Porosidad inicial

ε_e – Porosidad media filtrante expandido

Hfe – Perdida de carga en el medio granular expandido (m)

Lfe – Espesor del medio granular expandido (m)

Se tiene que la altura del lecho fluidificado es:

$$Lfe = \frac{\rho a\;Hfe}{(\rho s - \rho a)\;(1 - \varepsilon_e)}$$

El peso específico del lecho filtrante es:

$$\rho s = \rho a + \left(\frac{\rho attfe}{Lfo\,(1 - \varepsilon_o)}\right)$$

El agua filtrada sale del filtro por medio de tubos perforados ubicados en el fondo del filtro.

Las características de los tubos perforados son:

- $\emptyset o = ¼\text{“} = 6{,}4\,mm$ ⇒ Diámetro Orificio
- $e\,orf = 15\,cm$ ⇒ Separación entre orificios
- $\frac{LT}{\emptyset T} < 60$ Donde ⇒ Lt – Longitud Tubo

  $\emptyset T$ – Diámetro Tubo
- $\frac{\Sigma\,Ao}{\Sigma\,ATD} < 0{,}25$ ⇒ Σ Ao – Área Total Orificios

  Σ AT – Área transversal tubos derivación
- $\frac{ATo}{Af} \approx 0{,}002$ ⇒ Σ Ao – Área Total Orificios

  Af – Área Filtro
- La separación entre tubos perforados puede ser de 0,3 m
- $\frac{ATP}{ATD} \approx 2$ ⇒ ATP – Área transversal tubo principal

  ATD – Área transversal tubo derivación
- La velocidad media debe ser < 1,8 m/s

La pérdida generada por la tubería perforada se calcula como:

$$qo = Cd\,.S\,.\sqrt{2g\,ho}$$

Dónde:

Qo – Caudal por orificio (m³/s)

Cd – coeficiente de descarga (-)

So – Área del orificio (m²)

G – Gravedad

Ho – Altura lámina de agua en el filtro

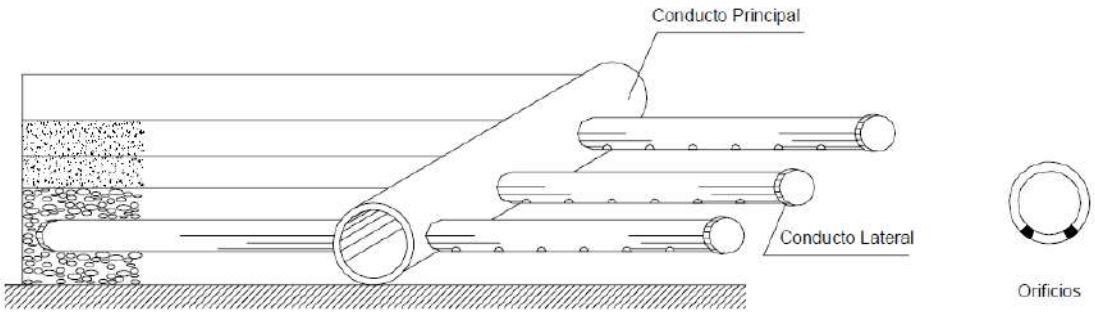


Figura 8-21.Esquema de tubería de salida de agua filtrada

La pérdida en esta conexión de tuberías perforadas se da por la expresión:

$hof = \beta \frac{U^2}{2g}$ Dónde: U – Velocidad media (m/s)

β – Coef. Hudson

G – Gravedad (m/s²)

El método de Hudson:

$B = \emptyset * \left(\frac{U}{\mu o}\right)^2 + 1{,}4$ ⇒ Para tubo principal

$B = 1{,}67 \left(\frac{UTD}{Uo}\right)^2 + 1{,}7$ ⇒ Para tubo de derivación

La canaleta de drenaje de agua de lavado



Figura 8-22.Perfil de canal de salida de agua filtrada

Teniendo el caudal de lavado se obtiene como:

$Ucf = 0{,}6\ m/min$ ⇒ Velocidad ascensorial de lavado

$TLV = 10\ min$ ⇒ Tiempo lavado filtros

$Af =$ ⇒ Área de cada filtro

Entonces: $Qi = \frac{\forall L}{Ll} = UL\ Af \Rightarrow \forall L = UL\ Af\ Tl$ Volumen destinado para lavado

⇓

Caudal de lavado de filtro

Para la desinfección se asume:

- PH = 7
- C = $1\frac{mg}{\lambda}$ ⇒ Concentración de cloro
- Temperatura 20 ℃

Según tabla C.8.2.A resulta que el tiempo de contacto es 20 minutos.

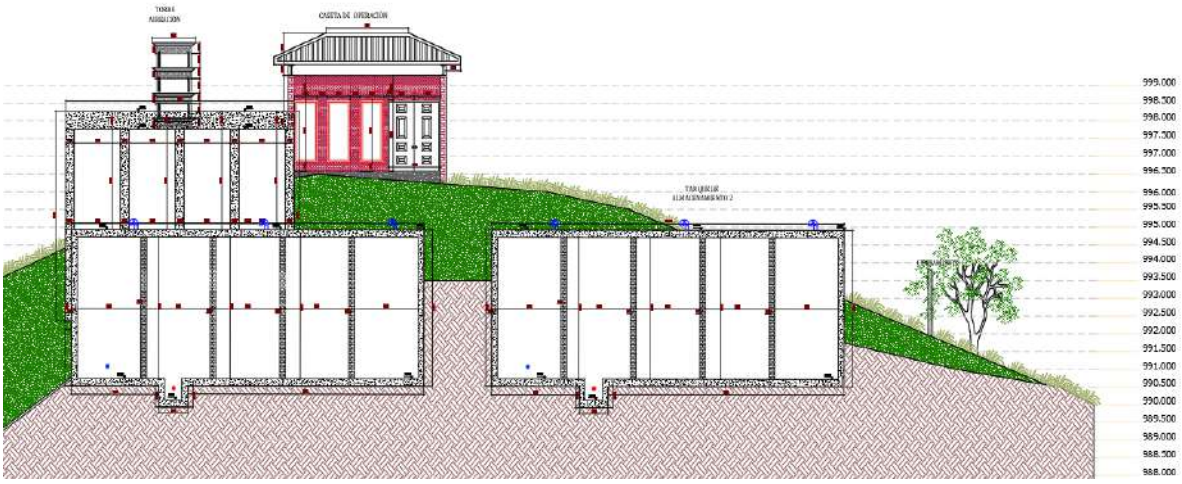


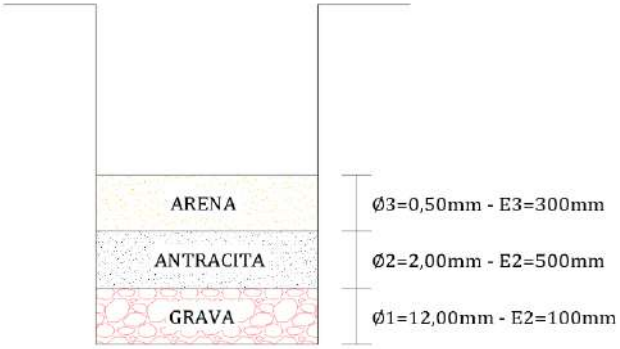
Figura 8-23.Vista en perfil y tridimensional de filtros auto lavables.[29]

En la Figura 4-31 se muestra los componentes de la los filtros auto lavables. La operación de las válvulas para el lavado de los filtros se presenta en el *numeral 4.2.2.8* de este documento.

En resumen, las estructuras de filtración proyectadas emplear en el proceso de tratamiento son filtros rápidos con las siguientes características:

[29] Tomo II Planos Acueducto-Diseño, Planos dg-PT-21-DI-12-PTAP 3D

a. 4 unidades por lavado de fuente externa
b. Son filtros de tasa constante
c. Profundidad de lecho de 90cm
d. ULF= 0,6 m/s, según recomendaciones de la norma RAS
e. El filtro tiene una tasa de filtración de 200 m^3/m^2*d
f. Características del medio filtrante



g. Se recomienda un tiempo de lavado de 7 a 10 minutos
h. El lavado de los filtros se hace por medio de una bomba sumergible, el protocolo para lavar un filtro es:
    - Cerrar la válvula VA-4
    - Almacenar un volumen de lavado en el tanque plástico de 1000 litros exterior a la planta.
    - Interrumpir el ingreso de agua cruda a planta de potabilización.
    - Una vez almacenado el volumen se cierra la válvula VA-08.
    - Si se va a lavar el filtro de la válvula VA-08 dejar abierta esa válvula y cerrar las válvulas VA-09, VA-10 y VA-11. Hacer lo mismo dependiendo del filtro que se quiera lavar.
    - Abrir la válvula de lavado de filtro que corresponde al filtro que se está lavando. En este caso es la válvula VL08.

- Se lava durante 10 minutos el filtro, eso indica que se usa 800 litros por cada filtro
- Después de los 10 minutos de lavada se dejan las válvulas en la misma posición que se encontraban cuando se empezó a lavar el filtro.

Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de filtración se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

Tabla 8-22 .Evaluación de la unidad de filtración existente. Fuente: Propia

BATERIA DE FILTRACIÓN			
PARAMETRO	**SIM**	**UNIDAD**	**VALOR**
Caudal de diseño	Q	lps	25,00
Caudal de diseño	Q	m3/s	0,025
Tasa de filtrado	Tf	m3/m2*d	200
Area de filtración	Aft	m2	10,8
Largo de filtro	Lf	m	1,7
Ancho de filtro	Bf	m	1,59
Número de filtros	N	-	4
Área total de los filtros	Aft	m2	10,80

PERDIDA DE CARGA EN EL FILTRO EN EL FILTRADO			
Espesor arena	e-ar	m	0,30
Diámetro arena	d2	mm	0,6373333
Espesor Antracita	e-an	m	0,5
Diámetro antracita	d1	mm	1,265
Espesor Grava Diámetro grava	e-gr	m	0,1
Espesor total Filtro	do	mm	0,90
Viscosidad cinemática del agua	m	N*s/m2	0,001005
Velocidad de filtrado (tasa de filtración)	Uf	m/s	0,0023148
Porosidad del medio filtrante - arena	e-arn	-	0,42
Porosidad del medio filtrante - antracita	e-ant	-	0,56
Gravedad	g	m/s2	9,81
Densidasd del agua	ra	kg/m3	998,2
Coeficiente de esferocidad arena	Ce-arn	-	0,8
Espesor medio filtrante arena	Lf-arn	m	0,30
Coeficiente de esferocidad antracita	Ce-atc	-	0,8
Espesor medio filtrante arena antracita	Lf-atc	m	0,50
Pérdida de carga en la arena	Hf-arn	m	0,06
Pérdida de carga en la antracita	Hf-atc	m	0,11
PERDIDA EN FILTRO			0,17

PERDIDA DE CARGA EN EL FILTRO EN EL FILTRADO			
Número de Reynolds en el Filtro en arena	#Re-ar	-	1,4653265
Número de Reynolds en el Filtro en antrasita	#Re-ar	-	2,9084278
Número de tubos derivación	N-Td	-	3
Largo Tubo derivación	L-Td	m	0,8
Diámetro de orificios	fo-Td	"	1/2
Diámetro de orificios	fo-Td	m	0,0127
Número de orificios por eje	N-or	-	4
Separación entre eje de orifico	e-or	m	0,15
Número de orificios en tubo de derivación	N-or-Td	-	18,666667
Número total de orificios	NT-or	-	56
Área transversal de orificios	A-or	m2	0,0001267
Coeficiente de descarga	Cd	-	0,6
Caudal que entra en cada orificio	q-or	m3/s	0,0001116
Altura para pasar el caudal necesario en orificio	hf-or	m	0,1098975
Diámetro de Tubo de Derivación	d-Td	"	4
Diámetro de Tubo de Derivación	d-Td	m	0,1016
Área transversal de tubo de derivación	A-Td	m2	0,0081073
Diámetro de Tubo principal	d-Tp	"	6
Diámetro de Tubo principal	d-Tp	m	0,1524
Área transversal de tubo principal	A-Tp	m2	0,0182415
Velocidad del flujo en orificio	u-or	m/s	0,8810381
Velocidad del flujo en tubo derivación	u-Td	m/s	0,2569694
Velocidad del flujo en tubo principal	U-Tp	m/s	0,3426259
Coeficiente de pérdida de Hudson Tubo derivacion	b-Td	-	1,842066
Coeficiente de pérdida de Hudson Tubo principal	b-Tp	-	3
Pérdida en orificio	hf-Td	m	0,1186893
Pérdida en tubo derivación	hf-Tp	m	0,0110216
PERDIDA TOTAL EN EL FILTRO	HF-T	m	0,41

8.1.3.31.1. Lavado De Filtros

Teniendo en cuenta las dimensiones generales de la PTAP la batería de los filtros del sistema de potabilización se debe realizar por medio de la implementación de un equipo de bombeo para las labores de retro lavado, esto quiere decir que el sistema no cuenta con la suficiente energía hidráulica para lavar los filtros.

Teniendo el caudal de lavado se obtiene como:

$Ucf = 0{,}6\ m/min$ ⇒ Velocidad ascensorial de lavado

$TLV = 10\ min$ ⇒ Tiempo lavado filtros

$Af =$ ⇒ Área de cada filtro

Entonces: $Qi = \frac{\forall L}{Ll} = UL\ Af$ ⇒ $\forall L = UL\ Af\ Tl$ Volumen destinado para lavado

⇓

Caudal de lavado de filtro

A continuación, en las Figuras 4-36 y 4-37 se presenta la vista en planta con la respectiva identificación de los filtros y vista en perfil del sistema donde se evidencia las válvulas necesarias para las labores operacionales para las labores de lavado de filtros y el tanque donde se proyecta realizar la instalación de la bomba de retro lavado. Para una mejor apreciación de los esquemas presentados se puede remitir al ANEXO N°52- PLANOS

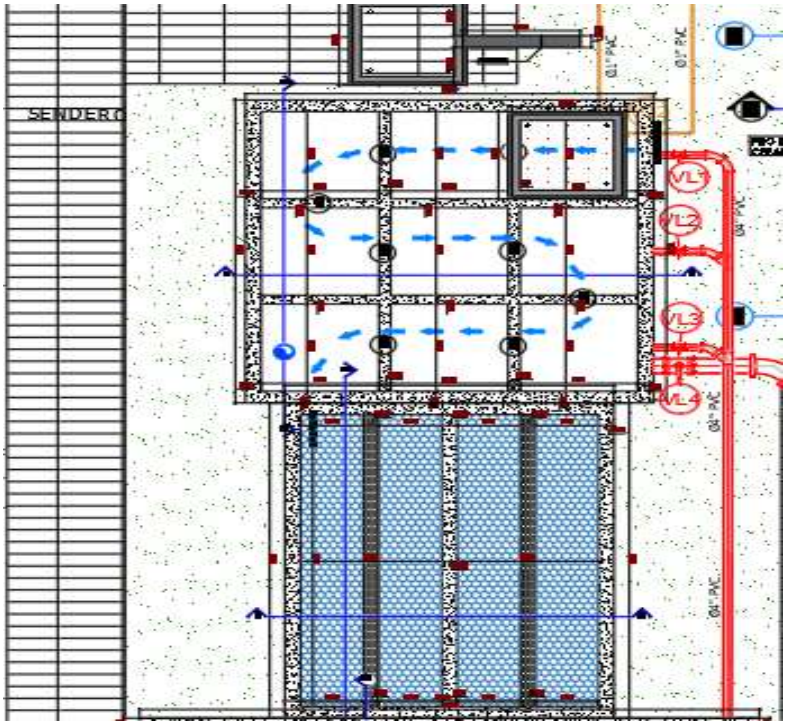


Figura 8-24.Numeración de filtros

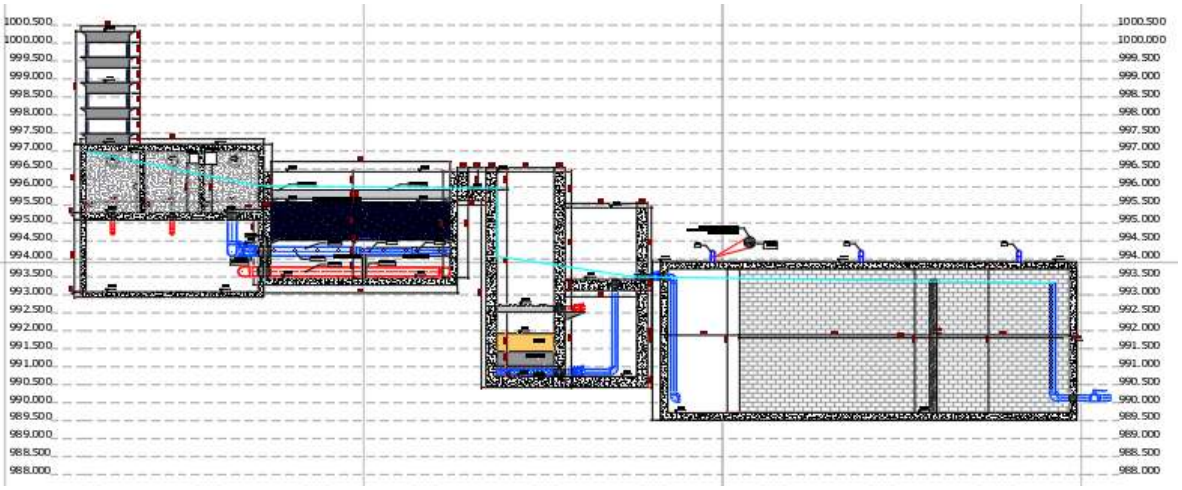


Figura 8-25.Perfil sistema de potabilización. [30]

[30] Tomo Planos Acueducto-Diseño, Planos dg-PT-21-DI-10-DETALLES 1

En la Figura 10-41 se muestra la batería de filtros está compuesto por cuatro unidades. Los filtros deben lavarse una vez al día durante 10 minutos cada uno.

Para Lavar el Filtro 1 el protocolo de lavado de filtros es:

- Cerrar la válvula VA-4
- Almacenar un volumen de lavado en el tanque plástico de 1000 litros exterior a la planta.
- Interrumpir el ingreso de agua cruda a planta de potabilización.
- Una vez almacenado el volumen se cierra la válvula VA-08.
- Si se va a lavar el filtro de la válvula VA-08 dejar abierta esa válvula y cerrar las válvulas VA-09, VA-10 y VA-11. Hacer lo mismo dependiendo del filtro que se quiera lavar.
- Abrir la válvula de lavado de filtro que corresponde al filtro que se está lavando. En este caso es la válvula VL08.
- Se lava durante 10 minutos el filtro, eso indica que se usa 800 litros por cada filtro
- Después de los 10 minutos de lavada se dejan las válvulas en la misma posición que se encontraban cuando se empezó a lavar el filtro.

8.1.3.31.2. Tanques de distribución y almacenamiento temporal

Se debe contar con una estructura de almacenamiento en el sistema de acueducto con el fin de garantizar el almacenamiento adecuado del agua tratada, compensar las variaciones entre el caudal de entrada y el consumo diario en el casco urbano del Municipio Salazar de las Palmas, garantizar el suministro de agua en casos de emergencia y compensar variaciones de los consumos.

Para garantizar el correcto diseño de la estructura de almacenamiento se debe tener en cuenta el estudio de suelos con el fin de conocer las propiedades físicas del sub-suelo, el tanque debe diseñarse de tal forma que puedan realizarse las labores de mantenimiento con el mínimo de interrupciones, se debe garantizar la presión mínima en la red de distribución, se debe garantizar la impermeabilización de las paredes y losa de fondo, proveer ductos de ventilación, una cubierta impermeable y acceso al interior con una dimensión mínima de 0,6mx0.60m.

Según la Resolución 0330 de 2017, el sistema de almacenamiento debe poseer unas características especiales: contener tabiques, tener ventilación y las esquinas deben ser achaflanadas.

Al diseñar el tanque de almacenamiento nuevos se tuvieron en cuenta las especificaciones dando cumplimiento a la Resolución 0330 de 2017, tales como, tabiques al interior de la estructura, esquinas achaflanadas, sistema de ventilación, sistema FIFO.

8.1.3.31.2.1. Parámetros de diseño

- **Periodo de Diseño**

  El periodo de diseño depende del nivel de complejidad con base a la proyección poblacional y capacidad socio-económica, para el caso del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas corresponde a 25 años.
- **Número mínimo de tanques**

En los casos en que se cuente con un tanque de almacenamiento de un solo módulo, la entrada a éste debe estar provista de un bypass para facilitar las labores de mantenimiento y limpieza, sin afectar la continuidad del servicio.

- **Caudal de diseño**

  La estructura de almacenamiento debe ser capaz de proveer el caudal máximo diario (QMD)

El tanque de almacenamiento que se proyecta diseñar para el sistema del acueducto del casco urbano será de tipo enterrado, construido en concreto reforzado y garantizando un acceso fácil a la estructura teniendo en cuenta las labores de mantenimiento y operación que son necesarias realizar con el fin de garantizar el correcto funcionamiento del sistema.

8.1.3.31.2.2. Dimensionamiento de la estructura

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 máximo 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.

$$Volumen_{necesario} = \frac{\left(QMD * \frac{86400}{1000}\right)}{3} = 720\ m^3$$

Actualmente el sistema de acueducto cuenta con tres tanques almacenamiento (dos dentro de las instalaciones del sistema de potabilización existente) y otro tanque fuera de las instalaciones del sistema de potabilización existente.

De los tres tanques sólo se utilizará los dos que se encuentran en las instalaciones del sistema de potabilización existente, esto por evitar cualquier riesgo de sanitario de contaminación. (Ver Figura 10-64)

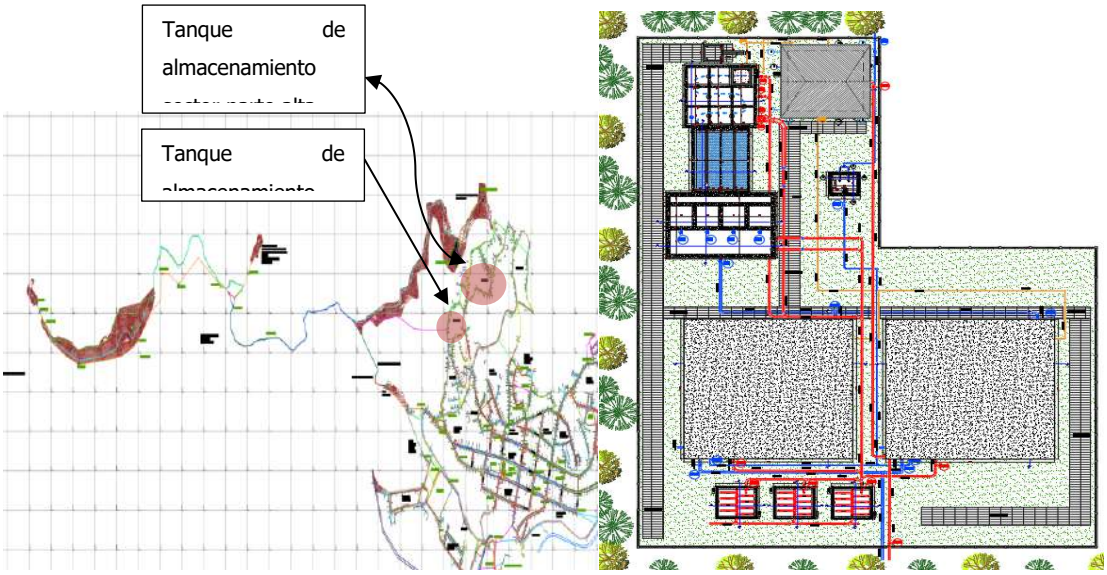


Figura 8-26.Localización de los tanques de almacenamiento a utilizar para el abastecimiento del sistema de acueducto.

Este sistema de acueducto necesita un volumen total de 864 m^3 discriminados de la siguiente manera 720 volumen de almacenamiento necesario más el volumen adicional debido a Riesgos de incendios de 144 m^3, para un total de volumen de almacenamiento a proyectar es de 864 m^3 de almacenamiento en un tanque nuevo.

Tabla 8-23. Diseño hidráulico del tanque de almacenamiento.

Caudal (QMD)	**25,00**	**LPS**
Volumen diario	2160,00	**M3**
Volumen de almacenamiento necesario	720,00	**M3**
Volumen de almacenamiento requerido	864,00	**M3**
Altura Util, H	4,00	**M**
Lados, L1=L2	11,00	**M**
Altura para sedimentos, H1	0,20	**M**
Altura libre, H2	0,20	**M**
Altura Total, HT	4,40	**M**
Tubería de entrada	6,00	**PULG**
Tubería de salida	6,00	**PULG**
Tubería de rebose	4,00	**PULG**
Tubería de desagüe	4,00	**PULG**
Tiempo de desagüe	7,50	**HRS**
VOLUMEN PARA INCENDIO		
VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO ADICIONAL		
VOLUMEN ADICIONAL RIESGO %	20%	
VOLUMEN ADICIONAL INCENDIOS	144,00	**M3**

VOLUMEN TOTAL DE DISEÑO	894	**M3**

A continuación, en las Figura 10-65 y Figura 10-66 se presentan los esquemas en vista en planta y perfil de la estructura de almacenamiento en las cuales se pueden identificar claramente la tubería de abastecimiento, alimentación del sistema de distribución, lavado de lodos, Re ventilación y tabiques en ladrillo prensado implementados para garantizar la no generación de zonas muertas en la estructura.

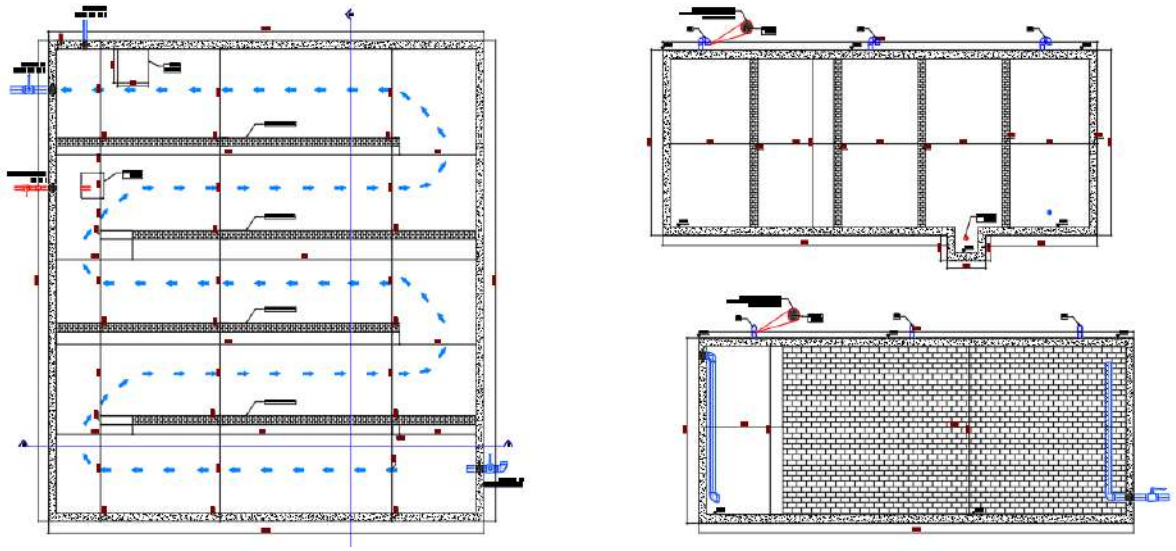


Figura 8-27.Vista en perfil del tanque de almacenamiento.

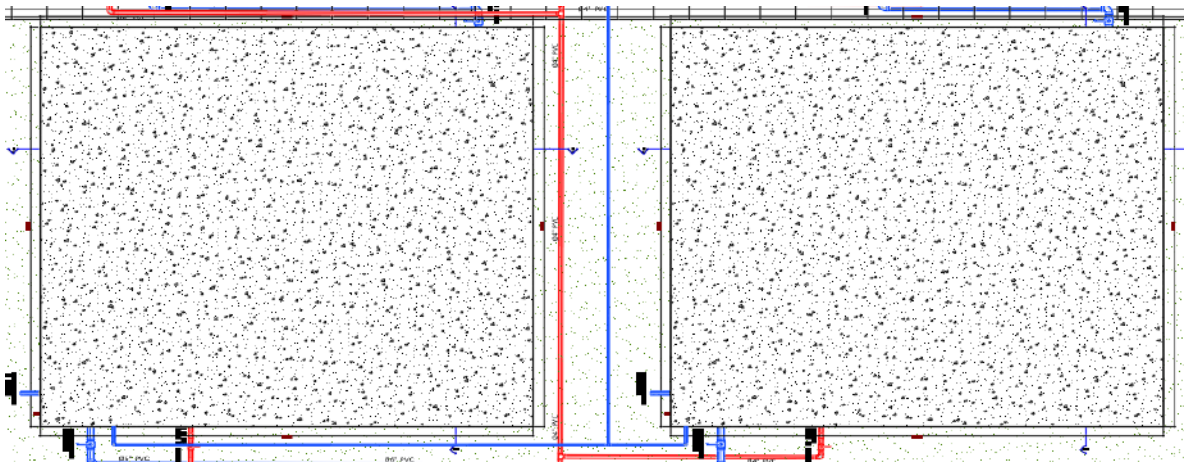


Figura 8-28.Vista en planta del tanque de almacenamiento.

8.1.3.32. Componente Ambiental.

Para esta alternativa los componentes a nivel ambiental presentarán un impacto positivo por la mejor utilización del recurso hídrico debido a que se captara solo el caudal requerido por el sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar.

También, se generara un impacto negativo a los terrenos debido a la construcción de nueva infraestructura para el caso de la planta de tratamiento y el tanque de almacenamiento para optimizar los parámetros de funcionamiento hidráulico y optimización de la infraestructura existente..

8.1.3.33. Componente Social.

Con esta alternativa, la comunidad se ve favorecida ya que representa una corrección definitiva del sistema de acueducto en cuanto a calidad, cobertura, continuidad y cantidad.

8.1.3.34. Componente Predial:

Para esta alternativa se hace necesario la adquisición de lotes para la construcción de nueva infraestructura (Planta de tratamiento de agua potable y Tanque de almacenamiento para compensar el volumen faltante del sistema).

Se requieren 3 servidumbres para el paso de la linea de aduccion El Mandingas debido a cambio del trazado.

Los costos aproximados para la adquisición de predios y paso de servidumbres es de $8.413.448.

13. CUADRO RESUMEN DE VALORES				
ITEM	**UNID**	**CANT**	**VALOR**	**VALOR TOTAL**
AREA TANQUE 1	m^2	108,90	$3.738	$407.068
AREA PTAP	m^2	459,00	$3.738	$1.715.742
AREA SERVIDUMBRE	m^2	1.628,27	$3.738	$6.086.473
CERRAMIENTO	Metro lineal	15,00	$ 13.611	$204.165
			VALOR AVALUO	**$ 8.413.448**

8.1.3.35. Costos Alternativa N°3.

Los costos estimados para la evaluación de la alternativa n°1. Se presentan a continuación.

Tabla 8-24. Costos Alternativa No 3

			ALTERNATIVA 3	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
2	ADUCCIÓN TRAMO MANDINGA			$ 194.389.573
2.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	825,8	$ 33.858.456
2.02	RELLENO	$ 22.896	825,8	$ 18.907.883
	TUBERIA EN PVC ϕ 6"	$ 98.000	1376,4	$ 134.883.280
	TUBERIA EN PEAD ϕ 6"			
	VÁLVULAS	$ 518.458	13,0	$ 6.739.954
2	ADUCCIÓN TRAMO TESORITO			$ 22.825.778
2.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	91,3	$ 3.744.366
2.02	RELLENO	$ 22.896	91,3	$ 2.091.000
	TUBERIA EN PVC ϕ 6"	$ 98.000	152,2	$ 14.916.580
	TUBERIA EN PEAD ϕ 6"			
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,0	$ 2.073.832
PTAP				
3	CÁMARA DE AQUIETAMIENTO			$ 24.333.010
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	24,00	$ 984.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	7,20	$ 164.851
3.03	CONCRETO	$ 898.744	16,60	$ 14.919.150
3.04	ACERO	$ 4.124	1992,00	$ 8.215.008
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	SEDIMENTADOR			$ 16.911.408
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	14,70	$ 602.700
3.02	RELLENO	$ 22.896	4,41	$ 100.971
3.03	CONCRETO	$ 898.744	10,85	$ 9.751.372
3.04	ACERO	$ 4.124	1302,00	$ 5.369.448
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000

			ALTERNATIVA 3	
		Precio Unt	Cant	Precio Total
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	FLOCULADOR			$ 16.111.406
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	14,00	$ 574.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	4,20	$ 96.163
3.03	CONCRETO	$ 898.744	10,30	$ 9.257.063
3.04	ACERO	$ 4.124	1236,00	$ 5.097.264
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	FILTRO			$ 13.010.354
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	5,70	$ 233.700
3.02	RELLENO	$ 22.896	1,71	$ 39.152
3.03	CONCRETO	$ 898.744	7,58	$ 6.812.480
3.04	ACERO	$ 4.124	909,60	$ 3.751.190
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
3	ESTACIÓN DE BOMBEO			$ 7.770.744
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	9,20	$ 377.200
3.02	RELLENO	$ 22.896	2,76	$ 63.193
3.03	CONCRETO	$ 898.744	4,48	$ 4.026.373
3.04	ACERO	$ 4.124	537,60	$ 2.217.062
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	2,00	$ 50.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	2,00	$ 1.036.916
3	DESINFECCIÓN			$ 44.103.220
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	105,00	$ 4.305.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	31,50	$ 721.224
3.03	CONCRETO	$ 898.744	26,48	$ 23.798.741
3.04	ACERO	$ 4.124	3177,60	$ 13.104.422
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
3	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN			$ 230.844.029
3.01	EXCAVACIÓN	$ 41.000	870,00	$ 35.670.000
3.02	RELLENO	$ 22.896	261,00	$ 5.975.856
3.03	CONCRETO	$ 898.744	134,20	$ 120.611.445
3.04	ACERO	$ 4.124	16104,00	$ 66.412.896
3.05	TUBERIA EN PVC ϕ 2"	$ 25.000	4,00	$ 100.000
	VÁLVULAS	$ 518.458	4,00	$ 2.073.832
			TOTAL	**$ 570.299.522**

* El presupuesto presentado anteriormente solo incluye costos directos los cuales tienen un valor adicional estimado por la incertidumbre, que contemplarían los ítems, actividades faltantes y los costos de operación y mantenimiento.

En esta alternativa solo se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2020 y la capacidad requerida al año horizonte 2046, solucionando los problemas de

insuficiencia de capacidad hidráulica que presentan las estructuras que componen el sistema de acueducto urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

El presupuesto estimado para la alternativa N°3 es de $ 570.299.522 millones ampliando la capacidad existente del sistema de acueducto.

8.1.4. EVALUACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

Después de realizar el diagnóstico del sistema de Acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas," Se seleccionará la alternativa de mayor beneficio para dar la solución a las problemáticas evidenciadas en el sector de estudio.

Como se indicó anteriormente, para cada factor de decisión se evalúa la tecnología en estudio y se asigna un puntaje entre 1 y 5. Este puntaje se multiplica por el peso relativo asignado al criterio y la puntuación final para la calificación de la alternativa se obtiene por medio de la suma de los 7 puntajes multiplicados por su respectivo peso relativo. Con fundamento en la metodología propuesta, la "alternativa ideal" seria aquella que recibiese un puntaje de 5 para todos los factores de decisión y por lo tanto una puntuación final de 35. Así pues, la elección estará basada según la mayor puntuación que reciba cada una

Los criterios de Selección en la Tabla 8-25 se presentan los factores de decisión que se evaluaran en este capítulo para la selección de la alternativa, teniendo presente las directrices expuestas por la Resolución 0330 de 2019.

Tabla 8-25 .Factores de decisión. Fuente: Propia.

FACTORES DE DECISIÓN
1. Sostenibilidad técnica y complejidad constructiva
2.Sostenibilidad económica, costos de inversión y funcionalidad
3. Complejidad operativa y mantenimiento
4. Criterios de Gestión de riesgos, vulnerabilidad y contingencia.

FACTORES DE DECISIÓN
5. Sostenibilidad ambiental
6. Sostenibilidad social
7. Afectación predial.

A cada uno de los factores se les asigno un porcentaje de importancia y su respectiva puntuación.

8.1.4.1. FACTORES DE DECISIÓN SISTEMA DE ACUEDUCTO: BOCATOMA REDES DE ADUCCIÓN, CONDUCCIÓN, UNIDAD DE DESARENACIÓN, Y REDES DE DISTRIBUCIÓN

Para la evaluación, puntuación y selección de la alternativa de mayor conveniencia para el sistema de acueducto (unidades: bocatoma, red de aducción, unidad de desarenación, redes de distribución), del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas, se empleará una matriz de valoración por criterios y parámetros que permiten asignar a cada una de las alternativas un puntaje objetivo sobre la conveniencia de una alternativa sobre la otra, a cada uno de los criterios de valoración se le asigna un puntaje de 1 a 5 dependiendo de su importancia o ventaja sobre la otra alternativa, siendo 1 muy inconveniente y 5 muy conveniente.

En la se muestran los parámetros evaluados, el porcentaje de impacto y la relación en cuanto al puntaje máximo o mínimo que se pueda obtener en la respectiva evaluación.

Tabla 8-26.Matriz para valoración de alternativas. Fuente: Propia.

CRITERIOS Y PARÁMETROS	% DE IMPACTO	PUNTAJE MÍNIMO		PUNTAJE MÁXIMO	
		PUNTAJE	SIGNIFICADO	PUNTAJE	SIGNIFICADO
Sostenibilidad técnica y complejidad constructiva	35	1	Menor viabilidad técnica y mayor complejidad constructiva.	5	Mayor viabilidad técnica y menor complejidad constructiva.
Sostenibilidad económica	30	1	Con mayor costo de inversión y menor funcionalidad.	5	Con menor costo de inversión y mayor funcionalidad

CRITERIOS Y PARÁMETROS	% DE IMPACTO	PUNTAJE MÍNIMO		PUNTAJE MÁXIMO	
		PUNTAJE	SIGNIFICADO	PUNTAJE	SIGNIFICADO
Gestión de Riesgo	20	1	Con mayor vulnerabilidad y contingencia	5	Con menor vulnerabilidad y contingencia
Sostenibilidad ambiental	5	1	Con mayor impacto ambiental	5	Con menor impacto ambiental
Sostenibilidad social	5	1	Con menor aceptación por parte de la comunidad	5	Con mayor aceptación por parte de la comunidad.
Afectación predial	10	1	Con mayor afectación predial	5	Con menor afectación predial.

Cada uno de los parámetros antes enunciados se describen a continuación:

8.1.4.1.1. FACTIBILIDAD TÉCNICA Y COMPLEJIDAD CONSTRUCTIVA

Dentro de este criterio se tiene en cuenta la capacidad técnica de la entidad responsable de la ejecución e implementación del proyecto, la disponibilidad de recursos, materiales, mano de obra, repuestos, entre otros elementos para garantizar el adecuado funcionamiento del sistema. Su evaluación va de uno (**1**) a cinco (**5**), considerando que uno (**1**) es la alternativa con menos viabilidad técnica y cinco (**5)** la de menores costos y mayor funcionalidad.
Considerando que las tres alternativas dan solución a las necesidades tratamiento, transporte y distribución de agua en el casco urbano del municipio de Alban.

- Para el ítem de complejidad constructiva de cada una de las alternativas, se considera la facilidad de transportar los materiales y dar manejo a los mismos, teniendo en cuenta la longitud de acarreo requerida para su respectiva instalación. Por lo cual la alternativa 1 se requiere de la optimización de la línea de aducción en material PVC para realizar el abastecimiento sobre la Quebrada El Mandingas pero debido a que algunos sectores de la linea actual están localizadas en zonas de altas pendientes y de difícil acceso por lo que se le asigna una puntuación de dos (2), para la alternativa 2 se requiere de la optimización de la línea de aducción en material PEAD para realizar el abastecimiento sobre la Quebrada El Mandingas pero debido a que algunos sectores de la linea actual están localizadas en zonas de altas pendientes y de difícil

acceso por lo que se le asigna una puntuación de dos (2)). Para la alternativa No 3 se propone cambiar el trazado en los sectores de alta pendiente y llevarlo por el camino que se encuentra aguas arriba facilitando las labores de operación y mantenimiento de la linea de aducción El Mandingas por lo que se le asigna una puntuación de Cuatro (4)

- Complejidad operativa:
    - Alternativa No. 1: para la operación de las alternativas No 1 y No 2 debido a los sectores que se encuentran en zona de alta pendiente de la linea de aducción de la Quebrada El Mandingas dificulta las labores mantenimiento de la linea. Se le asigna una puntuación de dos (2)
    - Alternativa No. 2: se implementa en esta alternativa el cambio de trazado para facilitar las labores de mantenimiento y operación de la linea de aducción El Mandingas. Se le asigna una puntuación de cuatro (4).
- Flexibilidad del sistema:
    - Alternativa No. 1: Dado que se mantienen los materiales existentes y solamente se realiza la optimización de las líneas de aducción El Mandingas y El Tesorito, se asigna una puntuación de Tres (3).
    - Alternativa No. 2: Dado a que se realiza el cambio de trazado sobre la linea de aducción El Mandingas y se conservan y optimizan las estructuras existentes, se asigna una puntuación de Dos (2).
- Disponibilidad de materiales:
    - Alternativa No. 1: La puntuación asignada es de 2 dado, que se requiere la instalación de tubería en material PVC, adicionalmente la construcción de estructuras como la planta de tratamiento de agua potable y optimización de las estructuras de captación y desarenadores.
    - Alternativa No. 2: La puntuación asignada es de 2 dado, que se requiere la instalación de tubería en material PEAD, adicionalmente la construcción de

estructuras como la planta de tratamiento de agua potable y optimización de las estructuras de captación y desarenadores.

- Alternativa No 3. Se realiza el cambio de trazado de la linea de aducción El Mandingas pero teniendo en cuenta que para el proceso de ingreso de materiales y debido a las facilidades de instalación y mantenimiento se le otorga una puntuación de Cuatro (4)

La consolidación de los valores antes dispuestos se muestra a continuación:

Tabla 8-27 Puntuación asignada Parámetro: Factibilidad técnica y complejidad constructiva.

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Factibilidad técnica y complejidad constructiva	Complejidad Constructiva	Linea de Aducción y conducción	5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Capacidad Técnica		5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Complejidad Operativa	Total de redes de distribución	5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Flexibilidad del sistema		5%		3	3%		3	3%		2	2%
	Disponibilidad de materiales		5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Disponibilidad de mano de obra		5%		2	2%		2	2%		2	2%
TOTAL			**30%**			**13.0%**			**13.0%**			**20.0%**

La alternativa más viable, resulta ser la Numero Tres (3).

8.1.4.1.2. SOSTENIBILIDAD ECONÓMICA

Este criterio depende la disponibilidad de recursos y/o análisis de viabilidad para la operación y el mantenimiento del sistema. Así mismo deben considerase los valores a cancelar a la autoridad competente por concepto de estudios de evaluación y seguimientos de permisos y licencias ambientales, inversiones para la recuperación, conservación, preservación y vigilancia de la cuenca de la fuente de abastecimiento, subproductos resultantes del tratamiento de agua, entre otras. Su evaluación va de uno (1) a cinco (5).

- Costos de construcción
  - Alternativa No.1: teniendo en cuenta la complejidad de la construcción de la planta de tratamiento y la instalación del nuevo tramo de tubería, se asigna una puntuación de tres (3).

- Alternativa No. 2: teniendo en cuenta la complejidad de la construcción de la planta de tratamiento y la instalación del nuevo tramo de tubería, se asigna una puntuación de tres (3).
- Alternativa No 3: teniendo en cuenta la complejidad de la construcción de la planta de tratamiento y la instalación del nuevo tramo de tubería, se asigna una puntuación de tres (3).

- Costos económicos
  - Alternativa No.1: Se asigna una puntuación de tres dado que se adiciona la instalación de tubería y optimización de las estructuras existentes.
  - Alternativa No.2: Se asigna una puntuación de tres dado que se adiciona la instalación de tubería y optimización de las estructuras existentes.
  - Alternativa No. 3: Se asigna una puntuación de dos, dado a que es la alternativa que mayor inversión requiere.
- Costos por tramites ambientales
  - Alternativa No.1, No 2 y No 3. Se les otorga la misma puntuación debido a que se mantienen los puntos actuales de captación Por lo cual se le asigna una puntuación de tres (3).

8.1.4.1.3. GESTIÓN DEL RIESGO, VULNERABILIDAD Y CONTINGENCIA.

Dentro de este criterio deben identificarse las amenazas y vulnerabilidad del sistema considerando aspectos tales como: inundaciones, deslizamientos, sismicidad, de esta manera conocer que obras de mitigación o medidas de riesgo se requieren. Su evaluación va de 1 a 5, considerando que 1 es la alternativa con mayor riesgo y 5 la de menor riesgo.

GESTIÓN DEL RIESGO

A continuación, se procede a realizar el análisis desde el punto de vista de gestión del riesgo para cada uno de los indicadores previstos.

- Los riesgos por inundación y avalanchas para las tres alternativas son bajos, debido a que el trazado se proyecta por vías públicas, por lo que se le asigna un puntaje de 3.
- Los riesgos por deslizamiento son bajos debido a que el tipo de suelo no presenta el fenómeno de remoción de masa, por lo que se les asigna a las tres alternativas un puntaje de 3.
- Los riesgos por sismicidad para las tres alternativas son bajos, ya que la zona donde se proyecta construir las obras no presenta fallas geológicas que puedan generar riesgo a las redes a construir, por lo tanto, se le asigna un puntaje de 3 a las dos alternativas.

8.1.4.1.4. SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL:

Este criterio tiene en cuenta las medidas requeridas que permitan armonizar la ejecución de las obras a realizar con el medio ambiente. Dentro de las cuales se encuentran: Protección de fuentes hídricas, optimización de recursos y minimización de contaminantes (ciclo de vida de los proyectos). Su asignación de puntaje va de 1 a 5, entendiendo 1 como la que más impactos ambientales genera y 5 la de menor impacto ambiental.

- Protección fuente hídrica
    - Alternativa No. 1: Puntuación de Tres (3)
    - Alternativa No. 2: Puntuación de Tres (3)
    - Alternativa No. 3: Puntuación de Tres (3)
- Minimización de contaminantes en el suelo, agua y aire.
    - Alternativa No. 1: Puntuación de Tres (3)
    - Alternativa No. 2: Puntuación de Tres (3)
    - Alternativa No. 3: Puntuación de Tres (3)
- Afectación de flora y fauna
    - Alternativa No. 1: Puntuación de Tres (3)
    - Alternativa No. 2: Puntuación de Tres (3)

- Alternativa No. 3: Puntuación de Tres (3)

8.1.4.1.5. SOSTENIBILIDAD SOCIAL:

Dentro de este criterio se evalúa la aceptabilidad del proyecto por parte de la comunidad beneficiada. Entendiendo que se le asigna un valor menor (tendiente a 1) a la alternativa con menor aceptabilidad por parte de la comunidad y un puntaje mayor tendiente a 5, a la alternativa que tenga mayor acogida.

- Aceptación por parte de la comunidad
  - Alternativa No. 1: Puntuación de Cuatro (4)
  - Alternativa No. 2: Puntuación de Cuatro (4)
  - Alternativa No. 3: Puntuación de Cinco (5)
- Afectación a la comunidad
  - Alternativa No. 1: Puntuación de tres (3)
  - Alternativa No. 2: Puntuación de tres (3)
  - Alternativa No. 3: Puntuación de tres (3)

8.1.4.1.6. AFECTACIÓN PREDIAL

Este criterio considera la afectación predial que genere la obra y que puede repercutir en las fases de viabilización y ejecución. Su asignación de puntaje va de 1 a 5, entendiendo 1 como la que más genera afectación predial y 5 la que menor requiere la compra de nuevos predios o solicitud de permisos de servidumbre.

- Requerimientos permisos de servidumbres
  - Alternativa No. 1: Puntuación de dos (2), teniendo presente el trazado realiza una mayor afectación de predios, se asigna un mayor puntaje, (se requiere de permiso de servidumbre para 7 predios)
  - Alternativa No. 2: Puntuación de dos (2), teniendo presente el trazado realiza una mayor afectación de predios, se asigna un mayor puntaje, (se requiere de permiso de servidumbre para 7 predios)

- Alternativa No. 3: Puntuación de Cuatro (4), teniendo presente que el nuevo trazado realiza una menor afectación. (se requiere de permiso de servidumbre para 5 predios)

8.1.4.2. MATRIZ DE PUNTUACIÓN SISTEMA DE ACUEDUCTO, COMPONENTES: BOCATOMA, RED DE ADUCCIÓN, DESARENADOR, RED DE CONDUCCIÓN, RED DE DISTRIBUCIÓN.

Se configura una matriz en la cual se explica y caracteriza cada una de las alternativas, con el fin de analizar cuál es la mejor opción que se adapte a las características del casco urbano del Municipio de Alban. Esta matriz se encuentra detallada en el ANEXO Nº28. Matriz de Alternativas

Se realiza la puntuación de cada uno de los factores de decisión, a continuación, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Se consolida los 6 factores de decisión generando los totales correspondientes aportando para escoger la mejor alternativa.

Tabla 8-28.Puntuación selección de alternativas. Fuente: Propia.

	ALTERNATIVAS		
FACTORES DE DECISIÓN	**No. 1**	**No. 2**	**No. 3**
1. Factibilidad técnica y complejidad constructiva	13%	13%	20%
2. Sostenibilidad económica	18%	18%	16%
3. Gestión del riesgo	12%	12%	12%
4. Sostenibilidad ambiental	3%	3%	3%
5. Sostenibilidad social	3.6%	3.6%	4.2%
6. Afectación predial	4%	4%	8%
TOTAL	**54%**	**54%**	**63%**

Seguido, se realiza el análisis de selección de acuerdo con las características a tener en cuenta para la selección de la mejor alternativa:

Tabla 8-29.Parámetros a evaluar del sistema de Acueducto

PARÁMETROS PARA EVALUAR	PORCENTAJE
Factibilidad técnica y complejidad constructiva	**35%**
Sostenibilidad económica	**30%**
Gestión del riesgo	**20%**
Sostenibilidad ambiental	**5%**
Sostenibilidad social	**5%**
Afectación predial	**5%**
TOTAL	**100%**

Para realizar el proceso de calificación de las alternativas se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

1. Factibilidad técnica y complejidad constructiva
    - Complejidad constructiva: Redes nuevas a instalar, construcción de unidad de tratamiento.
2. Capacidad técnica
    - Flexibilidad del sistema
    - Disponibilidad de materiales
    - Disponibilidad de mano de obra
3. Sostenibilidad económica
    - Costos de construcción
    - Costos por tramites Ambientales
4. Gestión del riesgo
    - Riesgo por inundación
    - Riesgo por deslizamiento
    - Riegos por sismicidad
    - Riesgos por avalanchas
5. Sostenibilidad ambiental
    - Protección fuente hídrica
    - Minimización de contaminantes en el suelo, agua y aire.
    - Afectación flora y fauna
6. Sostenibilidad social
    - Aceptación por parte de la comunidad

- Afectación a la comunidad

7. Afectación predial
   - Requerimientos permisos de servidumbres

Tabla 8-30.Puntuación Consolidada de la Matriz de Alternativas

MATRIZ DE EVALUACIÓN ALTERNATIVAS

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Factibilidad técnica y complejidad constructiva	Complejidad Constructiva	Linea de Aducción y conducción	5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Capacidad Técnica		5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Complejidad Operativa	Total de redes de distribución	5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Flexibilidad del sistema		5%		3	3%		3	3%		2	2%
	Disponibilidad de materiales		5%		2	2%		2	2%		4	4%
	Disponibilidad de mano de obra		5%		2	2%		2	2%		2	2%
TOTAL			**30%**			**13.0%**			**13.0%**			**20.0%**
Donde; 1. es la más compleja, 2. es inconveniente, 3. es regular, 4. es conveniente y por último 5. muy conveniente												

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Sostenibilidad economica	Costos de construcción		10%		3	6.0%		3	6.0%		3	6.0%
	Costo económico		10%		3	6.0%		3	6.0%		2	4.0%
	Costos por tramites ambientales		10%		3	6%		3	6.0%		3	6.0%
TOTAL			**30%**			**18%**			**18%**			**16%**
Donde; 1. es la más compleja, 2. es inconveniente, 3. es regular, 4. es conveniente y por último 5. muy conveniente												

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Gestión del riesgo	Riesgos por inundación		5%	0	3	3%	0	3	3%	0	3	3%
	Riesgos por deslizamiento		5%	0	3	3%	0	3	3%	0	3	3%
	Riesgos por Sismicidad		5%	0	3	3%	0	3	3%	0	3	3%
	Riesgos por avalanchas		5%	0	3	3%	0	3	3%	0	3	3%
TOTAL			**20%**			**12%**			**12%**			**12%**
Donde; 1. es la más compleja, 2. es inconveniente, 3. es regular, 4. es conveniente y por último 5. muy conveniente												

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Sostenibilidad ambiental	Protección fuente hidrica		2%	0	3	1.2%	0	3	1.2%	0	3	1.2%
	Minimización de contaminantes en el suelo, agua y aire		2%	0	3	1.2%	0	3	1.2%	0	3	1.2%
	Afectación flora y fauna		1%	0	3	1%	0	3	0.6%	0	3	0.6%
TOTAL			**5%**			**3.0%**			**3.0%**			**3.0%**
Donde; 1. es la más compleja, 2. es inconveniente, 3. es regular, 4. es conveniente y por último 5. muy conveniente												

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Sostenibilidad social	Aceptación por parte de la comunidad		3%	1	4	2.4%	1	4	2.4%	1	5	3.0%
	Afectación a la comunidad		2%	0	3	1.2%	1	3	1.2%	1	3	1.2%
TOTAL			**5%**			**3.6%**			**3.6%**			**4.2%**
Donde; 1. es la más compleja, 2. es inconveniente, 3. es regular, 4. es conveniente y por último 5. muy conveniente												

PARÁMETRO	INDICADORES		PORCENTAJE DE IMPACTO	CANT	ALT 1	PUNTOS	CANT	ALT 2	PUNTOS	CANT	ALT 3	PUNTOS
Afectación predial	Requerimientos permisos de servidumbres		10%	0	2	4%	0	2	4%	0	4	8%
TOTAL			**10%**			**4%**			**4%**			**8%**
Donde; 1. es la más compleja, 2. es inconveniente, 3. es regular, 4. es conveniente y por último 5. muy conveniente												

		TOTAL	**100%**			**54%**			**54%**			**63%**

8.1.5. ALTERNATIVA SELECCIONADA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

La alternativa del sistema de acueducto seleccionado para el municipio de Salazar de Las Palmas corresponde al número Tres (3): ALTERNATIVA N°3. **optimización de las estructuras del sistema existente, substituir la aducción y la conducción que se encuentra en asbesto cemento, la construcción de tres tanques de almacenamiento y la implementación de una nueva planta de tratamiento de agua potable. (por gravedad)**

El presupuesto de la alternativa seleccionada es de *$ 570.299.522* millones de pesos en el cual solo incluye costos directos los cuales tienen un valor adicional estimado por la incertidumbre, que contemplarían los ítems, actividades faltantes y los costos de operación y mantenimiento. La consultoría selecciona la alternativa más costosa debido a que con la ejecución de esta alternativa se brinda cobertura al 100% de los suscriptores del sistema de acueducto.

Tabla 8-31. Resumen costos alternativa1, 2 y 3. Fuente: DAG

			ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2		ALTERNATIVA 3	
		Precio Unt	Cant	Precio Total	Cant	Precio Total	Cant	Precio Total
2	ADUCCIÓN TRAMO MANDINGA			$ 4.876.933		$ 5.329.253		$ 194.389.573
2	ADUCCIÓN TRAMO TESORITO			$ 147.017.949		$ 166.794.021		$ 22.825.778
PTAP								
3	CÁMARA DE AQUIETAMIENTO			$ -		$ -		$ 24.333.010
3	SEDIMENTADOR			$ 33.822.816		$ 33.822.816		$ 16.911.408
3	FLOCULADOR			$ 16.111.406		$ 16.111.406		$ 16.111.406
3	FILTRO			$ 9.118.853		$ 9.118.853		$ 13.010.354
3	ESTACIÓN DE BOMBEO			$ 7.770.744		$ 7.770.744		$ 7.770.744
3	DESINFECCIÓN			$ -		$ -		$ 44.103.220
3	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN			$ 230.844.029		$ 230.844.029		$ 230.844.029
			TOTAL	**$ 449.562.730**	**TOTAL**	**$ 469.791.122**	**TOTAL**	**$ 570.299.522**

En la Figura 8-8 Alternativa Seleccionada municipio de Salazar de las Palmas. Fuente: DAG se muestra una breve comparación entre las alternativas propuestas y descritas anteriormente.

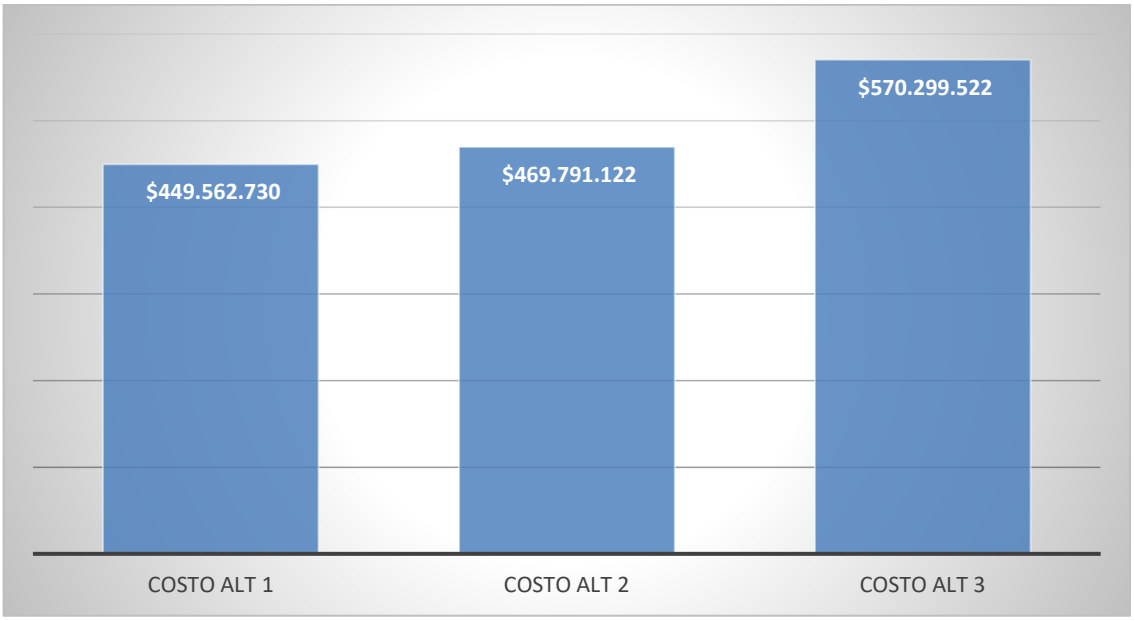


Figura 8-8 Alternativa Seleccionada municipio de Salazar de las Palmas. Fuente: DAG

9. DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

De acuerdo con el *capítulo 2. PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCION del Tomo II de DIAGNOSTICO, ANALISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS,* se seleccionó la alternativa 3 que consiste en cambiar el trazado de la línea de aducción proveniente de la Captación Quebrada Mandingas para mejorar condiciones de operación y mantenimiento de la misma, implementación de una planta de tratamiento Convencional en un predio nuevo para mejorar las condiciones hidráulicas del sistema que no cumplen con los requisitos mínimos establecidos por la Resolución 0330 de 2017 para el caudal proyectado en la zona dada.

El estado actual de las estructuras se encuentra en el *Tomo I. En el capítulo 5. LABORES DE CATASTRO, DIAGNOSTICO Y EVALUACION:*

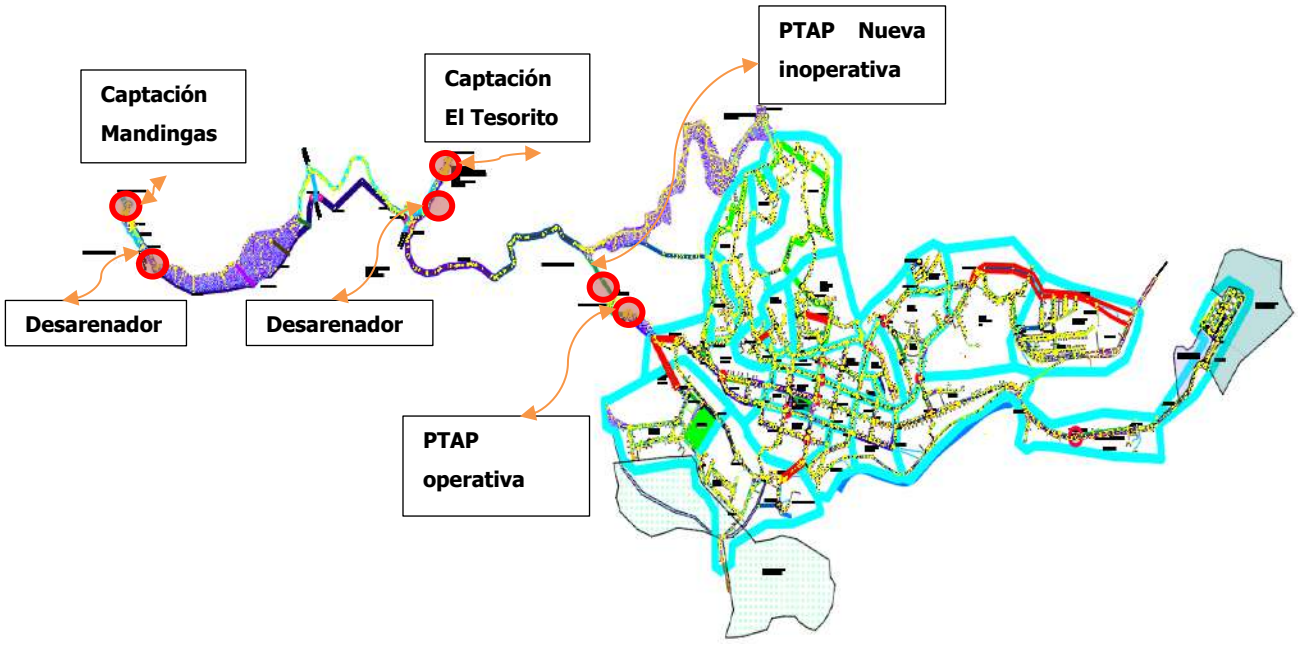


Figura 9-1. Sistema de acueducto existente

La alternativa se solución se resume en:

- Cambio de trazado de la línea de aducción proveniente de la captación Mandingas
- Implementación de válvulas de purga y ventosa sobre la línea de aducción Mandingas.
- Optimización desarenador Mandingas
- Optimización desarenador El Tesorito
- Implementación de válvulas en la línea de aducción El Tesorito.
- Proyección de planta de tratamiento en nuevo predio
- Instalación de redes en PVC en los sectores de los asentamientos urbanos donde se requieran según la modelación hidráulica de la red de distribución de acuerdo con el caudal de diseño.
- Instalación de válvulas de control, Macromedidores e hidrantes.
- Instalación de micromedidores en los usuarios del sistema.
- Sectorización de la red de distribución.

El proyecto se encuentra explícitamente mencionado en el esquema de ordenamiento territorial del municipio de Salazar de las Palmas. "ESTRATEGIAS A CORTO Y MEDIANO PLAZO: De acuerdo con el alcance definido por la ley 388 de 1997 el corto y mediano plazo se establece con los periodos de administración municipal y sus programas de inversión anuales, de esta manera se definen como estrategias las siguientes: Adelantar el programa de servicios públicos de acueducto, alcantarillado, energía"

10. ELABORACIÓN DE DISEÑOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.

Una vez establecida la alternativa de solución del presente proyecto se procederá a realizar los diseños definitivos de cada uno de los componentes contemplados para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de acueducto.

En el siguiente capítulo se encontrarán las especificaciones, memorias de cálculo, estudios complementarios y procedimiento para el diseño de la totalidad de las estructuras contempladas en el diseño del nuevo sistema de acueducto basado en el procedimiento y especificaciones establecidas en la Resolución 0330 del 8 de junio del 2017.

Teniendo en cuenta el estado actual de las diferentes estructuras hidráulicas, que se encuentran en el *capítulo 5. LABORES DE CATASTRO, DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN HIDRAULICA* del *Informe 1 de Diagnostico, análisis y selección de alternativas*, se produjeron las primeras conclusiones sobre la necesidad de diseñar nuevas/reformar las estructuras para:

- Captación
- Desarenador
- Sistema de Potabilización
- Sistema de Almacenamiento
- Sistemas de distribución

Con base a la totalidad de los componentes proyectados para el correcto funcionamiento del sistema de acueducto propuesto, a continuación, en la Figura 10-1 se presenta el esquema general del sistema en el cual se evidencia cada una de las estructuras y sus principales características.

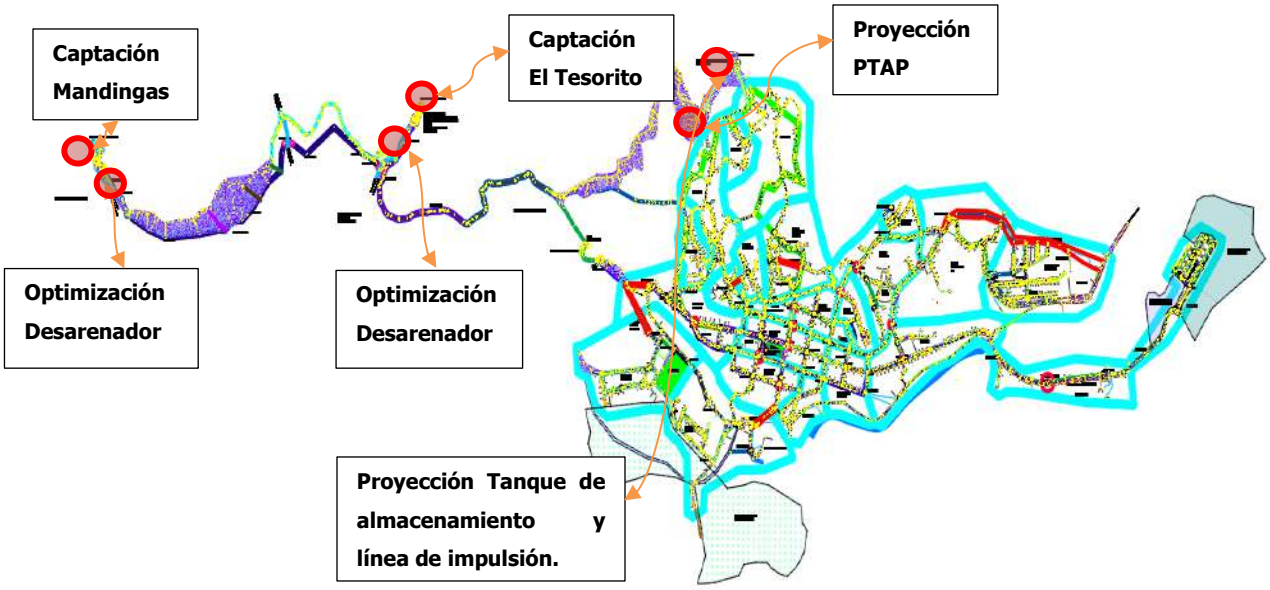


Figura 10-1.Esquema general sistema de acueducto.

Las estructuras existentes del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas tienen una antigüedad aproximada de construcción de la planta de 25 años, Según información suministrada por el fontanero el señor Chucho Palacios.

Con base en lo anterior, se observa cómo es necesario la optimización de algunas estructuras las cuales se presentan a continuación:

10.1. Hidráulico

Para el diseño hidráulico se plantearon las siguientes modificaciones:

- Optimización captación existente de la Quebrada Mandingas y Quebrada El tesorito
- Optimización de la estructura de desarenación
- Optimización de la línea de aducción Tramo No 1 (Captación a Desarenador)
- Optimización de la línea de aducción Tramo No 2 (Desarenador a PTAP)
- Optimización de la planta de tratamiento de agua potable
- Dosificación de químicos.

- Diseño del tanque de almacenamiento.
- Diseño de los lechos de secado.
- Ampliación de la cobertura del servicio y la continuidad en la prestación del servicio durante las 24 horas.

10.1.3. Sistema Quebrada El Mandingas

A continuación, se presenta la descripción del sistema de abastecimiento proveniente de la Quebrada El Mandingas.

10.1.3.1. Captación Mandingas

Las dos captaciones, tanto la localizada sobre la Quebrada Mandinga, como la localizada sobre la quebrada El Tesorito, se clasifican de acuerdo a la descripción que se hace en el RAS 2017, a las del tipo denominado Toma en Dique (también llamadas de tipo Tirolesa o Caucasiana)

Se componen de una presa-vertedero del ancho el total de la quebrada y dispuesta en sentido transversal al de la corriente. La rejilla se localiza sobre la cresta del vertedero, en una sección cuya altura es un poco más baja, permitiéndose de esta forma garantizar una altura de lámina de agua permanente sobre esta. El canal de captación se conecta directamente con una cámara de derivación, la cual permite devolver los excesos captados en los eventos de crecidas a través de un orificio o un vertedero, dispuesto a manera de rebose, que a la vez permite realizar el control sobre el caudal captado. El volumen captado es función del diseño de la rejilla, en la que sirven como parámetros variables la inclinación, la longitud, el ancho, el número y forma de barras y el espesor y la separación de estas.

Generalizando, estas se pueden esquematizar como se muestra en la Figura 5-3.

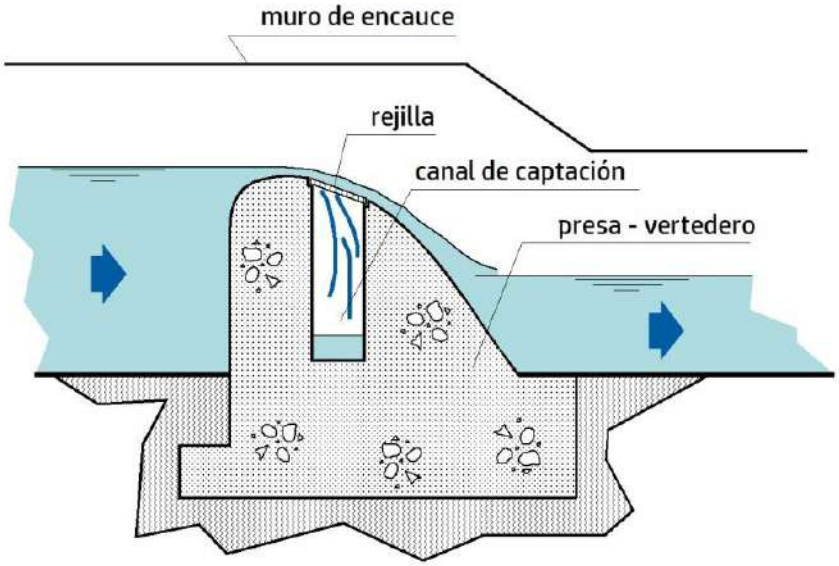


Figura 10-2.Esquema sección transversal bocatoma tipo Tirolesa.

10.1.3.1.1. Estructura de Captación de agua superficial - quebrada Mandinga

Las estructuras de captación comprenden en términos generales, la rejilla de captación, una cámara de derivación, un canal o tubería de aducción, estructura de medición, obras de remoción y obras de protección, cada una de las estructuras debe cumplir con los requerimientos de diseño.

Tabla 10-1. Caudal de excesos

CUMPLE			
CAUDAL MEDIO DEL QUEBRADA MANDINGA (Ver ANEXO N°22- Hidrología)		0.3400	m^3/s
ALTURA DE LA LAMINA DE AGUA A CAUDAL MEDIO EN LA GARGANTA DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION	H	0.2314	m
L	L	1.66	m
Cd		0.30	
CAUDAL CAPTADO		0.2108	m^3/s
CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS		0.1858	m^3/s
CAUDAL DE DISEÑO		25.00	l/s

CAUDAL DE DISEÑO		0.025	m³/s	
COEFICIENTE K	K	0.90		
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL CAPTADO DE LA REJILLA	Vb	0.710	m/s	**NO CUMPLE CAUDAL TOTAL CAPTADO Q.MANDINGA**
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL DISEÑO DE LA REJILLA	Vb	0.08	m/s	**CUMPLE**
Diametro de tuberia de excesos requerida	D (in)	16.33	in	
Velocidad en la tuberia de excesos requerida	Vb	3.79	m/s	
Tuberia de excesos existente	D (in)	6.00	in	
Caudal de transporte	Qt	1.00	m³/s	

Con base en el informe de diagnóstico presentado en el Tomo I de la evaluación de la capacidad hidráulica de la estructura de captación Mandingas para realizar la optimización de la estructura es necesario aumentar el diámetro de la tubería de excesos de 6" a 18" para así evacuar el caudal excedente captado por medio de la rejilla y devolverlo a la fuente de abastecimiento.

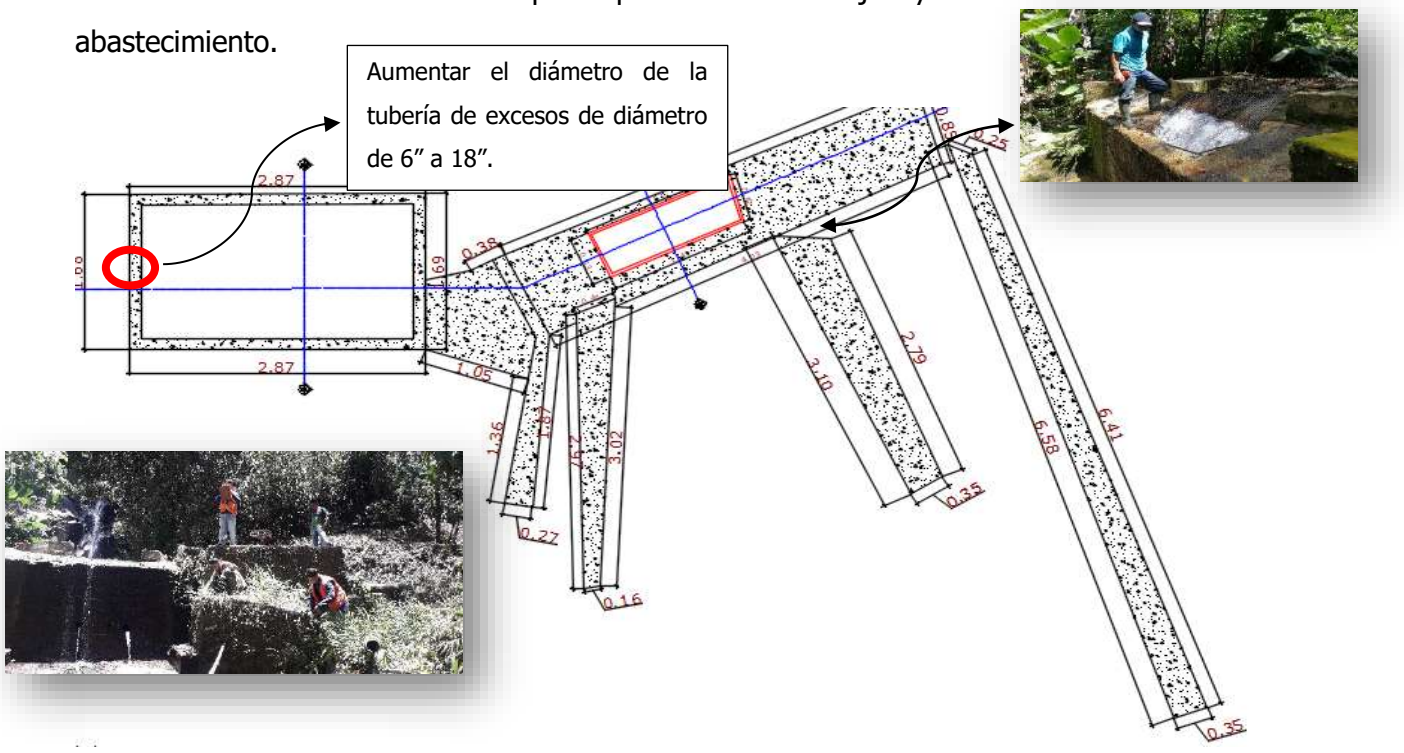


Figura 10-3. Captación Mandingas

10.1.3.2. Aducción Captación Mandingas a desarenador Tramo No 1.

La aducción tramo No 1 Transporta el agua desde la bocatoma localizada sobre la Quebrada Mandingas con una longitud aproximada de 21 m a través de una tubería de diámetro de 8" de material PVC con una relación diámetro-espesor RDE 21 la cual se encuentra al descubierto. Iniciando en la bocatoma con una cota de 1075.37 msnm y finalizando en el desarenador con una elevación de 1074.41 msnm.

Tabla 10-2. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
8	PVC	21

Tubería de aducción Tramo No 1 de diámetro de 8" de longitud de 21

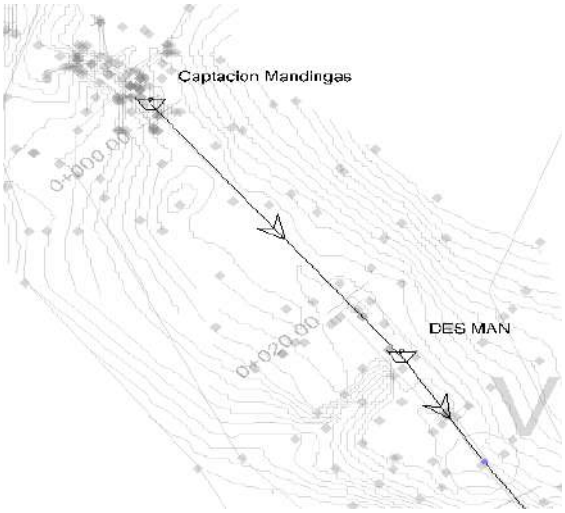


Figura 10-4.Tubería de Aducción PVC 8". Fuente: Topografía.

10.1.3.2.1. Evaluación aducción Mandingas

Los sistemas de aducción deben contar con un cálculo hidráulico, donde:

- Se justifique el trazado y el diámetro utilizados, dada la distancia que hay entre la bocatoma y el desarenador no permite otro trazado, y el diámetro utilizado tiene una capacidad hidráulica innecesaria para el caudal tan pequeño que se va a tratar.
- Presiones y velocidad máxima deben ser las recomendadas por el fabricante.
- La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s de acuerdo con los parámetros establecidos en la Res 0330 de 2017.



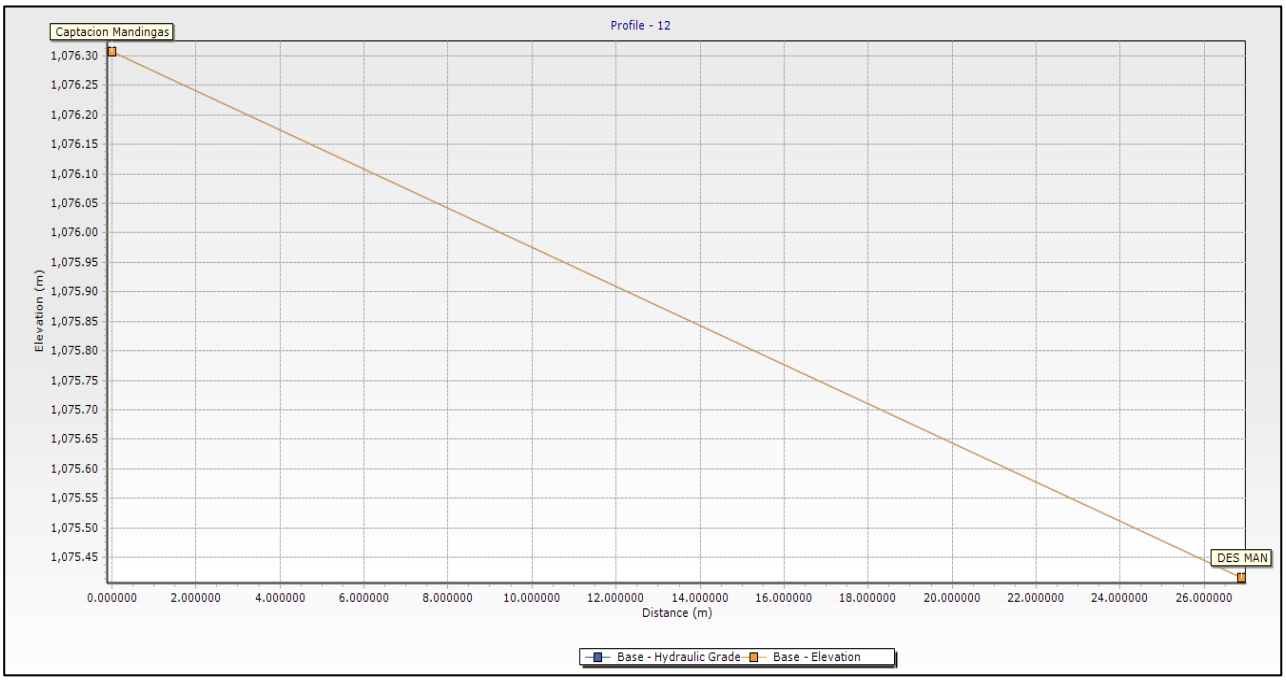


Figura 10-5. Aducción sistema de acueducto Quebrada El Mandingas.

La aducción del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas sobre la Quebrada El Mandingas, la cual tiene una longitud aproximada de 27m, con un diámetro de 6", condición que se modelo con un caudal de 12.5 l/s. y se obtuvieron los

resultados mostrados en la Tabla 10-3, en la cual se puede observar que cumplen las velocidades mínimas establecidas en la Resolución 0330 de 2017

Tabla 10-3. Evaluación aducción Tramo No 1. Fuente: Propia

ID	LONG (m)	N-INIC	N- FIN	D (in)	M	Coef de per (Local)	VEL (m/s)	G. Hid inicio (m)	G. Hid Fin (m)	Q(L/s)	COTA TERRENO	COTA TUBERIA
P-227	26,890842	Captacion Mandingas	DES MAN	6	PVC	0,82	2,46	1076,31	1075,42	44,93	1076,31	1075,71

Con base en los resultados obtenidos en la modelación hidráulica cumplen con las velocidades mínimas establecidas en la Resolución 0330 de 2017. La optimización de la línea de aducción entre la captación El Mandingas al desarenador se optimiza debido al material de la línea de aducción actual de "PVC gris" a PVC en diámetro de 6" RDE 13.5. a continuación, se presenta el resultado de la optimización de la línea de aducción.

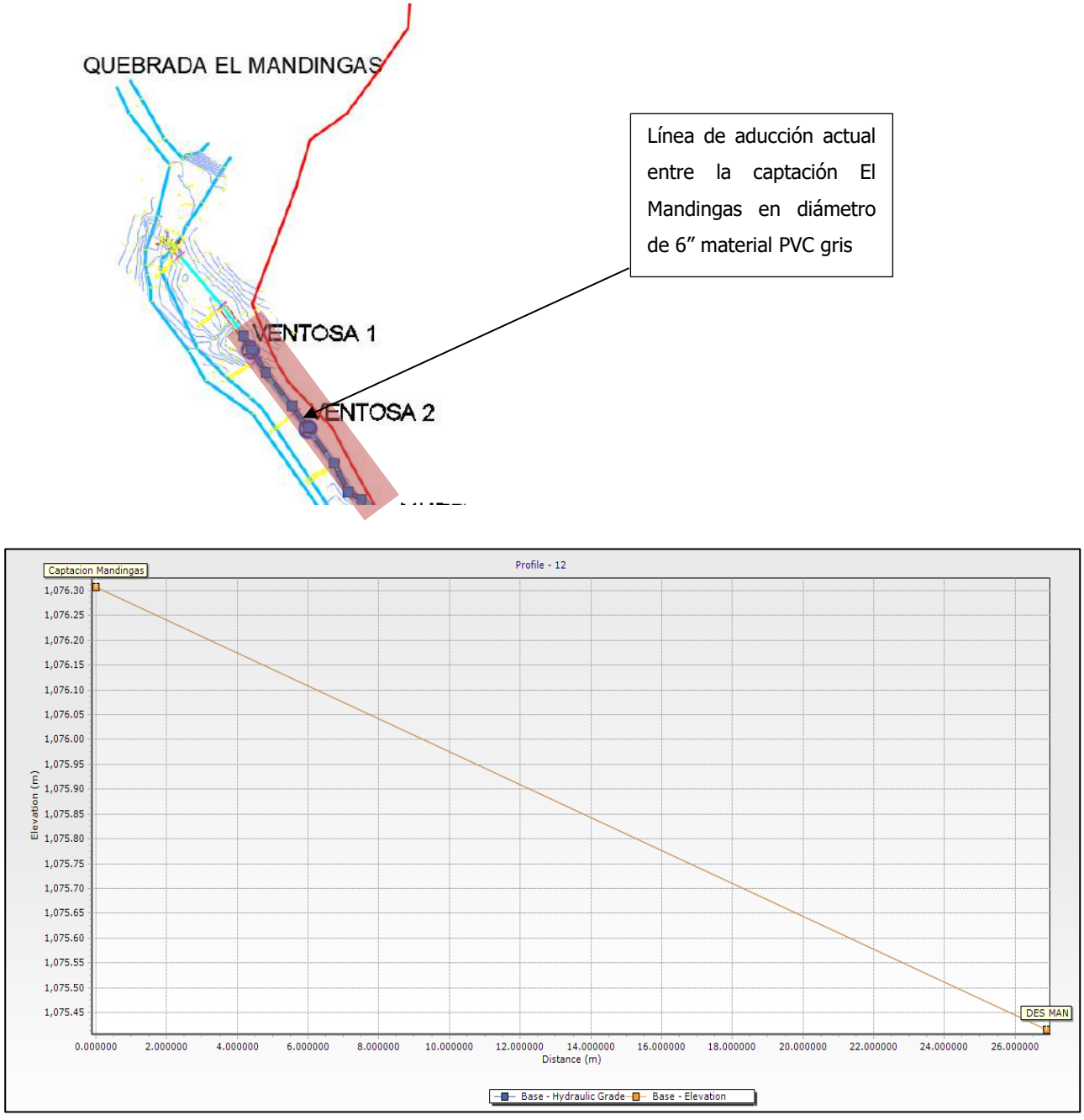


Figura 10-6. Línea de aducción optimizada de la captación proveniente de la Quebrada El Mandingas

10.1.3.3. Desarenador Quebrada Mandingas

Un desarenador es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario. El desarenador debe situarse lo más cerca posible a la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción Tramo No 1. El objetivo del desarenador es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas finas.

Es una estructura de concreto con dimensiones principales de 8,86 m de largo, por 2,03 m de ancho y una altura máxima de 2,18 m, cuenta con una cámara de llegada de 2,03 m de largo, 1.15 m de ancho y una altura de 2,18 m.

En el fondo de la estructura cuenta con una pendiente del 1%, con el fin de evitar la acumulación de arenas. Al costado derecho de la estructura tiene una compuerta, la cual está dispuesta a devolver el caudal de excesos, con una tubería de PVC de 4" descargando al suelo que posteriormente se dirige a la Quebrada Mandinga, abierta únicamente cuando se quieran sacar las arenas del fondo del desarenador.

Se tiene una cámara al final de la estructura de 0.55m de ancho, 1.94 m de largo y 0.76 m de altura con una tubería de 6" al costado para la conducción hasta la PTAP.

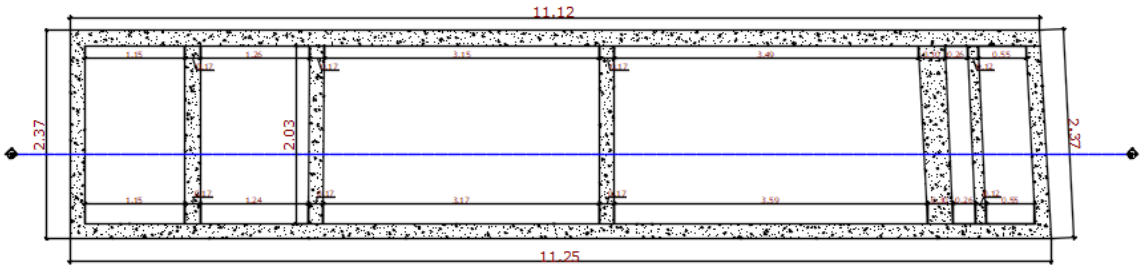




Figura 10-7. Desarenador existente. Fuente: Propia.

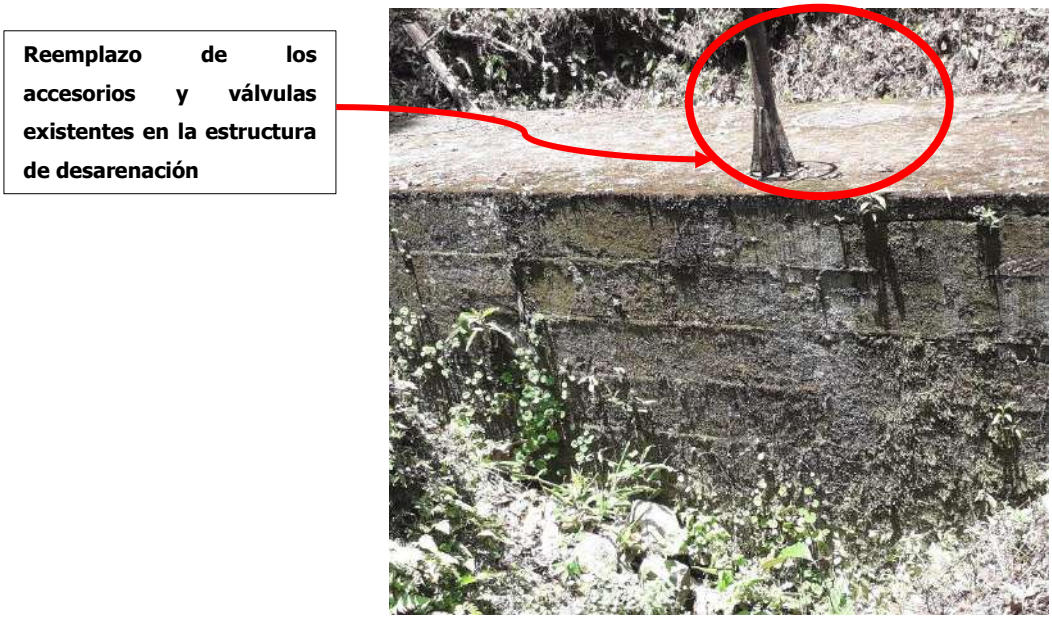


Figura 10-8.Válvula de salida de arenas del desarenador. Fuente: Propia.

La estructura de desarenacion El Mandingas no cuenta con estructura de cerramiento y el estado estructural con base en la inspección visual se encuentra en buen estado, no se contemplo realizar estudios de patología debido a que no se encuentran dentro del alcance de ejecución del proyecto.

Para acceder a la estructura de desarenacion se realiza por medio del camino real.

La estructura de desarenacion se encuentra localizada a 26 m de la captación El Mandingas.

10.1.3.3.1. Datos de entrada

- Caudal de diseño de 12,5 l/s
- Temperatura del agua 20.34ºC
- Diámetro de la partícula 0.1 mm
- Viscosidad cinemática de 0.011 cm^2/s
- Gravedad especifica 2.65

Tabla 10-4. Propiedades del agua[31]

PROPIEDADES FÍSICAS DEL AGUA — Tabla 4

Temperatura	Densidad	Viscosidad	Viscosidad cinemática	Módulo de elasticidad volumétrica	Tensión Superficial	Presión de Vapor
	ρ	μ	ν	K	σ	p_v
°C	kg/m³	N·s/m²·10⁻³	m²/s·10⁻⁶	Pa·10⁷	N/m·10⁻²	Pa
0	999,9	1,792	1,792	**204**	**7,62**	**588**
1	999,9	1,732	1,732			
2	1000,0	1,674	1,674			
3	1000,0	1,619	1,619			
4	1000,0	1,568	1,568			
5	1000,0	1,519	1,519	**206**	**7,54**	**882**
6	1000,0	1,473	1,473			
7	999,9	1,429	1,429			
8	999,9	1,387	1,387			
9	999,8	1,348	1,348			
10	999,7	1,310	1,310	**211**	**7,48**	**1.176**
11	999,6	1,274	1,274			
12	999,5	1,239	1,240			
13	999,4	1,206	1,207			
14	999,3	1,175	1,176			
15	999,1	1,145	1,146	**214**	**7,41**	**1.666**
16	999,0	1,116	1,117			
17	998,8	1,088	1,089			
18	998,6	1,060	1,061			
20	998,2	1,009	1,011	**220**	**7,36**	**2.447**
21	998,0	0,984	0,986			
22	997,8	0,961	0,963			
23	997,6	0,938	0,940			
24	997,5	0,916	0,918			
25	997,1	0,895	0,898	222	7,26	
26	996,8	0,875	0,878			
27	996,5	0,855	0,858			
28	996,3	0,836	0,839			
29	996,0	0,818	0,821			
30	**995,7**	**0,800**	**0,803**	**223**	**7,18**	**4.297**
35	994,1	0,723	0,727	224	7,10	
40	**992,2**	**0,656**	**0,661**	**227**	**7,01**	**7.400**
45	990,2	0,599	0,605	229	6,92	
50	**988,1**	**0,549**	**0,556**	**230**	**6,82**	**12.22**
55	985,7	0,506	0,513	231	6,74	
60	**983,2**	**0,469**	**0,477**	**228**	**6,68**	**19.60**
65	980,6	0,469	0,478	226	6,58	
70	**977,8**	**0,406**	**0,415**	**225**	**6,50**	**30.70**
75	974,9	0,380	0,390	223	6,40	
80	**971,8**	**0,357**	**0,367**	**221**	**6,30**	**46.40**
85	968,6	0,336	0,347	217	6,20	
90	**965,3**	**0,317**	**0,328**	**216**	**6,12**	**68.20**
95	961,9	0,299	0,311	211	6,12	
100	**958,4**	**0,284**	**0,296**	**207**	**5,94**	**97.50**

[31] Fuente: http://www.civil.frba.utn.edu.ar/Materias/hidraulica/archivos/tablas_graficos.pdf

Velocidad de sedimentación (STOKES)

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{p_s - p}{\mu} * d^{`2}$$

$$V_s = \frac{9.81}{20.34} * \frac{2.65 - 1}{0.01011} * 0.01^{`2} = 0.39 \frac{cm}{s}$$

Tabla 10-5. Número de Hazen

Tabla 9.3
Número de Hazen (V_s/V_o)

	Remoción (%)							
Condiciones	87,5	80	75	70	65	60	55	50
n = 1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n = 3	2,75		1,66					0,78
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

Se obtiene para n=1 y remoción del 87.5%

$$\frac{\theta}{t} = 7$$

Teniendo una profundidad útil de sedimentación de H igual 2.18 m el tiempo que tardará la partícula de diámetro igual a 0.1 mm en llegar al fondo será de:

$$t = \frac{H}{V_S} = \frac{2{,}18}{0{,}76} = 277{,}24\ Seg$$

Y el periodo de retención hidráulico será de

$$\theta = 7 * t = 7 * 277{,}24 = 32{,}3\ min$$

El volumen requerido de desarenación será, por consiguiente:

$$V = \theta * Q = 1940{,}68 * 0.0125 = 3.47\ m^3$$

El área superficial requerida del tanque es:

$$A_S = \frac{V}{H}$$

$$A_S = \frac{3.47}{2.18} = 1{,}59\ m^2$$

Área superficial de la estructura de desarenación existente es:

$$As = B * L$$

$$As = 2.03 * 8.24 = 16.73\ m^2$$

Volumen actual de desarenación es:

$$V = As * H = 16.73 * 2.18 = 36.47\ m^3$$

La carga hidráulica superficial para el tanque será de:

$$q = \frac{Q}{As}$$

$$q = \frac{0.0125}{16.73} = 0.00075 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

Caudal de tratamiento de la estructura de desarenación:

$$q_{trat} = \frac{v}{(t)} * 1000$$

$$q_{trat} = \frac{36.47\ m^3}{(20\ min * 60)} * 1000 = 30.39 \frac{l}{s}$$

Cálculo del Número de Reynolds

$$Re = \frac{d * Vo}{\mu}$$

$$Re = \frac{0.0001 * 0.00075}{0.0011} = 0.007$$

Tipo de flujo:

- Laminar <1
- Turbulento 1-1000
- Transición >1000

Teniendo en cuenta el valor del número de Reynolds se encuentra en régimen laminar la velocidad de sedimentación a través de la Ley de Stokes:

La velocidad de sedimentación de la partícula crítica:

$$Vo = q = 0.00075 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

La velocidad horizontal será:

$$Vh = \frac{Q}{W} = \frac{Vo * L}{H} = \frac{0.00075 * 8.24}{2.18} = 0.0028 \frac{m}{s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$v_{h\,max} = 20 * Vh = 0.16 \frac{m}{s}$$

Tabla 10-6. Diagnostico desarenador existente Q. Mandinga

DATOS INICIALES			
CRITERIO	**OBSERVACIONES**	**VALOR**	**UNIDADES**
CAUDAL DE DISEÑO		12,50	L/s
CAUDAL DE DISEÑO		0,0125	m^3/s
TEMPERATURA DEL AGUA		20,34	ºC
EFICIENCIA DEL DESARENADOR	VALOR ASUMIDO	87,50	%
DIAMETRO DE LA PARTICULA A REMOVER		0,01	cm
VISCOSIDAD CINEMATICA		0,01011	cm^2/s

GRAVEDAD ESPECIFICA		2,65	-
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (STOCKES)		0,79	cm/s
RELACIÓN LARGO:ANCHO	L: B	3(L):1(B)	
	DIAGNÓSTICO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA		
GRADO DEL DESARENADOR	Deflectores deficientes o sin ellos	1,00	
· /t		7,00	
PROFUNDIDAD UTIL DEL DESARENADOR		2,18	m
CUMPLE			
TIEMPO DE CAIDA DE LA PARTICULA		277,24	s
PERIODO DE RETENCIÒN HIDRÀULICO ·		32,3	min
CUMPLE			
	DIAGNÓSTICO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA		
VOLUMEN REQUERIDO DESARENACIÓN		3,47	m^3
ÁREA SUPERFICIAL ACTUAL DEL DESARENADOR		1,59	m^2
ANCHO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	B	2,03	m
LARGO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	L	8,24	m
ÁREA SUPERFICIAL DEL DESARENADOR	As	16,73	m^2
VOLÚMEN ACTUAL DEL DESARENACIÓN		36,47	m^3
CAUDAL QUE PUEDE TRATAR	Qtrat	30,39	L/s
CUMPLE			
	DIAGNÓSTICO DE VELOCIDAD HORIZONTAL		
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION CRITICA	v0=q	0,00075	m/s
DIAMETRO DE LA PARTICULA CRITICA	d0	0,10	mm
VELOCIDAD HORIZONTAL	Vh	0,0028	m/s
VELOCIDAD HORIZONTAL MAXIMA	Vh max	0,16	m/s
CUMPLE			

TIPO DE FLUJO		
Reynold	0,007	<1
p	998,6	kg/m3
T	20,34	ºC
Viscocidad cinemática	1,011,E-03	
Diámetro	0,0001	m

TIPO DE FLUJO		
TIPO DE FLUJO	**LAMINAR**	
LAMINAR	<1	
TURBULENTO	1-1000	
TRANSICION	2000-4000	
La sedimentación de arena fina (d<0.01 cm) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno (Re<1.0).		
La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1 000.		
La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.		

La Tabla 10-6 se presenta el diagnóstico del desarenador existente sobre la Quebrada Mandingas presenta los valores de cada concepto a tratar donde la velocidad de sedimentación es de 0.79 cm/s, el periodo de retención hidráulica es de 32.3 minutos y el caudal a tratar es de 12.5 l/s. el desarenador cuenta con la capacidad hidráulica requerida. Para realizar la optimización de la estructura de desarenación la cual no cumple en los siguientes aspectos con base en lo descrito en la normatividad vigente:

- Reemplazo de las válvulas existentes en la estructura
- De acuerdo con los parámetros mínimos descritos en la Resolución 0330 de 2017 en el artículo 55, la cual recomienda que la estructura de desarenación no tendrá placa de cubierta sino cerramiento que evite el ingreso de personas no autorizadas o animales.
- La estructura de desarenación cuenta con una pendiente para el almacenamiento de arenas del 1% la cual no cumple con la pendiente hidráulica establecida en la normatividad vigente superior al 10%.

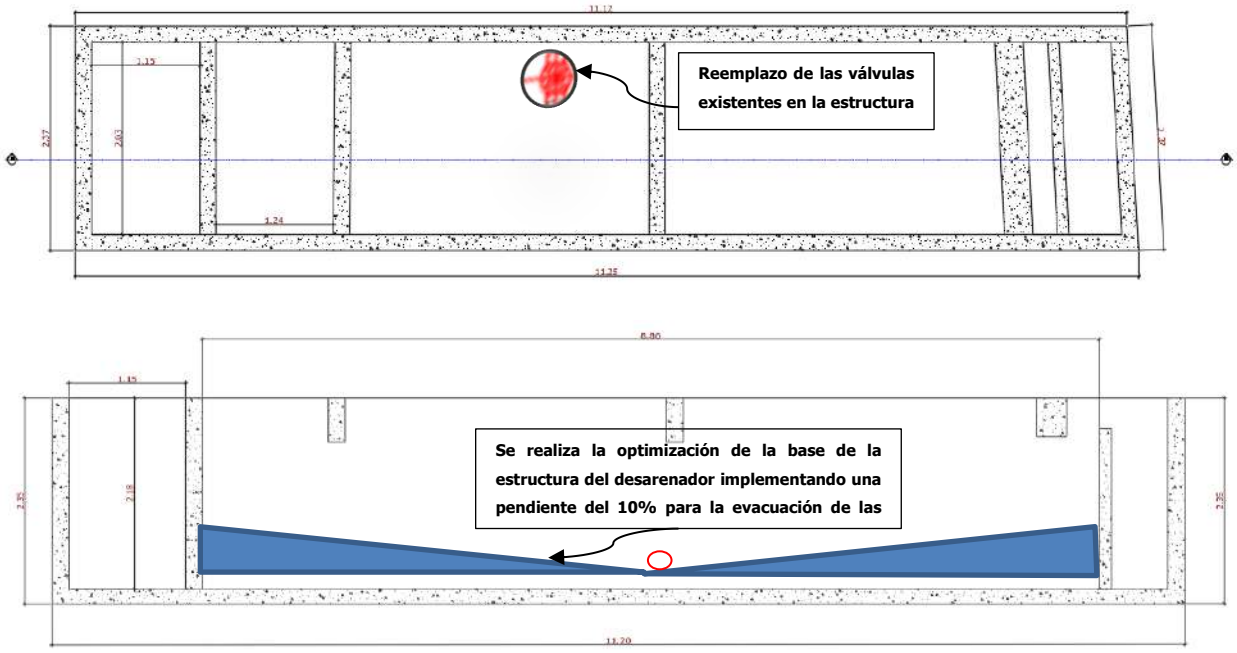


Figura 10-9.Desarenador optimizado. Fuente: Propia.

Se conserva la losa de la cubierta de la estructura existente debido a que se encuentra fija y al removerla podría afectar estructuralmente el desarenador, aunque sin embargo no cumple con las recomendaciones realizadas en la Resolución 0330 de 2017.

10.1.3.4. Sistema de aducción Tramo No 2 Desarenador – PTAP.

El sistema de aducción tramo No 2 corresponde al transporte de agua cruda entre el desarenador hasta la PTAP.

A continuación, en la siguiente Tabla 10-7 se muestra el resumen de las tuberías existentes en la línea de aducción Tramo No 2.

Tabla 10-7. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 2

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
6	PVC	2963

La aducción Tramo No 2 de diámetro de 6" de material PVC con una longitud aproximada de 2963 m cada una, con una variación topográfica de 80.79 m, la tubería que suministrara agua a la PTAP nueva es de diámetro de 6" de longitud de 2963 m.

10.1.3.4.1. Evaluación - sistema de aducción tramo no 2 desarenador convencional Quebrada Mandingas a PTAP.

A continuación, en la siguiente Tabla 10-8 se muestra el resumen de la tubería en la línea de aducción Tramo No 2.

Tabla 10-8. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
6	PVC	2962

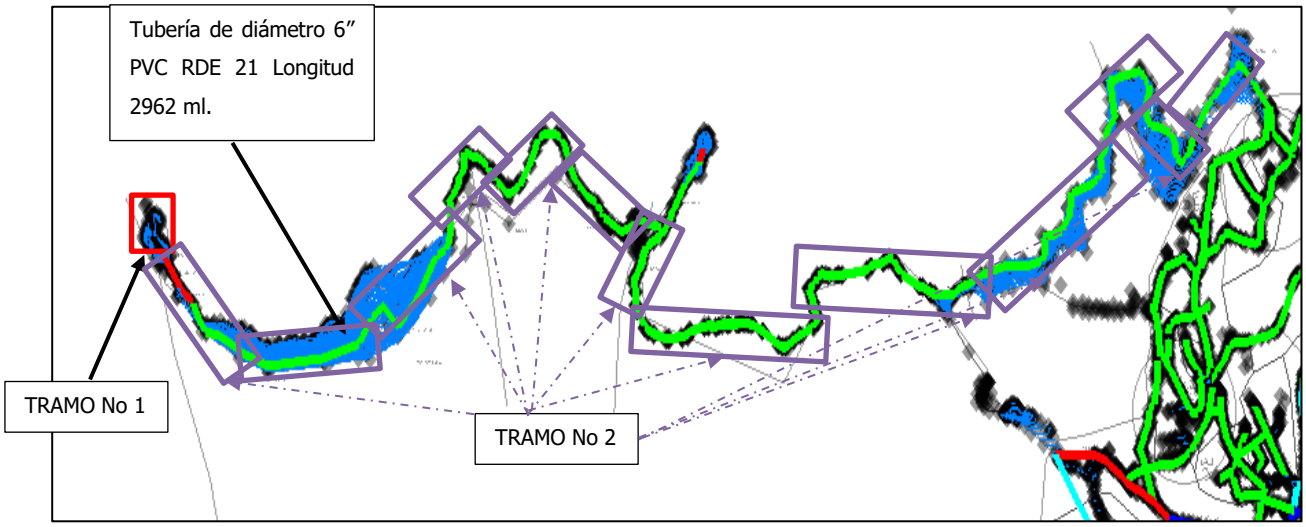


Figura 10-10. Aducción Quebrada Mandingas

A continuación, se presenta la línea de gradiente hidráulica y terreno para la línea de aducción Tramo No 2 de diámetro de 6"

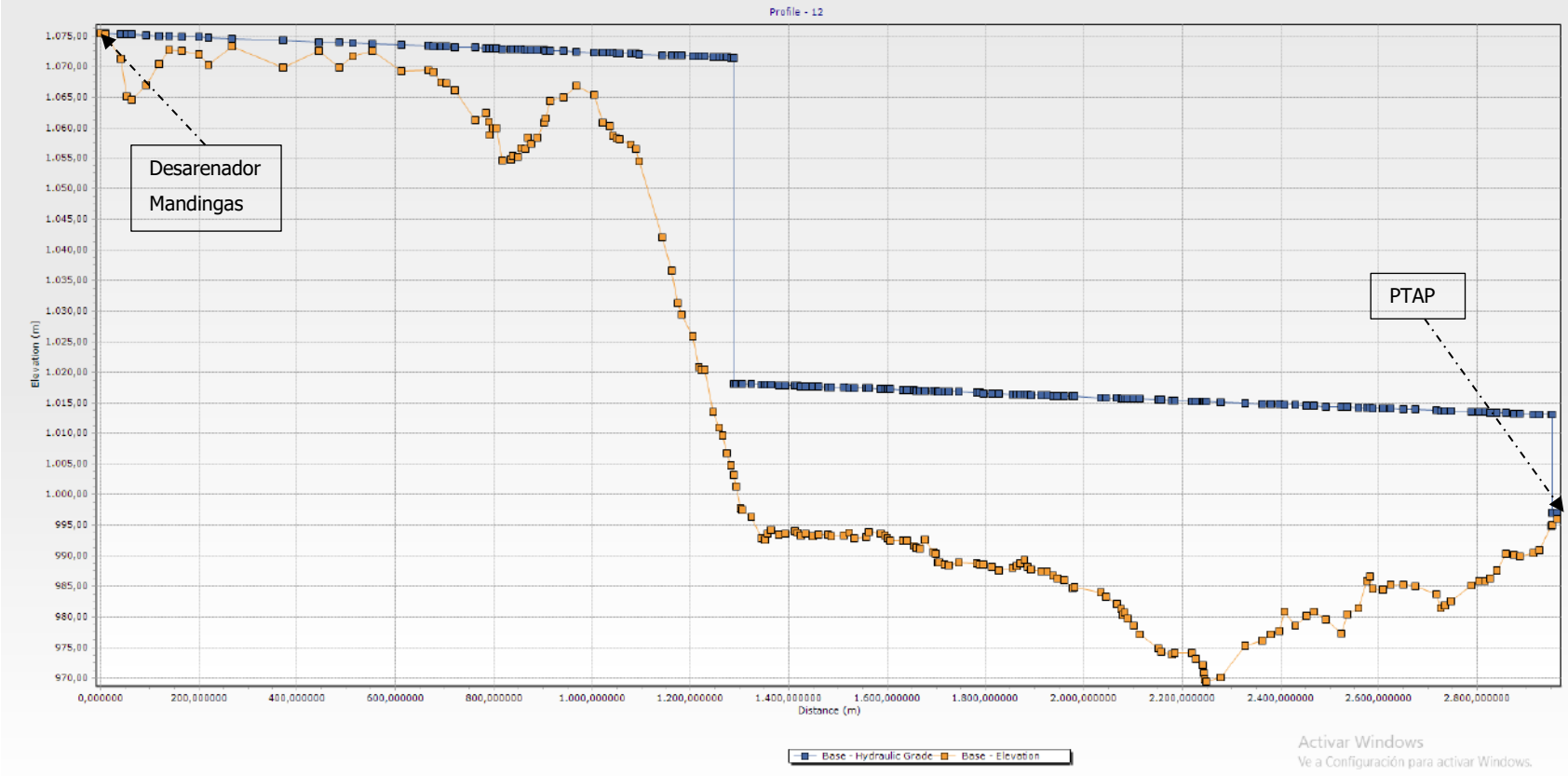


Figura 10-11. Perfil de la línea de aducción desde el desarenador a la PTAP proyectada.

.

Tabla 10-9.Evaluación aducción Tramo No 2 diámetro de 6". Fuente: Propia.

ID	Long (m)	Nodo Inicial	Nodo Fin	D(in)	M	Coef Perd	Q (L/s)	Velocity (m/s)	Hidráulico Grade (Start) (m)	Hidráulico Grade (Stop) (m)	P inicio (mca)	P fin (mca)
P-228	10.36438	DES MAN	J-243	6	PVC	0.093	12.5000148	0.69	1075.42	1075.38	0	2.05
P-229	30.299174	J-243	J-244	6	PVC	0.273	12.5000148	0.69	1075.38	1075.29	2.05	6.04
P-412	10.942313	FCV-5	PTAP NUEVA	6	PVC	0.098	12.5000148	0.69	997.05	997.02	2.07	0.99
P-402	20.506668	J-407	J-408	6	PVC	0.185	12.5000148	0.69	1075.05	1074.98	4.71	5.21
P-414	10.69417	J-419	J-420	6	PVC	0.096	12.5000148	0.69	1073.36	1073.32	5.01	5.19
P-411	39.891425	J-416	J-417	6	PVC	0.359	12.5000148	0.69	1073.83	1073.71	5.17	5.22
P-415	15.748547	J-420	J-421	6	PVC	0.142	12.5000148	0.69	1073.32	1073.27	5.19	5.8
P-403	25.621921	J-408	J-409	6	PVC	0.231	12.5000148	0.69	1074.98	1074.91	5.21	5.37
P-412	59.197379	J-417	J-418	6	PVC	0.533	12.5000148	0.69	1073.71	1073.52	5.22	6.32
P-408	71.632105	J-413	J-414	6	PVC	0.645	12.5000148	0.69	1074.27	1074.04	5.37	5.51
P-404	36.213827	J-409	J-410	6	PVC	0.326	12.5000148	0.69	1074.91	1074.79	5.37	6.84
P-407	104.581842	J-412	J-413	6	PVC	0.941	12.5000148	0.69	1074.59	1074.27	5.38	5.37
P-406	48.174835	J-411	J-412	6	PVC	0.434	12.5000148	0.69	1074.74	1074.59	5.41	5.38
P-409	41.969911	J-414	J-415	6	PVC	0.378	12.5000148	0.69	1074.04	1073.92	5.51	7.09
P-438	35.894326	J-443	J-444	6	PVC	0.323	12.5000148	0.69	1072.43	1072.32	5.58	6.95
P-416	10.321641	J-421	J-422	6	PVC	0.093	12.5000148	0.69	1073.27	1073.24	5.8	5.91
P-417	16.440489	J-422	J-423	6	PVC	0.148	12.5000148	0.69	1073.24	1073.19	5.91	7.14
P-230	13.720832	J-244	J-245	6	PVC	0.123	12.5000148	0.69	1075.29	1075.25	6.04	10.1
P-413	54.339769	J-418	J-419	6	PVC	0.489	12.5000148	0.69	1073.52	1073.36	6.32	5.01
P-405	18.091431	J-410	J-411	6	PVC	0.163	12.5000148	0.69	1074.79	1074.74	6.84	5.41
P-439	18.14226	J-444	J-445	6	PVC	0.163	12.5000148	0.69	1072.32	1072.26	6.95	11.48
P-410	27.535763	J-415	J-416	6	PVC	0.248	12.5000148	0.69	1073.92	1073.83	7.09	5.17
P-418	42.871068	J-423	J-424	6	PVC	0.386	12.5000148	0.69	1073.19	1073.06	7.14	11.77
P-437	24.806137	J-442	J-443	6	PVC	0.223	12.5000148	0.69	1072.5	1072.43	7.56	5.58
P-401	26.285539	J-247	J-407	6	PVC	0.237	12.5000148	0.69	1075.13	1075.05	8.09	4.71
P-436	28.520903	J-441	J-442	6	PVC	0.257	12.5000148	0.69	1072.59	1072.5	8.19	7.56
P-231	9.329322	J-245	J-246	6	PVC	0.084	12.5000148	0.69	1075.25	1075.22	10.1	10.64
P-420	3.782328	J-425	J-426	6	PVC	0.034	12.5000148	0.69	1072.99	1072.98	10.56	11.96
P-232	29.002592	J-246	J-247	6	PVC	0.261	12.5000148	0.69	1075.22	1075.13	10.64	8.09
P-435	7.812714	J-440	J-441	6	PVC	0.07	12.5000148	0.69	1072.62	1072.59	11.09	8.19
P-440	13.238539	J-445	J-446	6	PVC	0.119	12.5000148	0.69	1072.26	1072.22	11.48	11.99
P-419	22.452258	J-424	J-425	6	PVC	0.202	12.5000148	0.69	1073.06	1072.99	11.77	10.56
P-434	3.860843	J-439	J-440	6	PVC	0.035	12.5000148	0.69	1072.63	1072.62	11.83	11.09
P-421	2.19266	J-426	J-427	6	PVC	0.02	12.5000148	0.69	1072.98	1072.97	11.96	14.17
P-441	8.062978	J-446	J-447	6	PVC	0.073	12.5000148	0.69	1072.22	1072.19	11.99	13.51
P-423	7.16569	J-428	J-429	6	PVC	0.064	12.5000148	0.69	1072.95	1072.93	13	13.03
P-424	11.402773	J-429	J-430	6	PVC	0.103	12.5000148	0.69	1072.93	1072.89	13.03	18.16
P-442	6.822987	J-447	J-448	6	PVC	0.061	12.5000148	0.69	1072.19	1072.17	13.51	13.86
P-443	5.57012	J-448	J-449	6	PVC	0.05	12.5000148	0.69	1072.17	1072.16	13.86	13.99
P-444	22.44642	J-449	J-450	6	PVC	0.202	12.5000148	0.69	1072.16	1072.09	13.99	14.78
P-422	7.190674	J-427	J-428	6	PVC	0.065	12.5000148	0.69	1072.97	1072.95	14.17	13
P-433	13.936316	J-438	J-439	6	PVC	0.125	12.5000148	0.69	1072.67	1072.63	14.23	11.83
P-431	6.887384	J-436	J-437	6	PVC	0.062	12.5000148	0.69	1072.73	1072.71	14.35	15.26
P-445	11.662946	J-450	J-451	6	PVC	0.105	12.5000148	0.69	1072.09	1072.05	14.78	15.49
P-414	5.877654	PRV-2	J-466	6	PVC	0.053	12.5000148	0.69	1018.16	1018.14	15.01	16.72
P-432	11.766577	J-437	J-438	6	PVC	0.106	12.5000148	0.69	1072.71	1072.67	15.26	14.23
P-446	7.242765	J-451	J-452	6	PVC	0.065	12.5000148	0.69	1072.05	1072.03	15.49	17.43
P-429	8.539922	J-434	J-435	6	PVC	0.077	12.5000148	0.69	1072.77	1072.75	16.05	16.24
P-430	5.725834	J-435	J-436	6	PVC	0.052	12.5000148	0.69	1072.75	1072.73	16.24	14.35
P-461	8.236189	J-466	J-467	6	PVC	0.074	12.5000148	0.69	1018.14	1018.11	16.72	20.35
P-427	8.72095	J-432	J-433	6	PVC	0.078	12.5000148	0.69	1072.82	1072.8	17.4	17.56
P-447	45.085182	J-452	J-453	6	PVC	0.406	12.5000148	0.69	1072.03	1071.89	17.43	29.81
P-428	7.851904	J-433	J-434	6	PVC	0.071	12.5000148	0.69	1072.8	1072.77	17.56	16.05
P-426	3.939545	J-431	J-432	6	PVC	0.035	12.5000148	0.69	1072.84	1072.82	17.96	17.4
P-411	1.330113	J-284	FCV-5	6	PVC	0.012	12.5000148	0.69	1013.02	1013.02	18.14	18
P-425	18.203938	J-430	J-431	6	PVC	0.164	12.5000148	0.69	1072.89	1072.84	18.16	17.96
P-462	2.814739	J-467	J-468	6	PVC	0.025	12.5000148	0.69	1018.11	1018.11	20.35	20.57
P-463	18.884447	J-468	J-469	6	PVC	0.17	12.5000148	0.69	1018.11	1018.05	20.57	21.69
P-464	20.510031	J-469	J-470	6	PVC	0.185	12.5000148	0.69	1018.05	1017.98	21.69	25.1
P-404	23.785732	J-283	J-284	6	PVC	0.214	12.5000148	0.69	1013.1	1013.02	22.19	18.14
P-403	12.39507	J-282	J-283	6	PVC	0.112	12.5000148	0.69	1013.13	1013.1	22.71	22.19
P-400	17.052847	J-279	J-280	6	PVC	0.153	12.5000148	0.69	1013.31	1013.25	22.99	23
P-401	11.970636	J-280	J-281	6	PVC	0.108	12.5000148	0.69	1013.25	1013.22	23	23.25
P-402	26.929214	J-281	J-282	6	PVC	0.242	12.5000148	0.69	1013.22	1013.13	23.25	22.71
P-483	24.027372	J-488	J-489	6	PVC	0.216	12.5000148	0.69	1017.31	1017.24	23.38	23.62

ID	Long (m)	Nodo Inicial	Nodo Fin	D(in)	M	Coef Perd	Q (L/s)	Velocity (m/s)	Hidráulico Grade (Start) (m)	Hidráulico Grade (Stop) (m)	P inicio (mca)	P fin (mca)
P-480	10.796939	J-485	J-486	6	PVC	0.097	12.5000148	0.69	1017.43	1017.4	23.62	24.48
P-484	9.817732	J-489	J-490	6	PVC	0.088	12.5000148	0.69	1017.24	1017.21	23.62	23.79
P-471	6.547827	J-476	J-477	6	PVC	0.059	12.5000148	0.69	1017.78	1017.76	23.75	23.94
P-468	14.574616	J-473	J-474	6	PVC	0.131	12.5000148	0.69	1017.92	1017.88	23.75	24.37
P-485	4.808652	J-490	J-491	6	PVC	0.043	12.5000148	0.69	1017.21	1017.19	23.79	24.28
P-472	7.133158	J-477	J-478	6	PVC	0.064	12.5000148	0.69	1017.76	1017.73	23.94	24.45
P-477	8.200455	J-482	J-483	6	PVC	0.074	12.5000148	0.69	1017.57	1017.54	24	24.39
P-474	12.769806	J-479	J-480	6	PVC	0.115	12.5000148	0.69	1017.7	1017.66	24.06	24.44
P-479	9.462089	J-484	J-485	6	PVC	0.085	12.5000148	0.69	1017.46	1017.43	24.11	23.62
P-476	18.140701	J-481	J-482	6	PVC	0.163	12.5000148	0.69	1017.62	1017.57	24.14	24
P-482	4.869278	J-487	J-488	6	PVC	0.044	12.5000148	0.69	1017.33	1017.31	24.22	23.38
P-470	18.286084	J-475	J-476	6	PVC	0.165	12.5000148	0.69	1017.83	1017.78	24.24	23.75
P-467	6.4119	J-472	J-473	6	PVC	0.058	12.5000148	0.69	1017.94	1017.92	24.26	23.75
P-486	4.914344	J-491	J-492	6	PVC	0.044	12.5000148	0.69	1017.19	1017.18	24.28	24.63
P-493	16.609933	J-498	J-499	6	PVC	0.149	12.5000148	0.69	1016.95	1016.9	24.3	26.23
P-469	14.511994	J-474	J-475	6	PVC	0.131	12.5000148	0.69	1017.88	1017.83	24.37	24.24
P-478	25.506253	J-483	J-484	6	PVC	0.23	12.5000148	0.69	1017.54	1017.46	24.39	24.11
P-475	12.834327	J-480	J-481	6	PVC	0.116	12.5000148	0.69	1017.66	1017.62	24.44	24.14
P-473	10.147462	J-478	J-479	6	PVC	0.091	12.5000148	0.69	1017.73	1017.7	24.45	24.06
P-481	24.360644	J-486	J-487	6	PVC	0.219	12.5000148	0.69	1017.4	1017.33	24.48	24.22
P-487	26.072998	J-492	J-493	6	PVC	0.235	12.5000148	0.69	1017.18	1017.1	24.63	24.64
P-489	14.181459	J-494	J-495	6	PVC	0.128	12.5000148	0.69	1017.07	1017.03	24.64	25.32
P-488	8.23254	J-493	J-494	6	PVC	0.074	12.5000148	0.69	1017.1	1017.07	24.64	24.64
P-465	7.358506	J-470	J-471	6	PVC	0.066	12.5000148	0.69	1017.98	1017.96	25.1	25.38
P-490	5.151299	J-495	J-496	6	PVC	0.046	12.5000148	0.69	1017.03	1017.01	25.32	25.73
P-466	6.104247	J-471	J-472	6	PVC	0.055	12.5000148	0.69	1017.96	1017.94	25.38	24.26
P-491	6.33776	J-496	J-497	6	PVC	0.057	12.5000148	0.69	1017.01	1016.99	25.73	25.76
P-492	11.566329	J-497	J-498	6	PVC	0.104	12.5000148	0.69	1016.99	1016.95	25.76	24.3
P-399	17.765098	J-278	J-279	6	PVC	0.16	12.5000148	0.69	1013.36	1013.31	25.8	22.99
P-494	5.000715	J-499	J-500	6	PVC	0.045	12.5000148	0.69	1016.9	1016.89	26.23	26.58
P-495	4.29266	J-500	J-501	6	PVC	0.039	12.5000148	0.69	1016.89	1016.87	26.58	27.93
P-509	7.100718	J-514	J-515	6	PVC	0.064	12.5000148	0.69	1016.33	1016.31	27.01	28.06
P-398	14.499117	J-277	J-278	6	PVC	0.13	12.5000148	0.69	1013.41	1013.36	27.09	25.8
P-397	10.053206	J-276	J-277	6	PVC	0.09	12.5000148	0.69	1013.44	1013.41	27.47	27.09
P-396	11.764632	J-275	J-276	6	PVC	0.106	12.5000148	0.69	1013.47	1013.44	27.51	27.47
P-385	6.107746	J-264	J-265	6	PVC	0.055	12.5000148	0.69	1014.16	1014.14	27.55	29.53
P-508	8.940336	J-513	J-514	6	PVC	0.08	12.5000148	0.69	1016.36	1016.33	27.64	27.01
P-501	8.294781	J-506	J-507	6	PVC	0.075	12.5000148	0.69	1016.63	1016.61	27.85	28.02
P-500	35.438015	J-505	J-506	6	PVC	0.319	12.5000148	0.69	1016.74	1016.63	27.88	27.85
P-503	16.786281	J-508	J-509	6	PVC	0.151	12.5000148	0.69	1016.59	1016.54	27.9	28.36
P-497	10.415537	J-502	J-503	6	PVC	0.094	12.5000148	0.69	1016.87	1016.83	27.91	28.23
P-496	2.89093	J-501	J-502	6	PVC	0.026	12.5000148	0.69	1016.87	1016.87	27.93	27.91
P-502	6.295715	J-507	J-508	6	PVC	0.057	12.5000148	0.69	1016.61	1016.59	28.02	27.9
P-510	6.019623	J-515	J-516	6	PVC	0.054	12.5000148	0.69	1016.31	1016.29	28.06	28.54
P-507	6.466446	J-512	J-513	6	PVC	0.058	12.5000148	0.69	1016.38	1016.36	28.06	27.64
P-498	9.069211	J-503	J-504	6	PVC	0.082	12.5000148	0.69	1016.83	1016.81	28.23	28.28
P-499	20.430201	J-504	J-505	6	PVC	0.184	12.5000148	0.69	1016.81	1016.74	28.28	27.88
P-506	9.357108	J-511	J-512	6	PVC	0.084	12.5000148	0.69	1016.41	1016.38	28.28	28.06
P-395	15.659456	J-274	J-275	6	PVC	0.141	12.5000148	0.69	1013.52	1013.47	28.3	27.51
P-384	6.562894	J-263	J-264	6	PVC	0.059	12.5000148	0.69	1014.18	1014.16	28.34	27.55
P-504	14.468164	J-509	J-510	6	PVC	0.13	12.5000148	0.69	1016.54	1016.49	28.36	28.88
P-511	20.268547	J-516	J-517	6	PVC	0.182	12.5000148	0.69	1016.29	1016.23	28.54	28.69
P-389	23.760275	J-268	J-269	6	PVC	0.214	12.5000148	0.69	1013.95	1013.88	28.58	28.82
P-388	25.195205	J-267	J-268	6	PVC	0.227	12.5000148	0.69	1014.03	1013.95	28.66	28.58
P-512	12.912227	J-517	J-518	6	PVC	0.116	12.5000148	0.69	1016.23	1016.19	28.69	28.71
P-513	12.439031	J-518	J-519	6	PVC	0.112	12.5000148	0.69	1016.19	1016.15	28.71	29.45
P-390	44.176617	J-269	J-270	6	PVC	0.398	12.5000148	0.69	1013.88	1013.74	28.82	29.99
P-505	27.400842	J-510	J-511	6	PVC	0.247	12.5000148	0.69	1016.49	1016.41	28.88	28.28
P-514	8.956133	J-519	J-520	6	PVC	0.081	12.5000148	0.69	1016.15	1016.12	29.45	29.79
P-386	20.004274	J-265	J-266	6	PVC	0.18	12.5000148	0.69	1014.14	1014.08	29.53	29.62
P-387	16.390476	J-266	J-267	6	PVC	0.148	12.5000148	0.69	1014.08	1014.03	29.62	28.66
P-515	13.061599	J-520	J-521	6	PVC	0.118	12.5000148	0.69	1016.12	1016.08	29.79	30.01
P-448	19.085911	J-453	J-454	6	PVC	0.172	12.5000148	0.69	1071.89	1071.83	29.81	35.23
P-391	8.749669	J-270	J-271	6	PVC	0.079	12.5000148	0.69	1013.74	1013.71	29.99	32.25
P-516	16.730011	J-521	J-522	6	PVC	0.151	12.5000148	0.69	1016.08	1016.03	30.01	31.23
P-394	42.621673	J-273	J-274	6	PVC	0.384	12.5000148	0.69	1013.65	1013.52	31.05	28.3
P-518	52.84715	J-523	J-524	6	PVC	0.476	12.5000148	0.69	1016.02	1015.85	31.06	31.77
P-517	3.854166	J-522	J-523	6	PVC	0.035	12.5000148	0.69	1016.03	1016.02	31.23	31.06

ID	Long (m)	Nodo Inicial	Nodo Fin	D(in)	M	Coef Perd	Q (L/s)	Velocity (m/s)	Hidráulico Grade (Start) (m)	Hidráulico Grade (Stop) (m)	P inicio (mca)	P fin (mca)
P-519	10.496501	J-524	J-525	6	PVC	0.094	12.5000148	0.69	1015.85	1015.82	31.77	32.53
P-393	11.829571	J-272	J-273	6	PVC	0.106	12.5000148	0.69	1013.69	1013.65	31.78	31.05
P-392	7.471348	J-271	J-272	6	PVC	0.067	12.5000148	0.69	1013.71	1013.69	32.25	31.78
P-520	23.140096	J-525	J-526	6	PVC	0.208	12.5000148	0.69	1015.82	1015.75	32.53	33.49
P-383	16.718717	J-262	J-263	6	PVC	0.15	12.5000148	0.69	1014.23	1014.18	32.72	28.34
P-521	8.258755	J-526	J-527	6	PVC	0.074	12.5000148	0.69	1015.75	1015.72	33.49	34.38
P-379	25.553117	J-258	J-259	6	PVC	0.23	12.5000148	0.69	1014.51	1014.43	33.61	34.87
P-382	22.953874	J-261	J-262	6	PVC	0.207	12.5000148	0.69	1014.3	1014.23	33.77	32.72
P-376	22.297071	J-255	J-256	6	PVC	0.201	12.5000148	0.69	1014.7	1014.63	33.82	36.08
P-522	4.034548	J-527	J-528	6	PVC	0.036	12.5000148	0.69	1015.72	1015.71	34.38	35.31
P-378	14.889063	J-257	J-258	6	PVC	0.134	12.5000148	0.69	1014.56	1014.51	34.39	33.61
P-380	29.813041	J-259	J-260	6	PVC	0.268	12.5000148	0.69	1014.43	1014.34	34.87	36.95
P-524	7.378977	J-529	J-530	6	PVC	0.066	12.5000148	0.69	1015.7	1015.68	34.97	35.91
P-449	12.441591	J-454	J-455	6	PVC	0.112	12.5000148	0.69	1071.83	1071.79	35.23	40.41
P-523	2.72522	J-528	J-529	6	PVC	0.025	12.5000148	0.69	1015.71	1015.7	35.31	34.97
P-525	12.871845	J-530	J-531	6	PVC	0.116	12.5000148	0.69	1015.68	1015.64	35.91	37
P-377	21.786194	J-256	J-257	6	PVC	0.196	12.5000148	0.69	1014.63	1014.56	36.08	34.39
P-381	13.117719	J-260	J-261	6	PVC	0.118	12.5000148	0.69	1014.34	1014.3	36.95	33.77
P-375	10.828947	J-254	J-255	6	PVC	0.097	12.5000148	0.69	1014.73	1014.7	36.97	33.82
P-526	11.17657	J-531	J-532	6	PVC	0.101	12.5000148	0.69	1015.64	1015.61	37	38.37
P-374	18.072474	J-253	J-254	6	PVC	0.163	12.5000148	0.69	1014.79	1014.73	37.62	36.97
P-527	38.654523	J-532	J-533	6	PVC	0.348	12.5000148	0.69	1015.61	1015.49	38.37	40.55
P-373	16.331142	J-252	J-253	6	PVC	0.147	12.5000148	0.69	1014.84	1014.79	38.62	37.62
P-372	34.857337	J-251	J-252	6	PVC	0.314	12.5000148	0.69	1014.94	1014.84	39.61	38.62
P-450	8.339272	J-455	J-456	6	PVC	0.075	12.5000148	0.69	1071.79	1071.77	40.41	42.25
P-528	5.095054	J-533	J-534	6	PVC	0.046	12.5000148	0.69	1015.49	1015.47	40.55	41.09
P-365	8.951811	J-244	J-245	6	PVC	0.081	12.5000148	0.69	1015.28	1015.25	41.09	42.09
P-529	22.633222	J-534	J-535	6	PVC	0.204	12.5000148	0.69	1015.47	1015.4	41.09	41.49
P-408	35.234839	J-286	J-244	6	PVC	0.317	12.5000148	0.69	1015.39	1015.28	41.13	41.09
P-407	4.54141	J-535	J-286	6	PVC	0.041	12.5000148	0.69	1015.4	1015.39	41.49	41.13
P-366	12.525229	J-245	J-246	6	PVC	0.113	12.5000148	0.69	1015.25	1015.21	42.09	43.08
P-451	23.281493	J-456	J-457	6	PVC	0.21	12.5000148	0.69	1071.77	1071.69	42.25	45.74
P-367	1.884783	J-246	J-247	6	PVC	0.017	12.5000148	0.69	1015.21	1015.21	43.08	44.31
P-368	2.605947	J-247	J-248	6	PVC	0.023	12.5000148	0.69	1015.21	1015.2	44.31	45.36
P-371	50.473931	J-250	J-251	6	PVC	0.454	12.5000148	0.69	1015.1	1014.94	44.91	39.61
P-369	3.195903	J-248	J-249	6	PVC	0.029	12.5000148	0.69	1015.2	1015.19	45.36	45.73
P-370	28.926917	J-249	J-250	6	PVC	0.26	12.5000148	0.69	1015.19	1015.1	45.73	44.91
P-452	11.294279	J-457	J-458	6	PVC	0.102	12.5000148	0.69	1071.69	1071.66	45.74	50.7
P-453	6.162727	J-458	J-459	6	PVC	0.055	12.5000148	0.69	1071.66	1071.64	50.7	51.15
P-455	16.554425	J-460	J-461	6	PVC	0.149	12.5000148	0.69	1071.62	1071.57	51.09	57.91
P-454	6.848718	J-459	J-460	6	PVC	0.062	12.5000148	0.69	1071.64	1071.62	51.15	51.09
P-456	12.919199	J-461	J-462	6	PVC	0.116	12.5000148	0.69	1071.57	1071.53	57.91	60.5
P-457	6.242794	J-462	J-463	6	PVC	0.056	12.5000148	0.69	1071.53	1071.51	60.5	61.67
P-458	9.790736	J-463	J-464	6	PVC	0.088	12.5000148	0.69	1071.51	1071.48	61.67	64.55
P-459	7.430798	J-464	J-465	6	PVC	0.067	12.5000148	0.69	1071.48	1071.45	64.55	66.55
P-413	5.581774	J-465	PRV-2	6	PVC	0.05	12.5000148	0.69	1071.45	1071.44	66.55	68.18

10.1.4. Sistema Quebrada El Tesorito

A continuación, se presenta la descripción del sistema de abastecimiento proveniente de la Quebrada El Tesorito.

10.1.4.1. Captación El Tesorito

Las dos captaciones, tanto la localizada sobre la Quebrada Mandinga, como la localizada sobre la quebrada El Tesorito, se clasifican de acuerdo a la descripción que se hace en el

RAS 2017, a las del tipo denominado Toma en Dique (también llamadas de tipo Tirolesa o Caucasiana)

Se componen de una presa-vertedero del ancho el total de la quebrada y dispuesta en sentido transversal al de la corriente. La rejilla se localiza sobre la cresta del vertedero, en una sección cuya altura es un poco más baja, permitiéndose de esta forma garantizar una altura de lámina de agua permanente sobre esta. El canal de captación se conecta directamente con una cámara de derivación, la cual permite devolver los excesos captados en los eventos de crecidas a través de un orificio o un vertedero, dispuesto a manera de rebose, que a la vez permite realizar el control sobre el caudal captado. El volumen captado es función del diseño de la rejilla, en la que sirven como parámetros variables la inclinación, la longitud, el ancho, el número y forma de barras y el espesor y la separación de estas.

Generalizando, estas se pueden esquematizar como se muestra en la Figura 5-3.

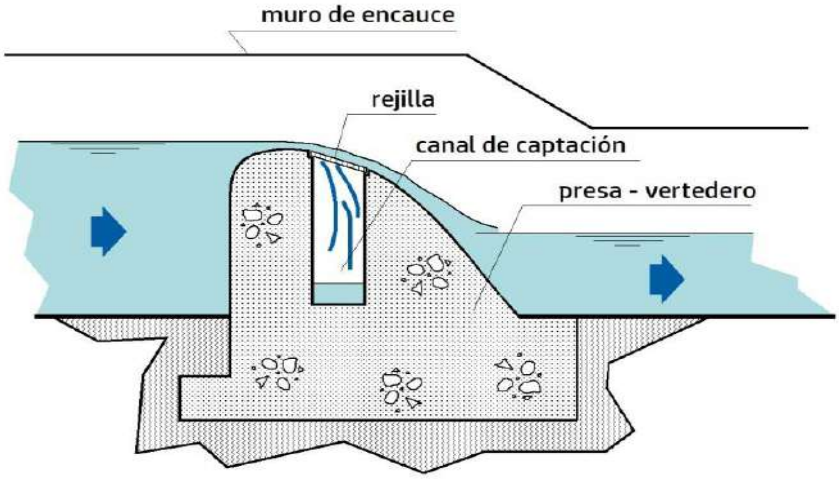


Figura 10-12.Esquema sección transversal bocatoma tipo Tirolesa.

10.1.4.1.1. Estructura de Captación de agua superficial – Quebrada El Tesorito

Las estructuras de captación comprenden en términos generales, la rejilla de captación, una cámara de derivación, un canal o tubería de aducción, estructura de medición, obras de remoción y obras de protección, cada una de las estructuras debe cumplir con los requerimientos de diseño.

Tabla 10-10. Caudal de excesos

CUMPLE				
CAUDAL MEDIO DEL QUEBRADA EL TESORITO (Ver ANEXO N°22- Hidrologia)		0,0600	m³/s	
ALTURA DE LA LAMINA DE AGUA EN LA GARGANTA DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION	H	0,0743	m	
L	L	1,61	m	
Cd		0,30		
CAUDAL CAPTADO		0,1238	m³/s	
CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS		0,0988	m³/s	
CAUDAL DE DISEÑO		25,00	l/s	
CAUDAL DE DISEÑO		0,025	m³/s	
COEFICIENTE K	K	0,90		
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL CAPTADO DE LA REJILLA	Vb	0,402	m/s	**NO CUMPLE CAUDAL TOTAL CAPTADO Q. MANDINGA**
VELOCIDAD ENTRE BARROTES CON EL CAUDAL DISEÑO DE LA REJILLA	Vb	0,08	m/s	**CUMPLE**
Diámetro de tubería de excesos requerida	D (in)	11,90	in	
Velocidad en la tubería de excesos requerida	Vb	2,01	m/s	
Tubería de excesos existente	D (in)	6,00	in	
Caudal de transporte	Qt	1,00	m³/s	

Con base en el informe de diagnóstico presentado en el Tomo I de la evaluación de la capacidad hidráulica de la estructura de captación Mandingas para realizar la optimización

de la estructura es necesario aumentar el diámetro de la tubería de excesos de 6" a 12" para así evacuar el caudal excedente captado por medio de la rejilla y devolverlo a la fuente de abastecimiento.

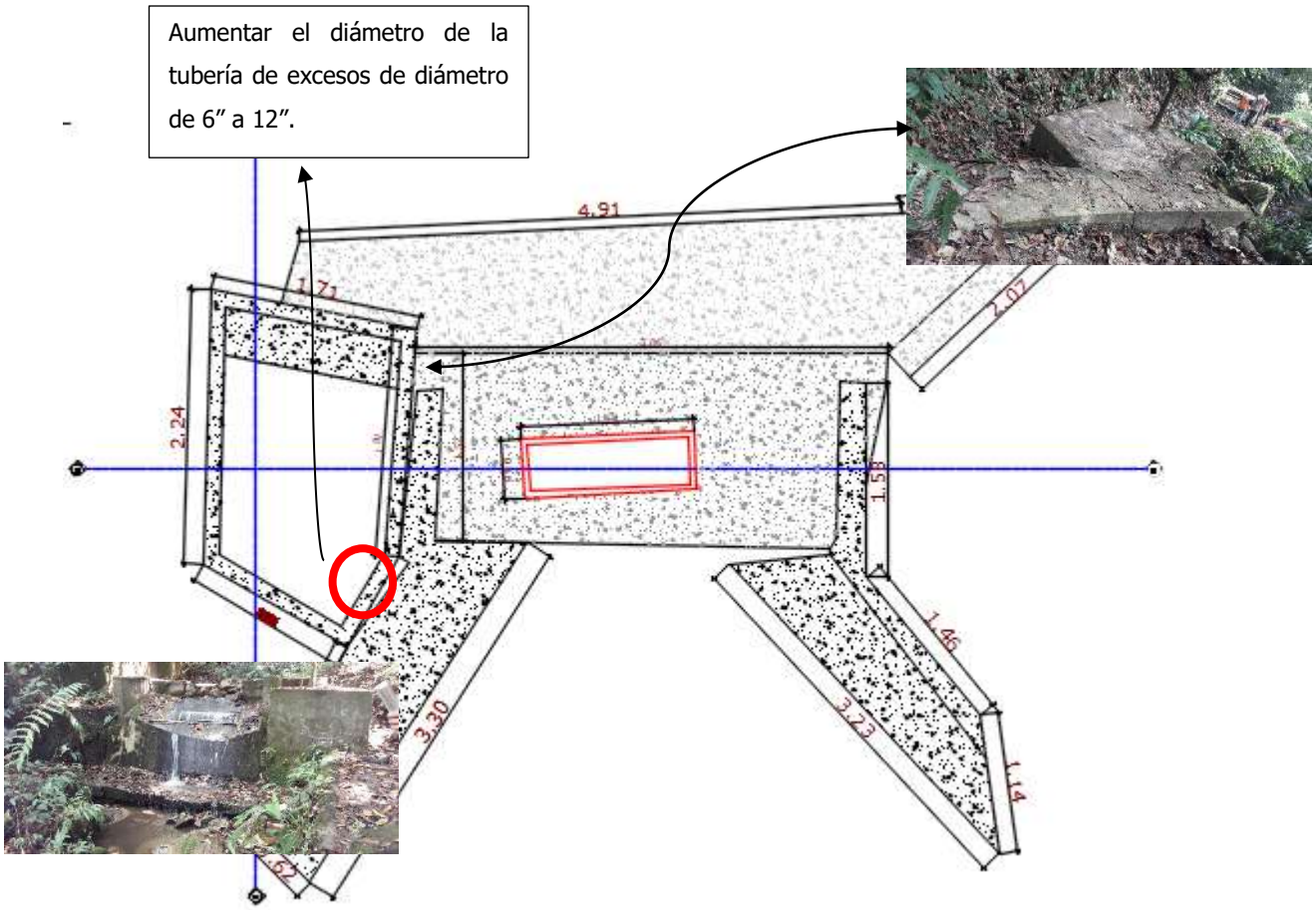


Figura 10-13. Captación Mandingas

10.1.4.2. Aducción Captación El Tesorito a desarenador Tramo No 1

La aducción tramo No 1 Transporta el agua desde la bocatoma localizada sobre la Quebrada El Tesorito con una longitud aproximada de 18 m a través de una tubería de diámetro de 6"

de material PVC con una relación diámetro-espesor RDE 21 la cual se encuentra al descubierto. Iniciando en la bocatoma con una cota de 1009.68 msnm y finalizando en el desarenador con una elevación de 1009.02 msnm.

Tabla 10-11. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
6	PVC	18



Figura 10-14.Tubería de Aducción. Fuente: Topografía.

10.1.4.2.1. Evaluación aducción El Tesorito

Los sistemas de aducción deben contar con un cálculo hidráulico, donde:

- Se justifique el trazado y el diámetro utilizados, dada la distancia que hay entre la bocatoma y el desarenador no permite otro trazado, y el diámetro utilizado tiene una capacidad hidráulica innecesaria para el caudal tan pequeño que se va a tratar.

- Presiones y velocidad máxima deben ser las recomendadas por el fabricante.
- La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s de acuerdo a los parámetros establecidos en la Res 0330 de 2017.

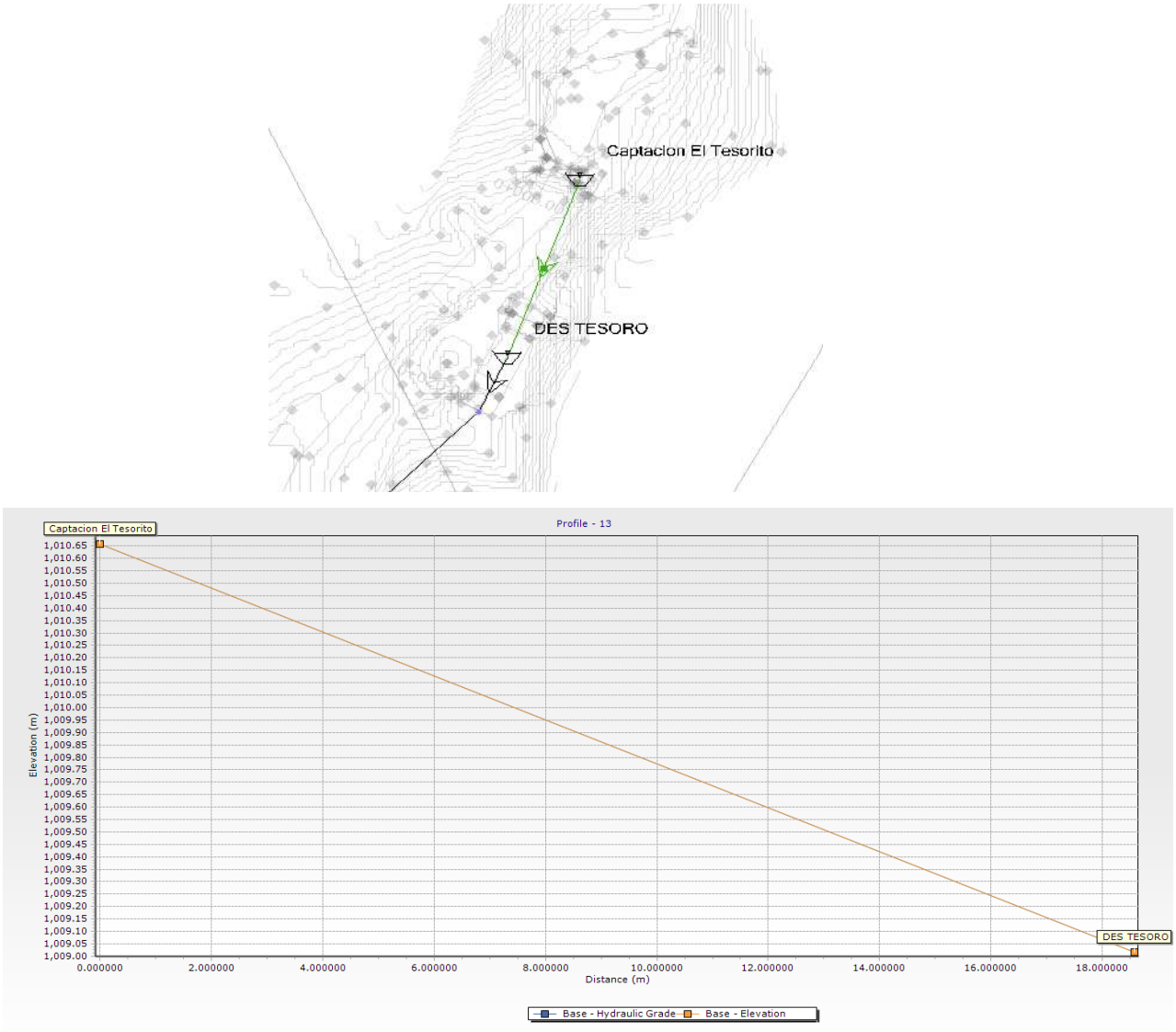


Figura 10-15. Aducción sistema de acueducto Quebrada El Tesorito.

La aducción del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas sobre la Quebrada El Tesorito, la cual tiene una longitud aproximada de 18,57 m, con un diámetro de 6", condición que se modelo con un caudal de 12.5 l/s. y se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla, donde se observa que la velocidad cumple con los parámetros establecidos en la normatividad vigente.

Tabla 10-12. Evaluación aducción Tramo No 1. Fuente: Propia

ID	LONG (m)	N-INIC	N- FIN	D (in)	M	Coef de per (Local)	VEL (m/s)	G. Hid inicio (m)	G. Hid Fin (m)	Q(L/s)	COTA TERRENO	COTA TUBERIA
P-320	18,57	Captacion El Tesorito	DES TESORO	6	PVC	1,5	4,14	1010,66	1009,02	75,44	1010,66	1010,06

De acuerdo con los resultados obtenidos en el modelo de simulación

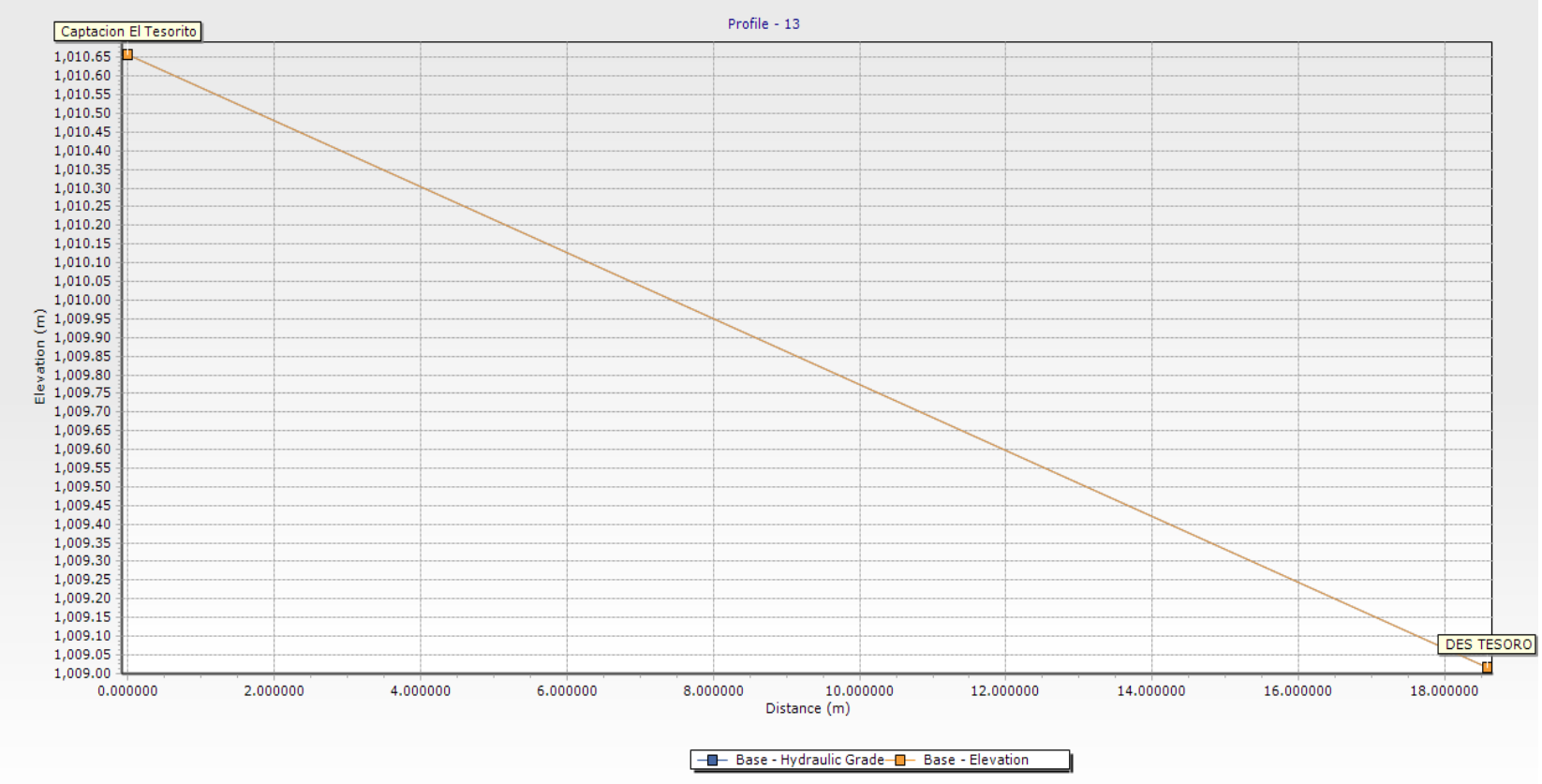


Figura 10-16. Perfil línea de aducción El Tesorito a desarenador

10.1.4.3. Desarenador El Tesorito

Un desarenador es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario. El desarenador debe situarse lo más cerca posible a la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción Tramo No 1. El objetivo del desarenador es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas finas.

Es una estructura de concreto con dimensiones principales de 8,60 m de largo, por 2,39 m de ancho y una altura máxima de 1,54 m, cuenta con una cámara de llegada de 0,54 m de largo, 2,55 m de ancho y una altura de 1,70 m.

En el fondo de la estructura cuenta con una pendiente del 1%, con el fin de evitar la acumulación de arenas. Al costado derecho de la estructura tiene una compuerta, la cual está dispuesta a devolver el caudal de excesos, con una tubería de PVC de 6" descargando al suelo que posteriormente se dirige a la Quebrada El Tesorito, abierta únicamente cuando se quieran sacar las arenas del fondo del desarenador.

Se tiene una cámara al final de la estructura de 0.89 m de ancho, 2.62 m de largo y 1.70 m de altura con una tubería de 6" al costado para la conducción hasta la PTAP.

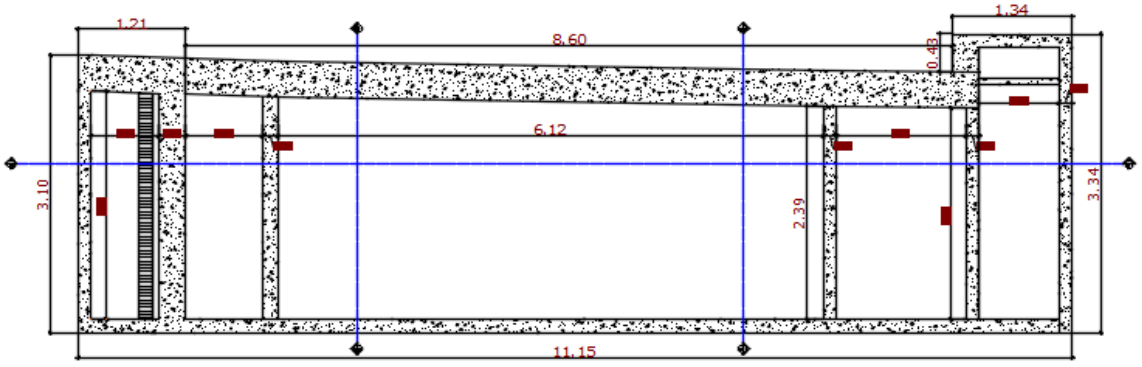




Figura 10-17. Desarenador existente. Fuente: Propia.



Figura 10-18.Válvula de salida de arenas del desarenador. Fuente: Propia.

10.1.4.3.1. Datos de entrada

- Caudal de diseño de 12,5 l/s
- Temperatura del agua 20.34ºC
- Diámetro de la partícula 0.1 mm
- Viscosidad cinemática de 0.011 cm^2/s
- Gravedad especifica 2.65

Tabla 10-13. Propiedades del agua[32]

PROPIEDADES FÍSICAS DEL AGUA — Tabla 4

Temperatura	Densidad	Viscosidad	Viscosidad cinemática	Módulo de elasticidad volumétrica	Tensión Superficial	Presión de Vapor
	ρ	μ	ν	K	σ	p_v
°C	kg/m³	N·s/m²·10⁻³	m²/s·10⁻⁶	Pa·10⁷	N/m·10⁻²	Pa
0	999,9	1,792	1,792	**204**	**7,62**	**588**
1	999,9	1,732	1,732			
2	1000,0	1,674	1,674			
3	1000,0	1,619	1,619			
4	1000,0	1,568	1,568			
5	1000,0	1,519	1,519	**206**	**7,54**	**882**
6	1000,0	1,473	1,473			
7	999,9	1,429	1,429			
8	999,9	1,387	1,387			
9	999,8	1,348	1,348			
10	999,7	1,310	1,310	**211**	**7,48**	**1.176**
11	999,6	1,274	1,274			
12	999,5	1,239	1,240			
13	999,4	1,206	1,207			
14	999,3	1,175	1,176			
15	999,1	1,145	1,146	**214**	**7,41**	**1.666**
16	999,0	1,116	1,117			
17	998,8	1,088	1,089			
18	998,6	1,060	1,061			
19	998,4	1,034	1,036			
20	998,2	1,009	1,011	**220**	**7,36**	**2.447**
21	998,0	0,984	0,986			
22	997,8	0,961	0,963			
23	997,6	0,938	0,940			
24	997,5	0,916	0,918			
25	997,1	0,895	0,898	222	7,26	
26	996,8	0,875	0,878			
27	996,5	0,855	0,858			
28	996,3	0,836	0,839			
29	996,0	0,818	0,821			
30	**995,7**	**0,800**	**0,803**	**223**	**7,18**	**4.297**
35	994,1	0,723	0,727	224	7,10	
40	**992,2**	**0,656**	**0,661**	**227**	**7,01**	**7.400**
45	990,2	0,599	0,605	229	6,92	
50	**988,1**	**0,549**	**0,556**	**230**	**6,82**	**12.22**
55	985,7	0,506	0,513	231	6,74	
60	**983,2**	**0,469**	**0,477**	**228**	**6,68**	**19.60**
65	980,6	0,469	0,478	226	6,58	
70	**977,8**	**0,406**	**0,415**	**225**	**6,50**	**30.70**
75	974,9	0,380	0,390	223	6,40	
80	**971,8**	**0,357**	**0,367**	**221**	**6,30**	**46.40**
85	968,6	0,336	0,347	217	6,20	
90	**965,3**	**0,317**	**0,328**	**216**	**6,12**	**68.20**
95	961,9	0,299	0,311	211	6,12	
100	**958,4**	**0,284**	**0,296**	**207**	**5,94**	**97.50**

[32] Fuente: http://www.civil.frba.utn.edu.ar/Materias/hidraulica/archivos/tablas_graficos.pdf

Velocidad de sedimentación (STOKES)

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{p_s - p}{\mu} * d^{`2}$$

$$V_s = \frac{9.81}{20.34} * \frac{2.65 - 1}{0.01011} * 0.01^{`2} = 0.89 \frac{cm}{s}$$

Tabla 10-14. Número de Hazen

Tabla 9.3
Número de Hazen (V_s/V_o)

Condiciones	Remoción (%)							
	87,5	80	75	70	65	60	55	50
n = 1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n = 3	2,75		1,66					0,78
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

Se obtiene para n=1 y remoción del 87.5%

$$\frac{\theta}{t} = 7$$

Teniendo una profundidad útil de sedimentación de H igual 1.54 m el tiempo que tardará la partícula de diámetro igual a 0.1 mm en llegar al fondo será de:

$$t = \frac{H}{V_S} = \frac{1{,}54}{0{,}89} = 173.31\ Seg$$

Y el periodo de retención hidráulico será de

$$\theta = 7 * t = 7 * 173.31 = 20.2\ min$$

El volumen requerido de desarenación será, por consiguiente:

$$V = \theta * Q = 1213.17 * 0.0125 = 15.16\, m^3$$

El área superficial requerida del tanque es:

$$A_S = \frac{V}{H}$$

$$A_S = \frac{15.16}{1.54} = 2{,}17\, m^2$$

Área superficial de la estructura de desarenación existente es:

$$As = B * L$$

$$As = 2.36 * 8.60 = 20{,}30\, m^2$$

Volumen actual de desarenación es:

$$V = As * H = 20{,}30 * 1{,}54 = 31{,}26\, m^3$$

La carga hidráulica superficial para el tanque será de:

$$q = \frac{Q}{As}$$

$$q = \frac{0.0125}{20{,}30} = 0.00062 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

Caudal de tratamiento de la estructura de desarenación:

$$q_{trat} = \frac{v}{(t)} * 1000$$

$$q_{trat} = \frac{31.26\, m^3}{(20\, min * 60)} * 1000 = 26.05 \frac{l}{s}$$

Cálculo del Número de Reynolds

$$Re = \frac{d * Vo}{\mu}$$

$$Re = \frac{0.0001 * 0.00062}{0.0011} = 0.006$$

Tipo de flujo:

- Laminar <1
- Turbulento 1-1000
- Transición >1000

Teniendo en cuenta el valor del número de Reynolds se encuentra en régimen laminar la velocidad de sedimentación a través de la Ley de Stokes:

La velocidad de sedimentación de la partícula crítica:

$$Vo = q = 0.00062\ \frac{m^3}{m^2 * s}$$

La velocidad horizontal será:

$$Vh = \frac{Q}{W} = \frac{Vo * L}{H} = \frac{0.00062 * 8.60}{1.54} = 0.0034 \frac{m}{s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$v_{h\,max} = 20 * Vh = 0.18 \frac{m}{s}$$

Tabla 10-15. Diagnostico desarenador existente Q. El Tesorito

DATOS INICIALES			
CRITERIO	**OBSERVACIONES**	**VALOR**	**UNIDADES**

CAUDAL DE DISEÑO		12,50	L/s
CAUDAL DE DISEÑO		0,0125	m^3/s
TEMPERATURA DEL AGUA		20.34	ºC
EFICIENCIA DEL DESARENADOR	VALOR ASUMIDO	75,00	%
DIAMETRO DE LA PARTICULA A REMOVER		0,01	cm
VISCOSIDAD CINEMATICA		0,01011	cm^2/s
GRAVEDAD ESPECIFICA		2,65	-
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (STOKES)		0,89	cm/s
RELACIÓN LARGO: ANCHO	L: B	3(L):1(B)	
	DIAGNÓSTICO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA		
GRADO DEL DESARENADOR	Deflectores deficientes o sin ellos	1,00	
· /t		7,00	
PROFUNDIDAD UTIL DEL DESARENADOR		1,54	m
CUMPLE			
TIEMPO DE CAIDA DE LA PARTICULA		173,31	s
PERIODO DE RETENCIÒN HIDRÀULICO ·		20,2	min
CUMPLE			
	DIAGNÓSTICO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA		
VOLUMEN REQUERIDO DESARENACIÓN		2,17	m^3
ÁREA SUPERFICIAL ACTUAL DEL DESARENADOR		1,41	m^2
ANCHO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	B	2,36	m
LARGO ACTUAL DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	L	8,60	m
ÁREA SUPERFICIAL DEL DESARENADOR	As	20,30	m^2
VOLÚMEN ACTUAL DEL DESARENACIÓN		31,26	m^3
CAUDAL QUE PUEDE TRATAR	Qtrat	26,05	L/s
CUMPLE			
	DIAGNÓSTICO DE VELOCIDAD HORIZONTAL		
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION CRITICA	v0=q	0,00062	m/s
DIAMETRO DE LA PARTICULA CRITICA	d0	0,10	mm
VELOCIDAD HORIZONTAL	Vh	0,0034	m/s
VELOCIDAD HORIZONTAL MAXIMA	Vh max	0,18	m/s
CUMPLE			

TIPO DE FLUJO		
Reynold	0,006	>1
p	998,6	kg/m3
T	20,34	ºC
Viscocidad cinemática	1,011,E-03	
Diámetro	0,0001	m
TIPO DE FLUJO	**LAMINAR**	
LAMINAR	<1	
TURBULENTO	1-1000	
TRANSICION	2000-4000	

La sedimentación de arena fina (d<0.01 cm) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno (Re<1.0).

TIPO DE FLUJO
La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1 000.
La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.

La Tabla 10-6 se presenta el diagnóstico del desarenador existente sobre la Quebrada El Tesorito presenta los valores de cada concepto a tratar donde la velocidad de sedimentación es de 0.89 cm/s, el periodo de retención hidráulica es de 20.2 minutos y el caudal a tratar es de 12.5 l/s. el desarenador cuenta con la capacidad hidráulica requerida. Para realizar la optimización de la estructura de desarenación la cual no cumple en los siguientes aspectos con base en lo descrito en la normatividad vigente:

- Reemplazo de las válvulas existentes en la estructura
- Limpieza del tanque desarenador donde se aplicará el Mortero.
- Impermeabilización del tanque desarenador
- De acuerdo con los parámetros mínimos descritos en la Resolución 0330 de 2017 en el artículo 55, la cual recomienda que la estructura de desarenación no tendrá placa de cubierta sino cerramiento que evite el ingreso de personas no autorizadas o animales.
- La estructura de desarenación cuenta con una pendiente para el almacenamiento de arenas del 1% la cual no cumple con la pendiente hidráulica establecida en la normatividad vigente superior al 10%.
- Construcción de cerramiento para protección de la estructura de desarenación.

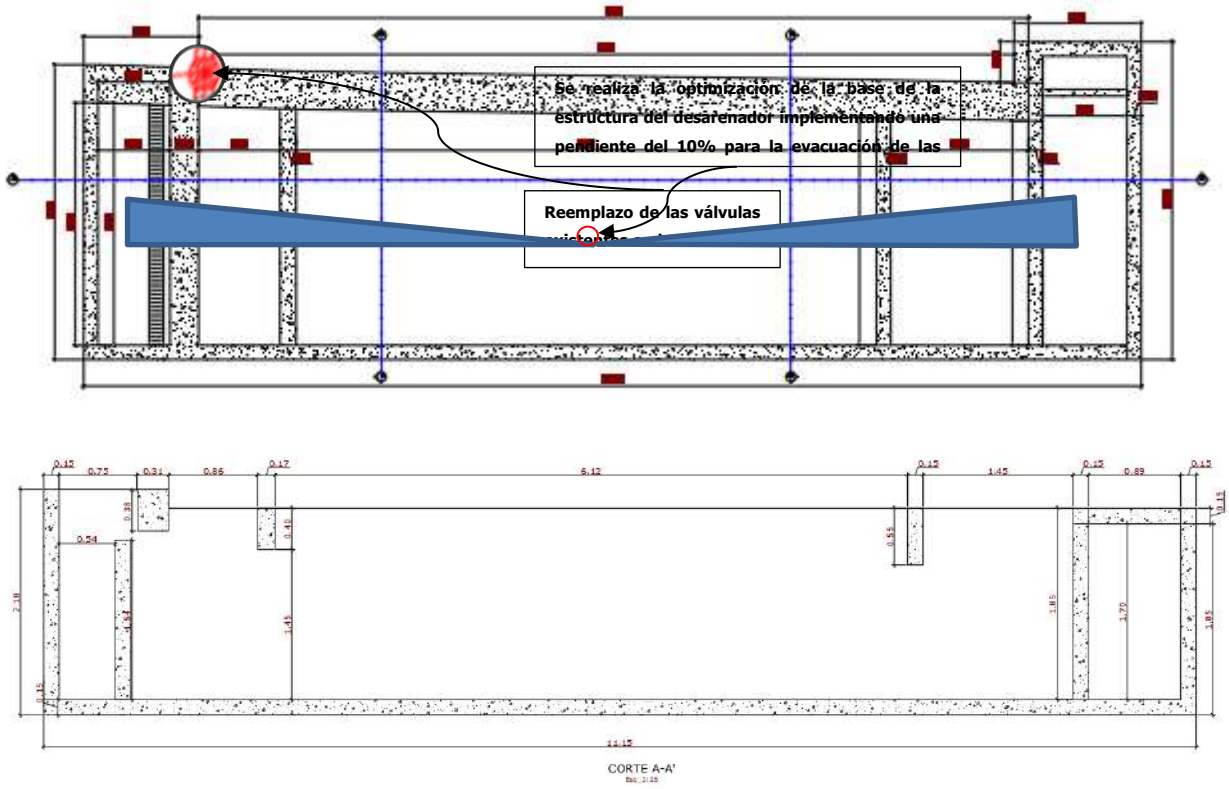


Figura 10-19.Desarenador optimizado. Fuente: Propia.

10.1.4.4. Sistema de aducción Tramo No 2 Desarenador El Tesorito-PTAP nueva

El sistema de aducción tramo No 2 corresponde al transporte de agua cruda entre el desarenador hasta la PTAP.

A continuación, en la siguiente Tabla 10-16 se muestra el resumen de las tuberías existentes en la línea de aducción Tramo No 2.

Tabla 10-16. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 2

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
6	PVC	1728

La aducción Tramo No 2de diámetro de 6" de material PVC con una longitud aproximada de 1728 ml cada una, con una variación topográfica de 11.99 m, la tubería que suministrara agua a la PTAP nueva es de diámetro de 6" de longitud de 1728 m.

10.1.4.4.1. Evaluación - sistema de aducción tramo no 2 desarenador convencional Quebrada El Tesorito a PTAP

A continuación, en la siguiente Tabla 10-8 se muestra el resumen de la tubería en la línea de aducción Tramo No 2.

Tabla 10-17. Diámetro de la Tubería de aducción Tramo No 1

DIAMETRO NOMINAL (")	MATERIAL	LONGITUD (m)
6	PVC	1728



Figura 10-20. Aducción Quebrada El Tesorito

A continuación, se presenta la línea de gradiente hidráulica y terreno para la línea de aducción Tramo No 2 de diámetro de 6”



Figura 10-21.Línea de gradiente hidráulica para la línea de Aducción Tramo No 2 de diámetro de 6”.

Tabla 10-18. Línea de aducción Desarenador El Tesorito a PTAP

ID	Long (m)	Nodo Inicial	Nodo Fin	D(in)	M	Coef Perd	Q (L/s)	Velocity (m/s)	Hidráulico Grade (Start) (m)	Hidráulico Grade (Stop) (m)	P inicio (mca)	P fin (mca)
P-843	22,2	J-835	J-836	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1006,16	1006,09	31,85	33,62
P-842	5,5	J-834	J-835	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1006,18	1006,16	31,39	31,85
P-841	38,7	J-833	J-834	6	PVC	0,11	12,5	0,69	1006,3	1006,18	29,57	31,39
P-840	11,7	J-832	J-833	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1006,34	1006,3	28,13	29,57
P-839	12,2	J-831	J-832	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1006,37	1006,34	27,21	28,13
P-837	8,2	J-830	J-831	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1006,4	1006,37	26,23	27,21
P-836	14,8	J-829	J-830	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1006,44	1006,4	24,27	26,23
P-835	21,9	J-828	J-829	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1006,51	1006,44	23,68	24,27
P-834	10,4	J-827	J-828	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1006,54	1006,51	22,72	23,68
P-833	53,4	J-826	J-827	6	PVC	0,15	12,5	0,69	1006,71	1006,54	22,35	22,72
P-832	3,9	J-825	J-826	6	PVC	0,01	12,5	0,69	1006,72	1006,71	22,28	22,35
P-831	16,9	J-824	J-825	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1006,77	1006,72	21,31	22,28
P-830	12,9	J-823	J-824	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1006,81	1006,77	20,69	21,31
P-829	8,5	J-822	J-823	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1006,84	1006,81	20,31	20,69
P-828	12,2	J-821	J-822	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1006,88	1006,84	20,36	20,31
P-827	12,2	J-820	J-821	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1006,91	1006,88	19,66	20,36
P-825	20,0	J-819	J-820	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1006,98	1006,91	19,27	19,66
P-824	5,6	J-818	J-819	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1006,99	1006,98	18,74	19,27
P-823	6,7	J-817	J-818	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1007,01	1006,99	17,88	18,74

ID	Long (m)	Nodo Inicial	Nodo Fin	D(in)	M	Coef Perd	Q (L/s)	Velocity (m/s)	Hidráulico Grade (Start) (m)	Hidráulico Grade (Stop) (m)	P inicio (mca)	P fin (mca)
P-822	9,4	J-816	J-817	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,04	1007,01	18,31	17,88
P-820	7,5	J-815	J-816	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1007,07	1007,04	18,81	18,31
P-819	9,4	J-814	J-815	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,1	1007,07	19,1	18,81
P-818	27,5	J-813	J-814	6	PVC	0,08	12,5	0,69	1007,18	1007,1	19,53	19,1
P-817	14,5	J-812	J-813	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1007,22	1007,18	19,3	19,53
P-816	17,3	J-811	J-812	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1007,28	1007,22	18,66	19,3
P-815	6,3	J-810	J-811	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1007,3	1007,28	18,73	18,66
P-814	8,9	J-809	J-810	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,33	1007,3	18,82	18,73
P-813	35,2	J-808	J-809	6	PVC	0,1	12,5	0,69	1007,43	1007,33	19,38	18,82
P-812	20,1	J-807	J-808	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1007,5	1007,43	19,13	19,38
P-810	9,0	J-806	J-807	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,52	1007,5	18,95	19,13
P-809	11,6	J-805	J-806	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,56	1007,52	18,49	18,95
P-808	8,0	J-804	J-805	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1007,58	1007,56	17,11	18,49
P-807	19,7	J-803	J-804	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1007,65	1007,58	16,62	17,11
P-806	16,9	J-802	J-803	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1007,7	1007,65	16,49	16,62
P-805	5,9	J-801	J-802	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1007,72	1007,7	16,11	16,49
P-804	15,0	J-800	J-801	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1007,76	1007,72	15,65	16,11
P-803	7,4	J-799	J-800	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1007,79	1007,76	15,43	15,65
P-802	25,7	J-798	J-799	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1007,86	1007,79	15,34	15,43
P-801	9,9	J-797	J-798	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,9	1007,86	14,77	15,34
P-799	10,1	J-796	J-797	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1007,93	1007,9	14,94	14,77
P-798	29,1	J-795	J-796	6	PVC	0,08	12,5	0,69	1008,02	1007,93	15,08	14,94
P-797	24,9	J-794	J-795	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1008,09	1008,02	15,27	15,08
P-796	10,8	J-793	J-794	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1008,13	1008,09	15,16	15,27
P-795	9,6	J-792	J-793	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1008,16	1008,13	14,58	15,16
P-794	25,7	J-791	J-792	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1008,24	1008,16	15,14	14,58
P-793	8,5	J-790	J-791	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1008,26	1008,24	14,78	15,14
P-791	18,5	J-789	J-790	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1008,32	1008,26	15,04	14,78
P-790	18,5	J-788	J-789	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1008,38	1008,32	15,26	15,04
P-789	16,6	J-787	J-788	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1008,43	1008,38	15,29	15,26
P-788	5,9	J-786	J-787	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1008,45	1008,43	15,27	15,29
P-787	21,0	J-785	J-786	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1008,51	1008,45	15,53	15,27
P-786	5,7	J-784	J-785	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1008,53	1008,51	15,38	15,53
P-785	17,2	J-783	J-784	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1008,58	1008,53	15,17	15,38
P-784	22,4	J-782	J-783	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1008,65	1008,58	14,99	15,17
P-783	19,4	J-781	J-782	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1008,71	1008,65	13,47	14,99
P-782	12,1	J-780	J-781	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1008,75	1008,71	11,84	13,47
P-781	14,5	J-779	J-780	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1008,79	1008,75	10,39	11,84
P-780	17,7	J-778	J-779	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1008,85	1008,79	6,9	10,39
P-779	15,4	J-777	J-778	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1008,9	1008,85	4,31	6,9
P-778	33,1	J-776	J-777	6	PVC	0,1	12,5	0,69	1009	1008,9	0,04	4,31
P-777	5,9	DESTESORO	J-776	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1009,02	1009	0	0,04
P-571	23,8	J-576	J-577	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1003,79	1003,72	12,91	8,85
P-570	12,3	J-575	J-576	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1003,83	1003,79	13,42	12,91
P-569	26,9	J-574	J-575	6	PVC	0,08	12,5	0,69	1003,91	1003,83	13,96	13,42
P-568	12,0	J-573	J-574	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1003,95	1003,91	13,71	13,96
P-567	17,3	J-572	J-573	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1004	1003,95	13,7	13,71
P-566	17,9	J-571	J-572	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1004,06	1004	16,52	13,7
P-565	14,5	J-570	J-571	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1004,1	1004,06	17,8	16,52
P-564	10,0	J-569	J-570	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1004,13	1004,1	18,19	17,8
P-563	11,7	J-568	J-569	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1004,17	1004,13	18,22	18,19
P-562	15,3	J-567	J-568	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1004,22	1004,17	19,02	18,22
P-561	42,5	J-566	J-567	6	PVC	0,12	12,5	0,69	1004,35	1004,22	21,76	19,02
P-560	11,9	J-565	J-566	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1004,38	1004,35	22,49	21,76
P-559	7,2	J-564	J-565	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1004,41	1004,38	22,96	22,49
P-558	8,3	J-563	J-564	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1004,43	1004,41	20,7	22,96
P-557	44,4	J-562	J-563	6	PVC	0,13	12,5	0,69	1004,57	1004,43	19,53	20,7

ID	Long (m)	Nodo Inicial	Nodo Fin	D(in)	M	Coef Perd	Q (L/s)	Velocity (m/s)	Hidráulico Grade (Start) (m)	Hidráulico Grade (Stop) (m)	P inicio (mca)	P fin (mca)
P-556	23,8	J-561	J-562	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1004,64	1004,57	17,94	19,53
P-555	25,2	J-560	J-561	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1004,72	1004,64	19,37	17,94
P-554	15,9	J-559	J-560	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1004,77	1004,72	20,33	19,37
P-553	20,3	J-558	J-559	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1004,83	1004,77	20,24	20,33
P-552	6,1	J-557	J-558	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1004,85	1004,83	18,26	20,24
P-551	6,9	J-556	J-557	6	PVC	0,02	12,5	0,69	1004,87	1004,85	19,05	18,26
P-550	16,8	J-555	J-556	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1004,92	1004,87	23,43	19,05
P-549	23,1	J-554	J-555	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1005	1004,92	24,48	23,43
P-548	12,9	J-553	J-554	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1005,04	1005	27,66	24,48
P-547	29,7	J-552	J-553	6	PVC	0,09	12,5	0,69	1005,13	1005,04	25,58	27,66
P-546	25,7	J-551	J-552	6	PVC	0,07	12,5	0,69	1005,21	1005,13	24,31	25,58
P-545	15,0	J-550	J-551	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1005,25	1005,21	25,1	24,31
P-544	21,3	J-549	J-550	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1005,32	1005,25	26,8	25,1
P-543	22,2	J-548	J-549	6	PVC	0,06	12,5	0,69	1005,39	1005,32	24,53	26,8
P-542	11,0	J-547	J-548	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1005,42	1005,39	27,68	24,53
P-541	18,2	J-546	J-547	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1005,48	1005,42	28,33	27,68
P-540	16,3	J-545	J-546	6	PVC	0,05	12,5	0,69	1005,53	1005,48	29,33	28,33
P-539	34,8	J-544	J-545	6	PVC	0,1	12,5	0,69	1005,64	1005,53	30,32	29,33
P-538	50,5	J-543	J-544	6	PVC	0,14	12,5	0,69	1005,79	1005,64	35,62	30,32
P-537	28,9	J-542	J-543	6	PVC	0,08	12,5	0,69	1005,88	1005,79	36,44	35,62
P-536	3,2	J-541	J-542	6	PVC	0,01	12,5	0,69	1005,89	1005,88	36,06	36,44
P-535	2,6	J-540	J-541	6	PVC	0,01	12,5	0,69	1005,9	1005,89	35,01	36,06
P-534	1,9	J-539	J-540	6	PVC	0,01	12,5	0,69	1005,9	1005,9	33,78	35,01
P-533	12,5	J-538	J-539	6	PVC	0,04	12,5	0,69	1005,94	1005,9	32,8	33,78
P-532	9,0	J-537	J-538	6	PVC	0,03	12,5	0,69	1005,97	1005,94	31,8	32,8
P-531	35,2	J-285	J-537	6	PVC	0,1	12,5	0,69	1006,08	1005,97	31,85	31,8
P-320	18,6	Captacion El Tesorito	DESTESORO	6	PVC	1,5	75,4	4,14	1010,66	1009,02	0	0
P-406	4,7	J-836	J-285	6	PVC	0,01	12,5	0,69	1006,09	1006,08	33,62	31,85
P-409	2,8	J-577	FCV-4	6	PVC	0,01	12,5	0,69	1003,72	1003,71	8,85	8,58

10.1.5. Diseño planta de tratamiento

Del diagnóstico que se evaluó en el primer informe del contrato 0068 de 2019, se determinó que las plantas de tratamiento existentes en el sistema de acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas presentan las siguientes falencias en el funcionamiento del sistema de acueducto:

- Falta de capacidad hidráulica en la PTAP existente pero que esta inoperativa a causa de: falta de capacidad para el tratamiento de las aguas de las fuentes de abastecimiento Quebrada El Mandingas y Quebrada El Tesorito y falta de cobertura debido a la localización de la actual estructura

- El sistema de tratamiento de agua potable realizado por el sistema de acueducto solo consiste en desinfección del agua por medio de hipoclorito de sodio previo al realizar el suministro a cada uno de los beneficiarios del sistema.
- Cambio de localización de la PTAP en un nuevo predio con mejores condiciones hidráulicas.
- De acuerdo con el estudio de calidad de aguas realizado sobre las fuentes de abastecimiento requiere de la implementación de un sistema de tratamiento convencional completo.

El sistema de potabilización convencional a implementar se compone de los siguientes procesos:

- Aireación
- Coagulación
- Floculación
- Sedimentación
- Filtración convencional
- Desinfección
- Lechos de secado

Con el objetivo de garantizar que la planta contara con todos los procesos requeridos para satisfacer las necesidades de la población, se tendrán en cuenta los lineamientos de diseño establecidos en la Resolución 0330 de 2017, a continuación, se presentan los parámetros, procedimientos de diseño, cálculos realizados y diseños definitivos del sistema de potabilización. (Ver Figura 10-22)

Teniendo en cuenta los parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017 la redundancia total del sistema es del 50% debido a la disponibilidad de predios en el casco urbano del municipio de objeto de estudio del proyecto, por lo cual el sistema en el escenario de mantenimiento la planta trabaja a la mitad de su capacidad.

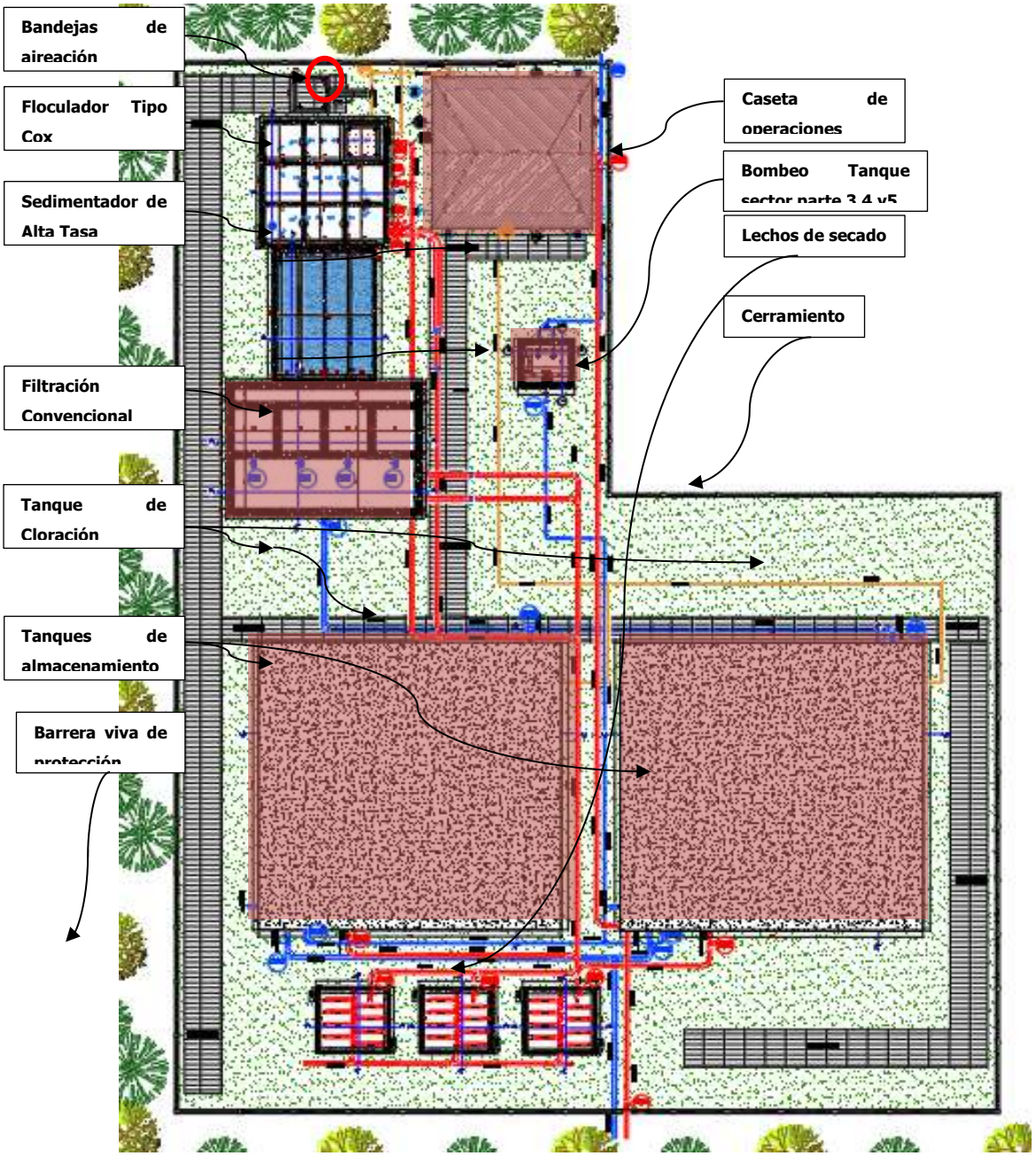


Figura 10-22. Diseño PTAP casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas. Ver Plano

10.1.5.1. Bandejas de aireación

En base a las características específicas de las aguas elevadas en concentraciones de Hierro y Manganeso se establece el requerimiento previo de adicionar torres de aireación con el objetivo de controlar las elevadas concentraciones de dichos compuestos.

Las torres de aireación aumentan el oxígeno disuelto por lo tanto disminuyen las concentraciones de dióxido de carbono, disminuyen las concentraciones de sulfuro de hidrogeno, remueven compuestos orgánicos volátiles y oxidan el hierro y manganeso.

En el presente proyecto cuenta sistema de bandejas de aireación con las siguientes características:

- Las bandejas tienen el piso perforado con orificios de 0.6 cm de diámetro separados cada 0.25 m de centro a centro.
- Las bandejas contienen carbón activado que ayuda al proceso de oxidación de iones metálicos. Este carbón activado debe tener una granulometría de 2", el espesor de la franja de carbón activado es de 10 cm dentro de la bandeja de aireación.
- Se usará una torre de aireación con 4 bandejas.
- La carga de diseño de las bandejas de aireación es de 550 m^3/m^2*día
- La separación de las bandejas entre sí es de 41 cm

Una vez establecidos los principales parámetros de diseño de la estructura de aireación se procede a calcular el área de la bandeja necesaria para el caudal a tratar con la siguiente expresión.

$$A_b = \frac{Q}{C_o} = \frac{25\ lps}{550 \frac{m^3}{m^2 * d}} = 3.927\ m^2$$

Donde Ab es el área de la bandeja expresada en m^2, Q es el caudal de diseño expresado en lps, Co es la carga de oxidación expresada en m^3/m^2*d. Después de hacer la conversión de

las unidades se tiene que el área necesaria es de 2.25 m^2, lo que resulta que para bandejas cuadradas cada lado debe tener 150 cm. La estructura de aireación se localizará en la parte superior del sistema de potabilización y será abastecido de manera directa por gravedad desde la estructura de captación. Para la eliminación y control de la cantidad de hierro presente en el agua se establece una capa de carbón activado de 20 cm de espesor. Las bandejas contaran en su fondo con perforaciones de 1/2" de diámetro ubicados cada 5 cm con el objetivo de permitir el paso del flujo de agua una vez sea retirado el hierro por cada capa de carbón activado. En las Figura 10-23y Figura 10-24 se presentan los esquemas de vista en planta, perfil y tridimensional de las bandejas de aireación

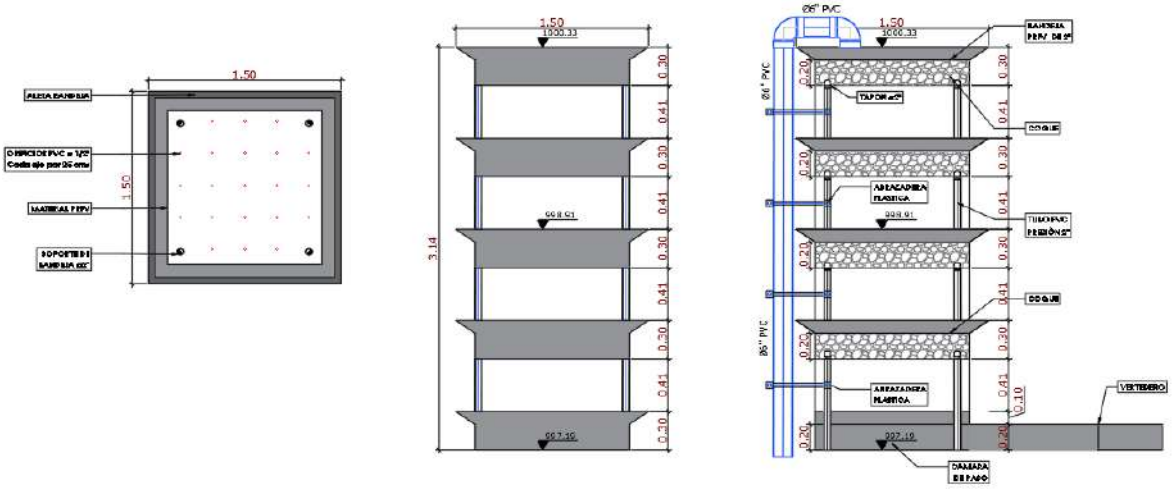


Figura 10-23.Vista en perfil de las bandejas de aireación. Fuente: Propia

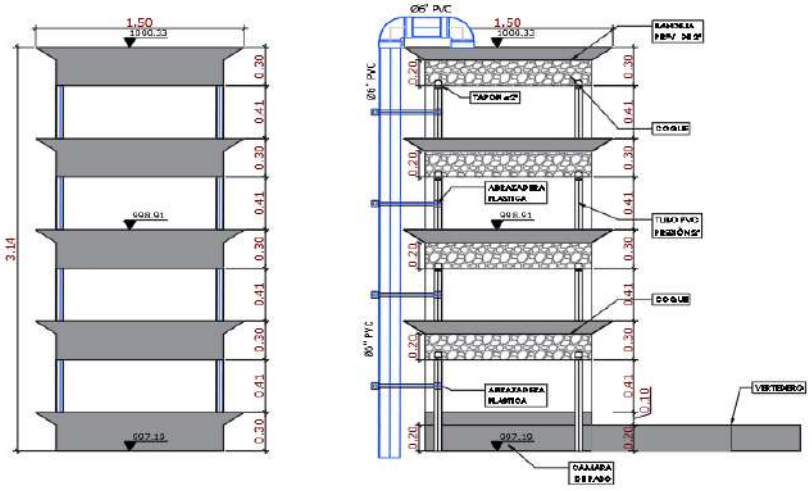


Figura 10-24.Esquema tridimensional de las bandejas de aireación. Fuente: Propia

A continuación, se presenta los resultados de la evaluación de la capacidad hidráulica del sistema de aireación instalado el cual se encuentra deshabilitado debido a que las fuentes de abastecimiento Quebrada Pan de Azúcar y Quebrada Normandía no tienen presencia de Hierro y Manganeso:

A continuación, se presentan la memoria descriptiva de la unidad del sistema de aireación a instalar para realizar el tratamiento de las fuentes de abastecimiento Quebrada El Mandingas y Quebrada El Tesorito las cuales tienen presencia de Hierro. De acuerdo con el estudio de calidad realizado en cada una de las fuentes de abastecimiento en las conclusiones y recomendaciones menciona lo siguiente:

> *El agua analizada contiene una alta cantidad de hierro, lo que se refleja a la vez en su color, si bien es cierto que el agua rica en hierro, no causa efectos nocivos a la salud, este hierro forma precipitados coloidales indeseables estéticamente. Por lo expuesto, se recomienda que se utilicen bandejas de aireación con coque,*

esto para oxidar y remover el hierro o utilizar la precloración que inhibe el crecimiento de las bacterias del hierro y se encarga de la oxidación de éste.[33]

Tabla 10-19 . Tabla de Aireacion. Fuente: Propia

PARAMETRO	SIGLAS	UNIDAD	VALOR
Caudal de diseño	Qd	lps	25,00
Caudal de diseño	Qd	m3/d	2160
Carga superficial	Cs-ta	m/d	550
Área necesaria para la oxidación	A-ox	m2	3,92727273
Largo de cada bandeja	L-bdox	m	1,98
Número de bandejas	N-bbox	-	5
perdida de carga	h	m	1,9
Longitud/ancho	L	m	1,52
Área actual	A	m2	2,3104
Separación entre bandejas	e	m	0,41
Altura total	H	m	3,19
Altura de la Bandeja	Hb	m	0,3
Diámetro medio de los orificios	D	in	0,5
Diámetro medio de los orificios	D	cm	1,27
Material del lecho de contacto	Carbón activado		

10.1.5.2. Coagulación-Mezcla rápida

Dadas las características demográficas del municipio de Salazar de las Palmas y teniendo en cuenta su población se concluye que es necesario implementar mezcladores hidráulicos, dado que presentan bajos costos de operación; ahora bien, siguiendo las recomendaciones establecidas en la Resolución 0330 de 2017 y las demás normas que la modifican, se utilizara una mezcla rápida tipo mezclador hidráulico conocido como **Inyector.**

[33] Ver ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

El proceso de cálculo del mecanismo de inyección de coagulante se muestra a continuación:

Teniendo en cuenta la tubería de ingreso a la planta de potabilización, se debe asumir el diámetro de la tubería de reducción con el fin de verificar los parámetros hidráulicos del inyector. Se toma los parámetros recomendados en la *MANUAL DE DISEÑO DE PLANTAS DE POTABILIZACIÓN - CEPIS* mencionados en los criterios de Diseño en el Capítulo 3.

Se asume un diámetro de tubería de reducción igual a 4 pulgadas, es decir, 0.10 m, de acuerdo con lo anterior, se tienen los siguientes datos de entrada:

Tabla 10-20.Datos de entrada mezcla rápida

Diámetro tubería conducción	6	in
Diámetro reducción tubería inyector	4	in
	0,1016	m
QMD	0,025	m3/s
Relación de velocidades	3	
Temperatura	20	°C
Densidad	998,23	Kg/m3
Viscosidad absoluta	0,001009	N/s*m
C (Hazen y Williams)	120	
Perdida de carga unitaria J	0,11	
Velocidad en la tubería (reducción)	3,08	m/s
Área tubería	0,0081	m2
Gradiente Hidráulico	1837,5	s-1
Longitud de la mezcla (garganta)	0,5	m
Tiempo de mezcla	0,16	s
Velocidad en la tubería de inyección	9,25	m/s
Diámetro tubería de inyección	0,75	in
	0,01905	m
Diámetro del chorro	0,10	m
Área del chorro	0,0078	m2
% chorro en la tubería	96%	%

Teniendo en cuenta los valores mostrados en la Tabla 10-20.Datos de entrada mezcla rápida se calcula la pérdida de carga unitaria por medio de la ecuación de Hazen y Williams, el cálculo se muestra a continuación.

$$J = 10.62 * C^{-1.85} * D^{-4.87} * Q^{1.85} = 10.62 * 150^{-1.85} * 0.0762\, m^{-4.87} * 0.012 \frac{m^3}{s}^{1.85} = 0.08$$

El valor de Hazen y Williams el valor para el cálculo es en material de PVC para realizar la mezcla rápido a través de inyección teniendo en cuenta las contracciones que se presentan para realizar la implementación de este sistema.

Tabla 10-21. Tabla de materiales para C Hazen y Williams

Material	C mín	C máx	Referencia
Asbesto-cemento	140	140	-
Hierro fundido nueva	130	130	1
Hierro fundido 10 años	107	113	1
Hierro fundido 20 años	89	100	1
Hierro fundido 30 años	75	90	1
Hierro fundido 40 años	64	83	1
Concreto	100	140	1
Cobre	130	140	1
Acero	90	110	-
Hierro galvanizado	120	120	1
Polietileno	140	140	1
Policloruro de vinilo (PVC)	150	150	1
Plástico fibroreforzado (FRP)	150	150	1

Posteriormente se calcula la velocidad en la tubería de la reducción, es decir para 4":

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.025 \frac{m^3}{s}}{\pi * (0.1016\, m)^2} = 3.08 \frac{m}{s}$$

Para el cálculo de gradiente utilizamos la siguiente expresión:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * g * V * J}{\mu}}$$

Donde,

$\gamma: Densidad\ del\ agua\ (N/m^3)$ $g: Caudal\ (m/s^2)$ $J: Perdida\ de\ carga\ unitaria$

$\mu: Viscosidad\ cinematica\ del\ agua\ (N*s/m^2)$ $V: Velocidad\ (m/s)$

Se calcula el valor de gradiente hidráulico:

$$G = \sqrt{\frac{998.23 * 9.81\,{}^{m}/_{s^2} * 3.08\,{}^{m}/_{s} * 0.11}{0.001009}} = 1837.5 s^{-1}$$

El gradiente hidráulico cumple ya que está dentro del rango establecido anteriormente.

Se asume una longitud para la mezcla, es decir, la longitud donde se presenta la reducción de la tubería igual a 50 cm.

$$Longitud\ de\ mezcla = 0.5\ m$$

$$Tiempo\ de\ mezcla = \frac{L\ mezcla}{V} = \frac{0.5\ m}{3.08\,{}^{m}/_{s}} = 0.16\ segundos$$

El tiempo de mezcla cumple ya que es menor a 1 segundo, lo cual cumple con lo establecido anteriormente.

Se calcula la velocidad en la tubería de inyección mediante la relación de velocidades establecida anteriormente:

$$V_{INYECCTOR} = 3.08 \frac{m}{s} * 3 = 9.25 \frac{m}{s}$$

Se asume un diámetro de la manguera de inyección igual a 3/4".

$$D_{INYECCION} = 3/4\ pulgada = 0.01905\ m$$

$$D_{chorro} = 1.741 * D_{INYECCION} * Rvelocidades = 1.741 * 0.01905\ m * 3 = 0.10\ m$$

$$Area\ del\ chorro = \frac{\pi * Dchorro^2}{4} = \frac{\pi * 0.10\ m^{\ 2}}{4} = 0.0078\ m^2$$

$$Area\ de\ la\ tuberia\ de\ reduccion = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.1016^2}{4} = 0.0081\ m^2$$

$$Porcentaje\ del\ chorro\ en\ la\ tubería = \frac{0.0078\ m^2}{0.0081\ m^2} * 100 = 96\ \%$$

El porcentaje del chorro en la tubería es igual a 96%, y aunque no supera el 100%, el valor es muy cercano, por lo cual el inyector funciona a una eficiencia bastante alta.

De acuerdo con los resultados anteriores, y los parámetros que se debe cumplir, se concluye que el dispositivo para la mezcla rápida cumple los requisitos hidráulicos necesarios para su correcta operación.

Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de mezcla rápida se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO adicionalmente en la se presenta el detalle de la inyección del coagulante y el punto donde será su incorporación



Figura 10-25.Detalle Mezcla rápida¨. Ver detalle en plano

Los mezcladores Estáticos son la solución más adecuada y económica para el mezclado de todo tipo de fluidos en tuberías con múltiples aplicaciones tales como procesos continuos que requieren una mezcla rápida y con alimentación uniforme de componentes o almacenamiento prolongado en tanques.

Su utilización también es habitual en fluidos con concentración de sólidos de pequeño tamaño partícula y en altas presiones de fluido y problemas con el sellado.



Figura 10-26.Mezclador Estático

APLICACIONES HABITUALES

Áreas con riesgo de incendio:

- Con flujo laminar o turbulento
- Con flujo monofásico o multifásico
- Con fluidos de baja y alta viscosidad
- Blending de fluidos miscibles
- Dispersión de fluidos inmiscibles (líquidos/gases/sólidos en líquido)

VENTAJAS

- Cambio de producción en batches a producción continua
- Incremento de eficiencia
- Acortamiento de ciclos de proceso
- Diseño y mantenimiento de bajo desgaste
- Larga duración y mínimo mantenimiento requerido
- Inversión reducida con buena calidad de mezclado
- Fácil montaje en espacios reducidos
- Reducidas caídas de presión

DIMENSIONAMIENTO Y SELECCIÓN DE MEZCLADORES

Los mezcladores son diseñados y fabricados a medida de acuerdo a los requerimientos del cliente teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Propiedades físicas relevantes como densidad y viscosidad
- Máxima caída de presión permitida
- Homogeneidad requerida expresada a través del coeficiente de variación (CoV)

GAMA DE FABRICACIÓN

- **Dimensiones:** longitudes desde 1,6 mm hasta 4000 mm
- **Materiales:** aceros al Carbono (también con recubrimiento PTFE), Aceros inoxidables (Hastelloy, Sandvik SX, Plásticos (PVC, PVDF, HDPE, PP)
- **Helicoide:** fija o desmontable según aplicación adaptable a cualquier conexión de piping

10.1.5.3. Floculación

Para el proceso de floculación se pueden implementar floculadores hidráulicos o mecánicos, pero teniendo en cuenta los costos operacionales de un sistema mecánico y la recomendación dada por la Norma RAS 2000 en el Capítulo C.5 y la Resolución 0330 de 2017 Art 112 se establece como parámetro inicial de diseño una estructura de funcionamiento hidráulico.

La floculación debe cumplir las siguientes características:

- ✓ Estar inmediatamente después de la mezcla rápida.
- ✓ Tiempo de retención hidráulica entre 20 min y 40 min.
- ✓ Descender gradualmente el gradiente del agua de $70s^{-1}$ a $10s^{-1}$.

Los parámetros de diseño mencionados se encuentran en la Norma *RAS-2000, Capitulo C-5.5.1 y en el Art 112, Resolución 0330 de 2017.* En base a las necesidades de la población y sistema de potabilización propuesto se optó por la implementación de un floculador de paso forzado.

En la Figura 10-27, se presenta la vista en planta del floculador

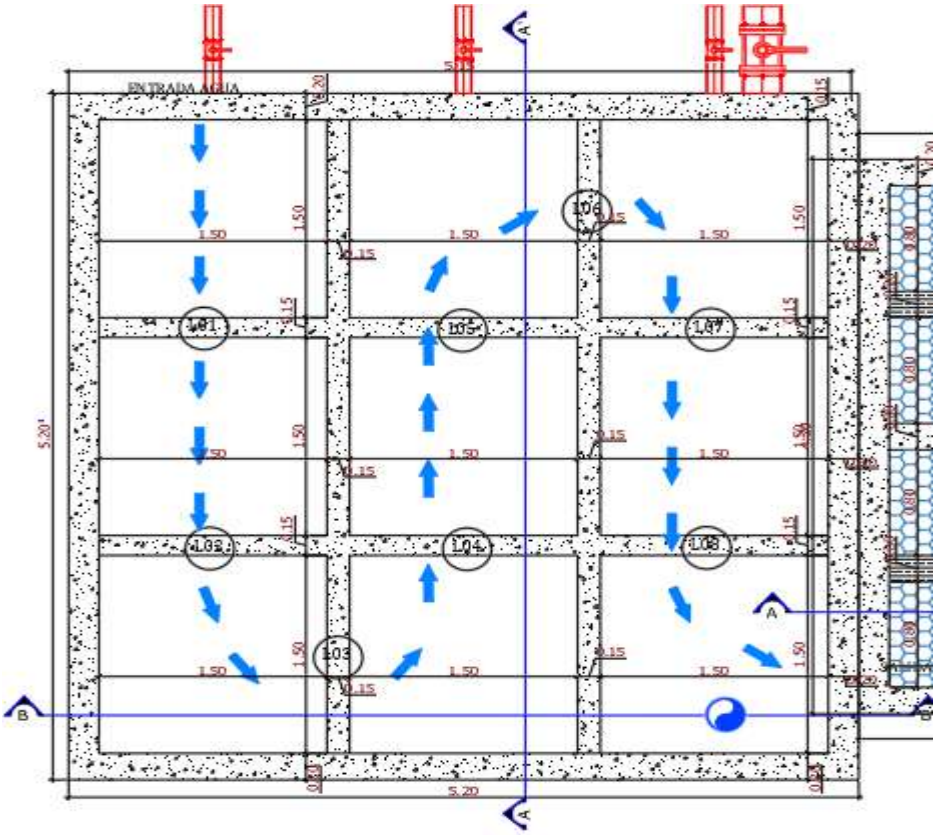


Figura 10-27.Vista en planta del Floculador de municipio de Salazar de las Palmas. Fuente: Consorcio Diseños Salazar 2019

Para el acueducto del municipio de Salazar de las Palmas se escogió un floculador de paso forzado con orificios rectangulares. El criterio principal de diseño es la transición del gradiente hidráulico el cual debe estar entre $70s^{-1}$ a $10s^{-1}$, a continuación, se presenta la fórmula y parámetros para calcular el gradiente en la estructura de floculación.

$$G = \sqrt{\frac{\gamma\, N^2 {V_{ij}}^3}{\mu\, {R_{ij}}^{4/3}}}$$

b. El tiempo de retención hidráulico es de 20 minutos. Se puede verificar con la relación de volumen del floculador y caudal de diseño, a continuación.

Tabla 10-22.Gradiente descendiente controlado por cada orificio

ID DE ORIFICOS DE FLOCULADOR PASO FORZADO	Area calc (m2)	a = b (m)	Vel. En Orificio (m/s)	Gradint. (s-1)	Pérdida (m)	Pérdida Acumolada (m)	Cota línea piezométrica (m)
Orificio O-1	0,04919	0,222	0,51	70,00	0,07	0,07	1,43
Orificio O-2	0,05708	0,239	0,44	53,29	0,04	0,11	1,39
Orificio O-3	0,06555	0,256	0,38	41,35	0,02	0,13	1,37
Orificio O-4	0,07462	0,273	0,34	32,61	0,01	0,14	1,36
Orificio O-5	0,08427	0,290	0,30	26,09	0,01	0,15	1,35
Orificio O-6	0,09450	0,307	0,26	21,15	0,01	0,16	1,34
Orificio O-7	0,10532	0,325	0,24	17,34	0,00	0,16	1,34
Orificio O-8	0,11673	0,342	0,21	14,36	0,00	0,17	1,33
Orificio O-9	0,12872	0,359	0,19	12,00	0,00	0,17	1,33

Tabla 10-23. Cálculo de Floculador de Paso Forzado

FLOCULADOR DE PASO FORZADO			
CAUDAL	Q	lps	25,00
CAUDAL	Q	m3/s	0,02500
Tiempo retensión hidráulica	TRH	min	20
Tiempo retensión hidráulica	TRH	s	1200
Número de tramos del floculad	NTr	-	3
Tiempo retensión hidráulica er	TRHtr	s	400
Volumen del floculador	Vol	m3	30,00
Profundidad del floculador	HFLO	m	1,5
Área del floculador	AFLO	m2	20,00
Ancho de cada tramo	Btr	m	1,5
Ancho del floculador	BFLO	m	4,5
Largo del floculador	LFLO	m	4,44
Largo de cada tramo	Ltr	m	1,48
Área de cada tramo	Atr	m2	2,22
Velocidad ascencional	Vasc	m/s	0,01125
Número de compartimentos pc	Nctr	-	3
Temperatura media de funcion	°T	°c	20
Viscosidad absoluta	μ	N*s/m2	0,001005
Tiempo retensión hidráulica er	TRHtr	s	133,3
Densidad del agua	γ	N/m3	9792,342

Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de floculación se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

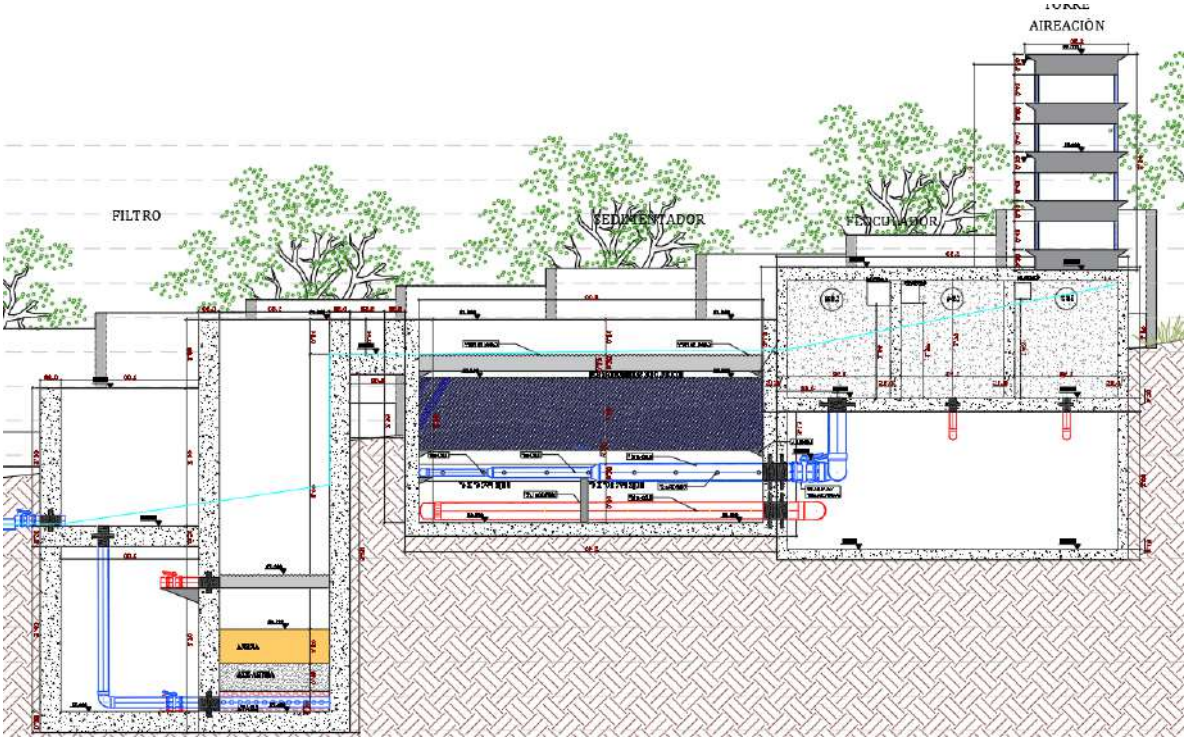


Figura 10-28.Perfil PTAP con línea piezométrica

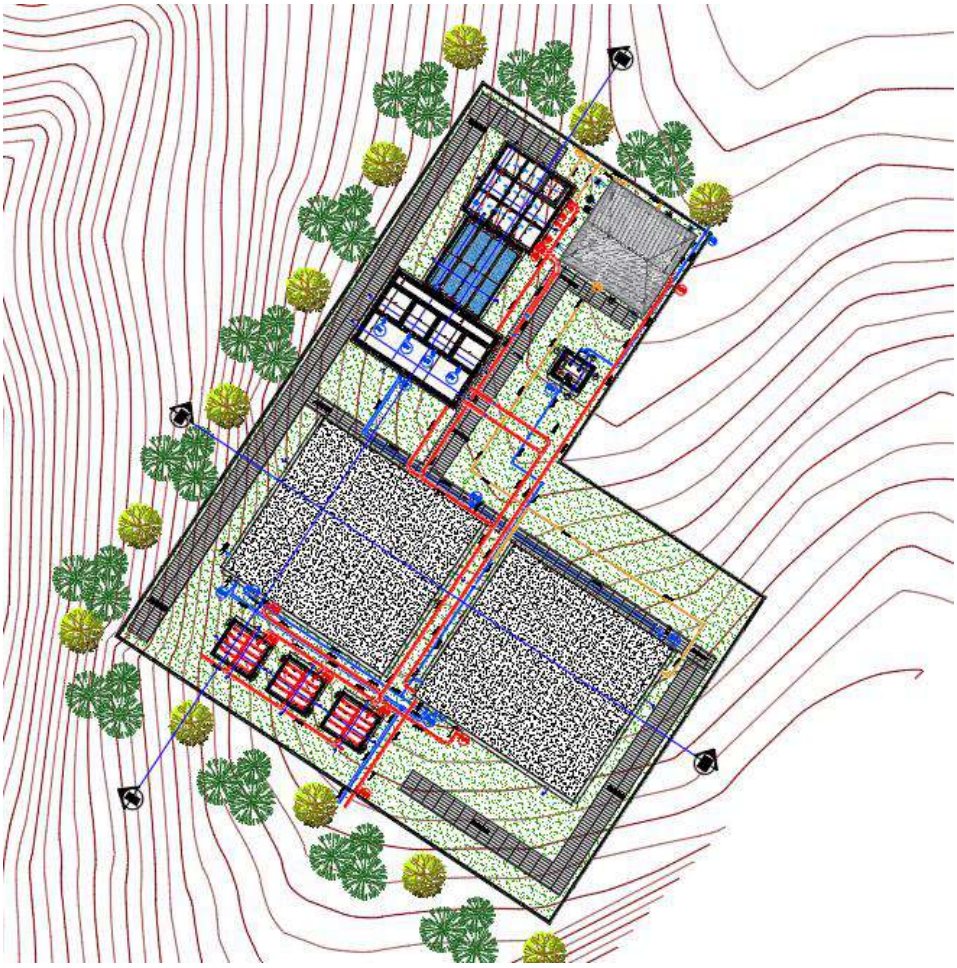


Figura 10-29. Vista en planta de la PTAP con dirección del flujo en el módulo de floculación

En la Figura 10-29 se muestra la vista en planta de la PTAP y el tipo de flujo que presenta el agua en el floculador de paso forzado. En los planos presentados se observa la división de la unidad de floculación por medio de pantallas en PRFV las cuales permiten el recorrido y velocidad apropiada para la generación de los flóculos, puede remitirse al ANEXO N°52-PLANOS para una mejor apreciación del mismo. Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de floculación se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

En la Figura 4-21 se presenta los módulos de floculación del floculador del paso forzado.

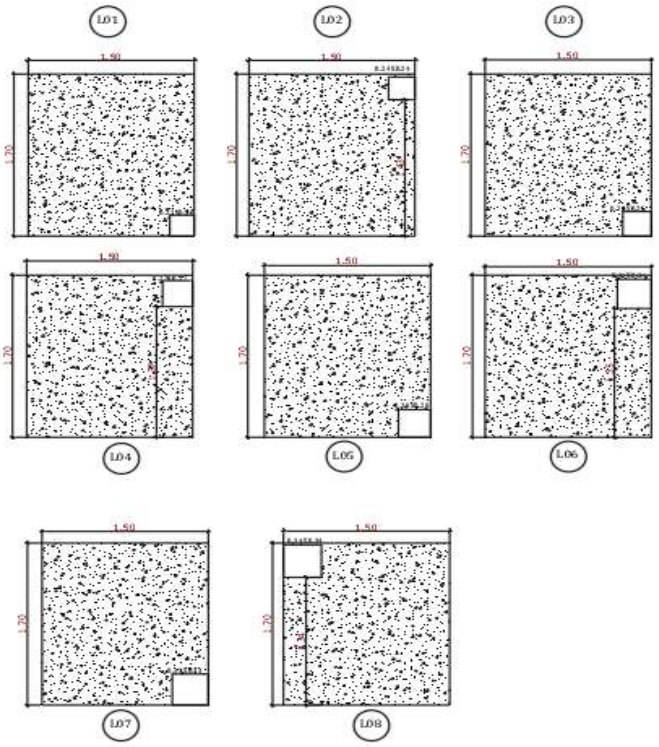


Figura 10-30.Módulos de floculación

10.1.5.4. Sedimentador

El sedimentador es de tipo de Alta Tasa el cual debe cumplir las siguientes características:

- Una tasa de sedimentación entre 120 a 185 m3/m2*d.
- Un tiempo de retención entre 10 min a 20 min
- Una velocidad de sedimentación crítica entre 15 a 30 cm/s.

Las dimensiones tomadas para hacer la evaluación son tomadas del trabajo de catastro de estructuras hidráulicas realizado en campo.

10.1.5.4.1. Descripción

El compartimiento de sedimentación está construido en PRFV, en el cual el agua permanece por un tiempo de aproximadamente 30 minutos; éste se encuentra compuesto por una cámara de paso y distribución inferior, que nos garantiza un flujo laminar tipo ascendente uniforme en toda su área, además cuenta con un sistema de módulos de sedimentación acelerada de tipo panal cruzado para mejorar la remoción de sólidos.

10.1.5.4.2. Funcionamiento

La entrada a la unidad de sedimentación se realiza a través de un pase de diámetro de 6" en material PVC el cual comunica la unidad de floculación con la unidad de sedimentación como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** El cual descarga de manera libre y asciende de manera vertical a los paneles de alta tasa inclinados 60º con una altura de 1.05 m el cual se encuentra localizado a una altura de 1.5 m desde la base de la unidad luego se recolecta el agua que pasa por rebose a través de una canaleta localizada en la parte superior de la estructura como se observa en la Figura 10-5 la cual luego se comunica a la unidad de filtración a través de una tubería de diámetro de 6" de material de PVC con una longitud de 5 m.

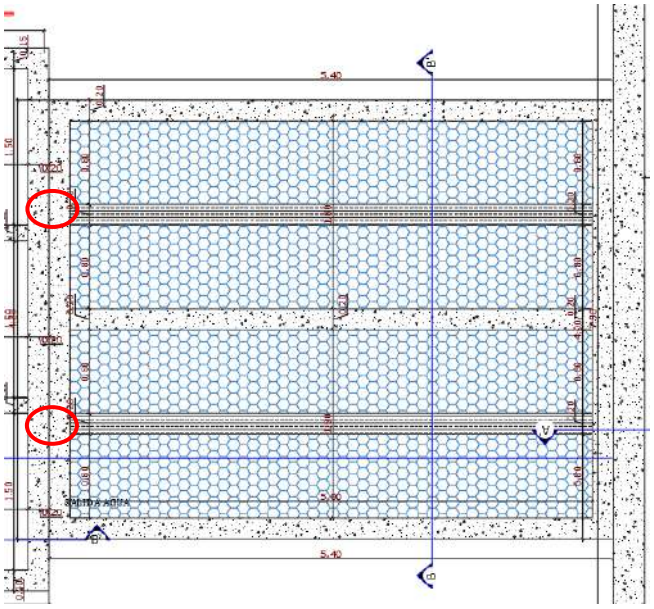


Figura 10-31.Unidad de sedimentación existente (PTAP)

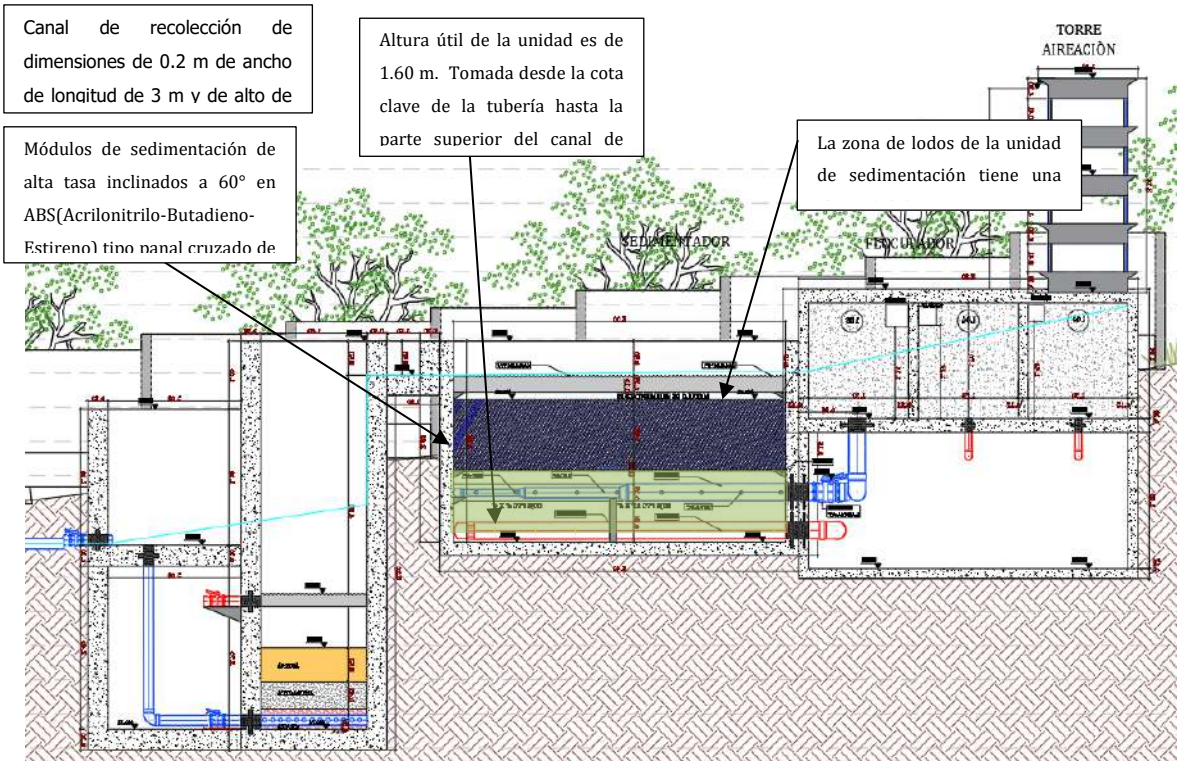


Figura 10-32.Corte AA. Unidad de Floculación y sedimentación.

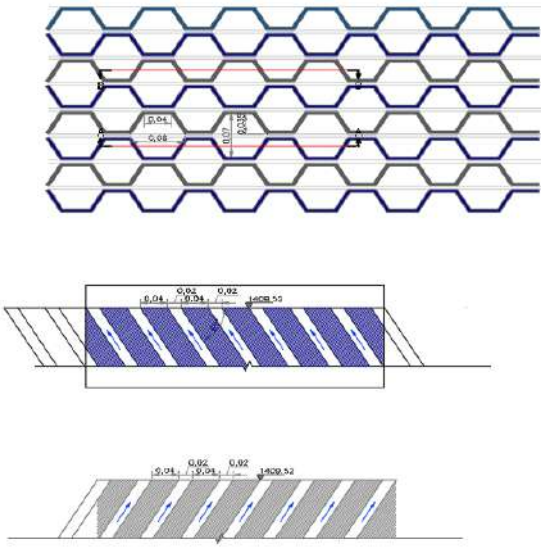


Figura 10-33. Detalle del Módulo de sedimentación de Alta tasa

10.1.5.4.3. Mantenimiento

Se debe realizar diariamente la evacuación de lodos de este compartimiento, los cuales son producto final del proceso de sedimentación. Se debe verificar continuamente la correcta evacuación, hasta observar que el efluente de este punto tome apariencia clara. Este proceso se debe realizar durante treinta segundos como máximo.

10.1.5.4.4. Evaluación

El diseño de la estructura del sedimentador de **ALTA TASA** se presenta a continuación:

Para verificar que el sedimentar cumple con los requisitos necesarios, es necesario verificar que la carga superficial este en un rango de entre 120 m^3/m^3-día y 185 m^3/m^3-día, así mismo, se pide que el número de Reynolds sea menor a 500 (aunque se recomienda que

este sea menor a 250). Finalmente, es indispensable que el gradiente hidráulico en la entrada del sedimentador sea menor al gradiente de salida del floculador. A continuación, se presenta la ficha de evaluación de tiempo de retención, número de Reynolds y una verificación de las pérdidas hidráulicas respectivamente para el sedimentador de Alta tasa.

- No de unidades 2
- Largo: 5 m
- Ancho: 4.2 m
- Altura: 2.75 m

$$V = A * H$$

$$V = 21 * 2.75 = 57.75\ m^3$$

Tiempo de retención mínimo de 10 min

Tiempo de retención máximo de 20 min

Tiempo de retención para el caudal de diseño es de 18min

Carga superficial mínima de 120 $\frac{m^3}{m^2 * dia}$

Carga superficial máxima de 185 $\frac{m^3}{m^2 * dia}$

$$QD = 120 * 9 * \left(\frac{1000}{86400}\right) = 12.5 \frac{l}{s}$$

La estructura de sedimentación existente cumple con el caudal de diseño del sistema requerido y la carga superficial de 120 se encuentra en el rango de 120 a 185 $\frac{m^3}{m^2 * dia}$

Tabla 10-24. Evaluación del sedimentador.

CAUDAL DE DISEÑO	**Qd**	**m3/s**	**0,0250**
NUMERO DE UNIDADES	Nund	-	2
CAUDAL DE DISEÑO POR CADA UNIDAD	Qd	m3/s	0,0125
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION CRITICA	VSC	m/s	0,000156541
ANGULO DE INCLINACION ENTRE PLACAS	θ	°	60
LONGITUD DE SEDIMENTACION DE PLACAS	L	m	1,2
ESPACIO ENTRE PLACAS	e	m	0,06
LONGITUD RELATIVA	Lr	-	20
ANCHO DE PLACAS	b	m	1,05
FACTOR DE EFICIENCIA	S	-	1
VISCOSIDAD CINEMATICA	ν	m2/s	0,000001007
VELOCIDAD DEL AGUA ENTRE PLACAS	Vo	m/s	0,002
VELOCIDAD DEL AGUA ENTRE PLACAS	Vo	m/d	138,56
AREA DE SEDIMENTACION ENTRE PLACAS	A	m2	9,00
NUMERO DE PLACAS	N	-	61,86
LONGITUD DE SEDIMENTADOR	Ls	m	8,57
LONGITUD DEL SEDIMENTADOR CORREGIDA	Ls*	m	4,57
AREA DEL SEDIMENTADOR	As	m2	18,00
# DE REYNOLDS (<500)	#RE	-	95,56
ANCHO DEL SEDIMENTADOR ASUMIDA	Bs	m	3,6
LARGO DEL SEDIMENTADOR FINAL	LSD	m	5,0
Numero de unidades	n	-	2
ANCHO DE CADA UNIDAD	Bs-S	m	1,8

Carga superficial de sedimentación	Cs-sed	m3/m2*d	120,00
Tiempo de retensión hidráulico	TRH-sed	min	18,00
Altura del sedimentador	H-sed	m	1,5

Según la evaluación hidráulica el sedimentador le genera un tiempo de retención de 20 min para un caudal de 12.5 lps, que es el caudal de diseño del sistema en cada una de las unidades de sedimentador de alta tasa, ya que para esta modalidad se acepta máximo 20 minutos.

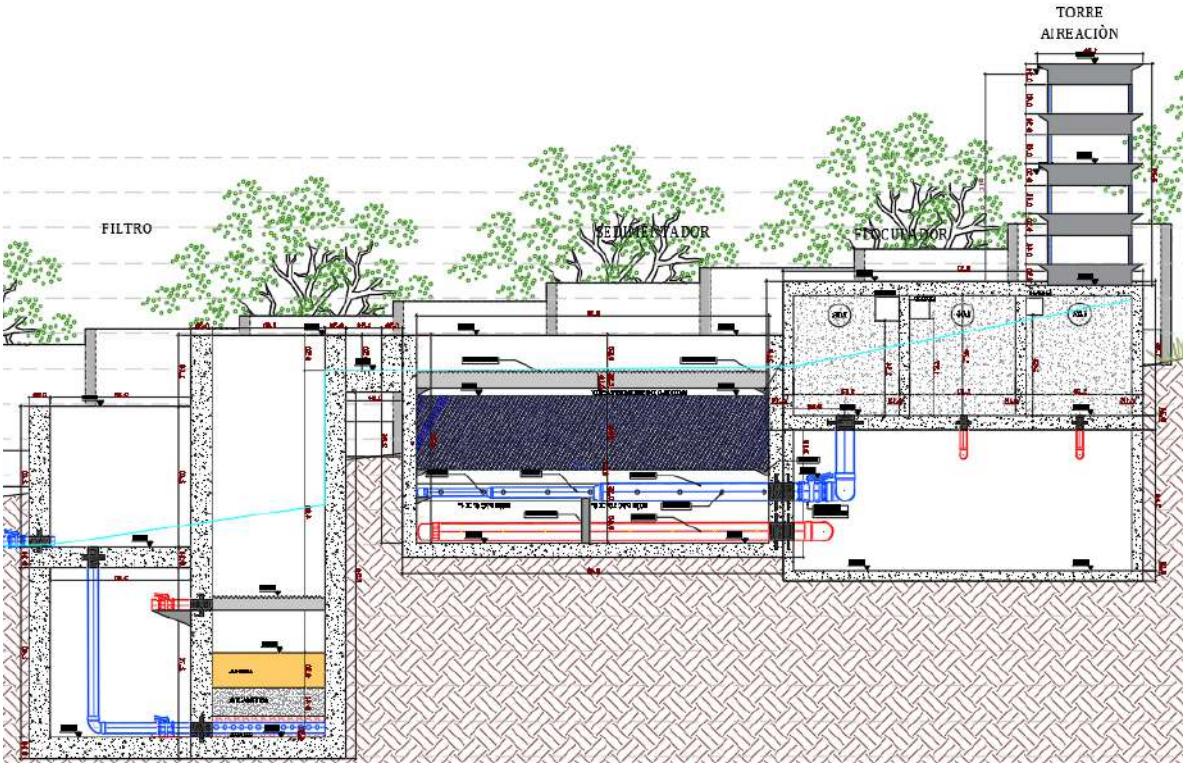


Figura 10-34.Estructura sedimentador de Alta Tasa.

10.1.5.5. Filtro

Los filtros tienen dos procesos fundamentales que deben ser considerados al hacer una evaluación hidráulica, uno es el proceso de filtrado y otro el proceso de lavado de filtro.

Los filtros tienen dos procesos fundamentales que deben ser considerados al hacer una evaluación hidráulica, uno es el proceso de filtrado y otro el proceso de lavado de filtro.

El proceso de filtración depende del área de filtración y del material filtrante. El área de filtración determina la carga superficial de filtración que debe estar entre 180 m3/m2*d y 350 m3/m2*d.

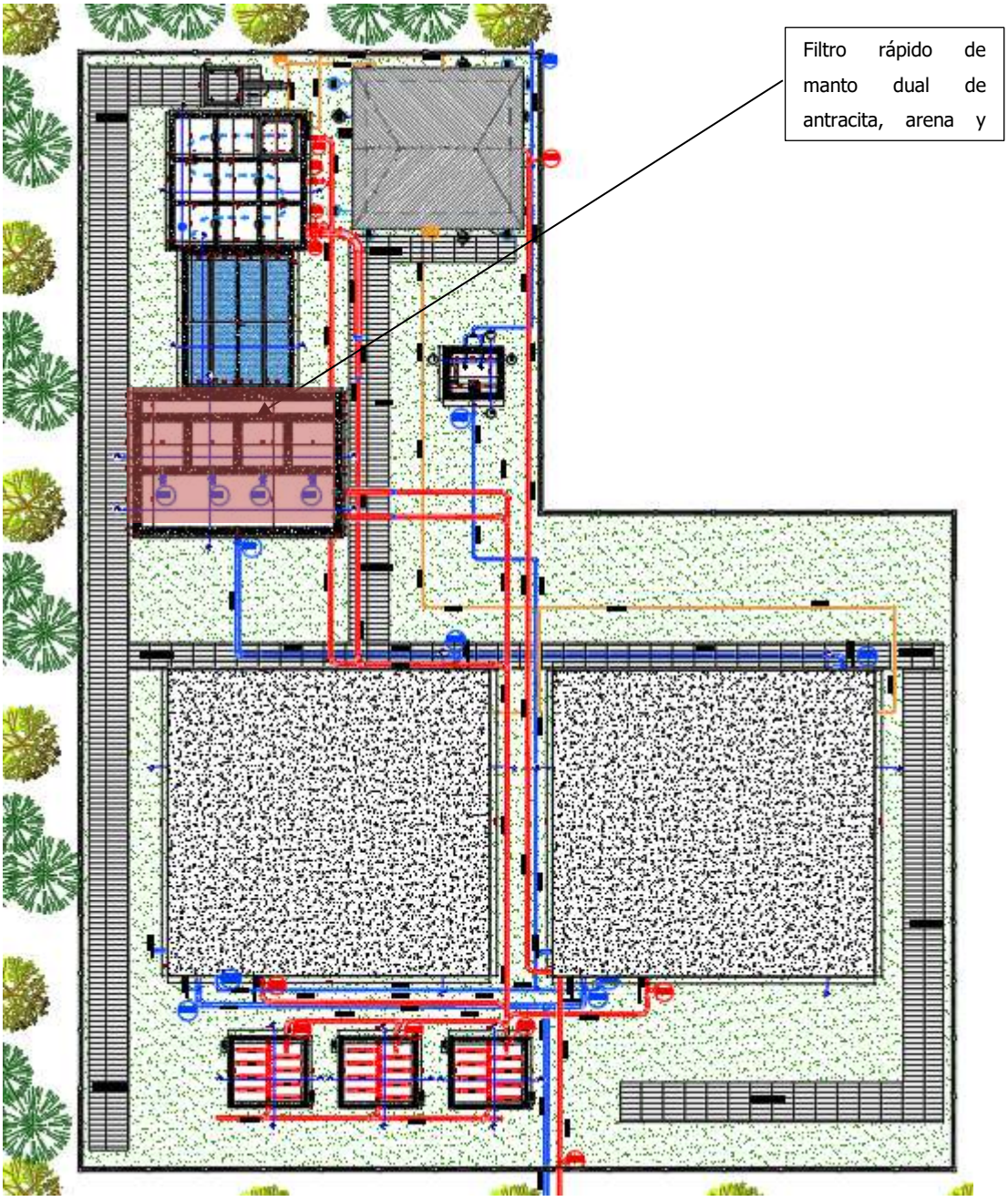


Figura 10-35.PTAP Salazar de las Palmas. Fuente: Propia

En el sistema de acueducto Veredal se implementará filtración rápida convencional la cual se usa como pulimiento de los procesos de mezcla rápida, floculación, y sedimentación. Los filtros rápidos se subdividen en dos secciones dependiendo del tipo de flujo que presenten, en la PTAP se optara por un filtro rápido de flujo descendente en cual se especificara claramente los procesos adecuado para realizar el lavado de la estructura y evitar problemas de conexiones cruzadas del agua limpia con el agua de lavado.

La composición de los lechos filtrantes constará de un manto de capa mixta, la primera capa será de arena estándar con un espesor de capa 0.30 m la cual deberá tener las siguientes características:

Tabla 10-25. Tabla C.7.1. Norma RAS 2000 – Características de la arena, para filtros rápidos

	Tamaño efectivo		Coeficiente de uniformidad	
	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo	Máximo
Arena Fina	0.35	0.45	1.35	1.70
Arena estándar	0.45	0.65		
Arena gruesa	0.65	0.85		

Se especifica este tipo de arena según los lineamientos establecidos en la Norma RAS 2000 Capitulo C.7.

El filtro tiene instalado una canaleta de PRFV para evacuar el agua de lavado de filtro. El criterio de diseño de los filtros es la tasa superficial de filtrado.

$$Af = \frac{At}{N}$$

- Dónde: Af es el área del filtro, At es el área total disponible y N es el número de filtro a instalar.

Para el diseño se eligió arena estándar $(0{,}45\ mm\ <\ \emptyset ar\ <\ 0{,}65\ mm)$

Antracita d1; Arena d2: $\Rightarrow d1 = 4d2$

El medio de soporte debe ser grava.

La tasa de filtración para lecho será máxima de $300\ \frac{m^3}{m^2.d}$

Con una profundidad de lecho de 90 cm.

- Para el lavado del filtro se elige ULF = 0,6 m/s según recomendación de tabla C.7.2

Para filtros de manto dual se debe tener en cuenta las características presentadas en la Tabla 4-28.

Tabla 10-26. Caracterización filtros de manto dual

CARACTERÍSTICAS	ARENA	ANTRACITA
Espesor del manto (m)	*0,20 – 0,30*	*0,45 – 0,60*
Tamaño granos (mm)	*0,42 – 1,41*	*0,71 – 2,00*
Tamaño efectivo (mm)	*0,40 – 0,60*	*0,90 – 1,10*
Coef. Uniformidad	*< 1,6*	*< 1,6*

Se recomienda un tiempo de lavado de 7 min a 10 min.

Las pérdidas de carga en los medios filtrantes se pueden calcular como:

$$U = K\,\frac{hf}{Lf}$$

Donde,

$U: Velocidad\ de\ filtración \quad K: Coeficiente\ de\ porosidad \quad hf: Perdida\ de\ cara \quad Lf: Espesor\ de\ manto$

La ecuación general de pérdida de carga en una conducción

$$H = K\frac{L.v}{D^2}\,\frac{Ui}{g}$$

Donde,

$$H: Perdida\ de\ carga \qquad K: Coeficiente\ de\ fricción \qquad Ui: Velocidad\ de\ flujo$$

$$D: Diámetro\ conducto \qquad G: Gravedad \qquad \gamma: Viscosidad\ del\ agua$$

Teniendo en cuenta el filtro se tiene:

∀ - Volumen de los granos

$\frac{\forall}{1-\varepsilon}$ - Volumen del lecho

Tomando como ductos la separación entre granos resulta:

$$Rh = \frac{Volumen\ pares\ del\ manto}{area\ de\ los\ granos\ del\ manto} = \frac{\frac{\varepsilon\,\forall}{1-\varepsilon}}{A}$$

La velocidad intersticial del flujo en el lecho es igual a la velocidad de aproximación dividida por la porosidad:

$$Ui = \frac{Uf}{\varepsilon}$$

Realizando los reemplazos se obtienen:

$\frac{Hf}{Lf} = \frac{Kf\mu}{g\delta a} \cdot \frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \left(\frac{A}{\forall}\right)^2 Uf$ $\Rightarrow$ Ecuación de Kozeny para filtros de arena y antracita

$$Kf = 4{,}17$$

Comparando las partículas de los lechos filtrantes con esferas se obtiene el coeficiente de esfericidad.

$$Ce = \frac{A\ esfera}{Apart.}$$

Se tiene:

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{Kf\mu}{g\ pa} \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon^3} \left(\frac{Aesfera}{\forall part.\ Ce}\right)^2 Uf$$

Teniendo que:

Aesf. $= 4\pi R^2$ y $\forall esf. = \frac{4}{3}\pi R^3$

$$\frac{Aesf}{\forall esf} = \frac{4\,\pi\,R^2}{\frac{4}{3}\,\pi\,e^3} = \frac{12}{4}\,\frac{1}{R} = \frac{3}{R} = \frac{6}{Dg}$$

Dg = Diámetro del grano

Usando *Kf = 4,17* tenemos:

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{Kf\,\mu}{g\,Pa}\frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3}\left(\frac{6}{Dg\,Ce}\right)^2 Uf$$

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{150V}{g}\;\frac{Uf}{Ce^2}\;\frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3}\;\left(\frac{1}{Dg}\right)^2$$

Para filtros con lechos combinados se tienen:

$$\frac{Hf}{Lf} = \frac{150\,\mu\,.Uf\,.(1-\,\varepsilon o)^2}{g\,.\,Pa\,.\,\varepsilon o^3.\,Co^2}\,\Sigma\,\frac{Xi}{(Dgi)^2}$$

Dónde: *Xi* – Es la fracción correspondiente a la capa I 〔-〕

Dgi – Diámetro medio de granos de la capa I 〔mm〕

La pérdida en el lecho filtrante depende de la velocidad del flujo dentro del medio filtrante, es decir; del # de Reynolds.

$\#\,Re = \frac{PUf\,Deq}{\mu}$ $\Rightarrow$ *b < # Re < b* laminar

 # Re < 2000 Régimen de transición

 # Re > 2000 Turbulencia

Para el caso de los filtros propuestos:

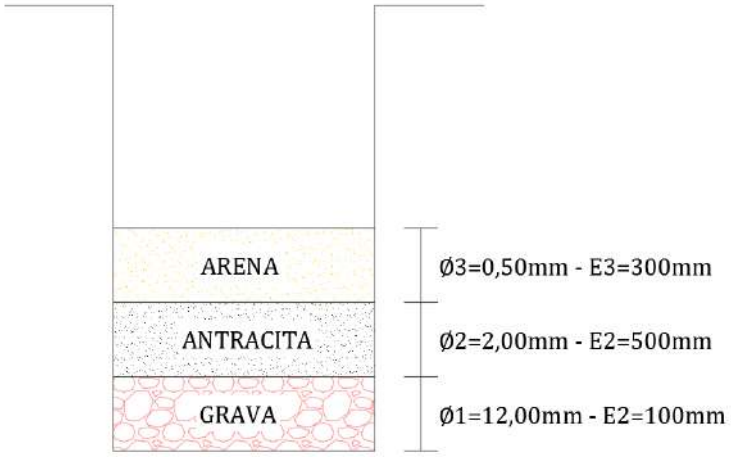


Figura 10-36.Esquema de granulometría usada en filtros rápidos

Perdida de carga en medios granulares expandidos

$$\Delta P = pag\,.Hfe = Lfe(Ps - Pa)\,g\,(1 - \varepsilon o)\,Lfo\,(1 - \varepsilon o)\,(Ps - Pa)$$

También se puede expresar como:

$$\frac{Hfe}{Lfe} = \frac{(\rho s - \rho a)\,(1 - \varepsilon_e)}{\rho a} \quad o \quad \frac{Hfe}{Lfo} = \frac{(1 - \varepsilon_o)\,(\rho s - \rho a)}{\rho a}$$

En donde:

Lfo – Espesor medio granular antes de la expansión (m)

ρa – Peso específico agua (K9/m³)

ρs – Peso específico granos (k9/m³)

ε_o – Porosidad inicial

ε_e – Porosidad media filtrante expandido

Hfe – Perdida de carga en el medio granular expandido (m)

Lfe – Espesor del medio granular expandido (m)

Se tiene que la altura del lecho fluidificado es:

$$Lfe = \frac{\rho a \, Hfe}{(\rho s - \rho a)\,(1 - \varepsilon_e)}$$

El peso específico del lecho filtrante es:

$$\rho s = \rho a + \left(\frac{\rho attfe}{Lfo\,(1 - \varepsilon_o)}\right)$$

El agua filtrada sale del filtro por medio de tubos perforados ubicados en el fondo del filtro.

Las características de los tubos perforados son:

- $\emptyset o = ¼\text{“} = 6{,}4\,mm$ ⇒ Diámetro Orificio
- $e\,orf = 15\,cm$ ⇒ Separación entre orificios
- $\frac{LT}{\emptyset T} < 60$ Donde ⇒ Lt – Longitud Tubo

  $\emptyset T$ – Diámetro Tubo
- $\frac{\Sigma\, Ao}{\Sigma\, ATD} < 0{,}25$ ⇒ Σ Ao – Área Total Orificios

  Σ AT – Área transversal tubos derivación
- $\frac{ATo}{Af} \approx 0{,}002$ ⇒ Σ Ao – Área Total Orificios

  Af – Área Filtro
- La separación entre tubos perforados puede ser de 0,3 m
- $\frac{ATP}{ATD} \approx 2$ ⇒ ATP – Área transversal tubo principal

  ATD – Área transversal tubo derivación
- La velocidad media debe ser < 1,8 m/s

La pérdida generada por la tubería perforada se calcula como:

$$qo = Cd\,.S\,.\sqrt{2g\,ho}$$

Dónde:

Qo – Caudal por orificio (m³/s)

Cd – coeficiente de descarga (-)

So – Área del orificio (m²)

G – Gravedad

Ho – Altura lámina de agua en el filtro

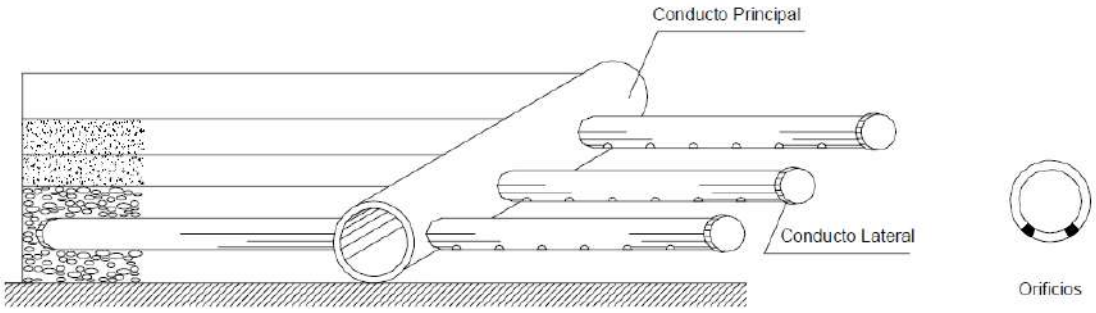


Figura 10-37.Esquema de tubería de salida de agua filtrada

La pérdida en esta conexión de tuberías perforadas se da por la expresión:

$hof = \beta \frac{U^2}{2g}$ Dónde: U – Velocidad media (m/s)

β – Coef. Hudson

G – Gravedad (m/s²)

El método de Hudson:

$B = \emptyset * \left(\frac{U}{\mu o}\right)^2 + 1{,}4$ ⇒ Para tubo principal

$B = 1{,}67 \left(\frac{UTD}{Uo}\right)^2 + 1{,}7$ ⇒ Para tubo de derivación

La canaleta de drenaje de agua de lavado



Figura 10-38.Perfil de canal de salida de agua filtrada

Teniendo el caudal de lavado se obtiene como:

$Ucf = 0{,}6\ m/min$ ⇒ Velocidad ascensorial de lavado

$TLV = 10\ min$ ⇒ Tiempo lavado filtros

$Af =$ ⇒ Área de cada filtro

Entonces: $Qi = \frac{\forall L}{Ll} = UL\ Af$ ⇒ $\forall L = UL\ Af\ Tl$ Volumen destinado para lavado

⇓

Caudal de lavado de filtro

Para la desinfección se asume:

- PH = 7
- C = $1\frac{mg}{\lambda}$ ⇒ Concentración de cloro
- Temperatura 20 °C

Según tabla C.8.2.A resulta que el tiempo de contacto es 20 minutos.

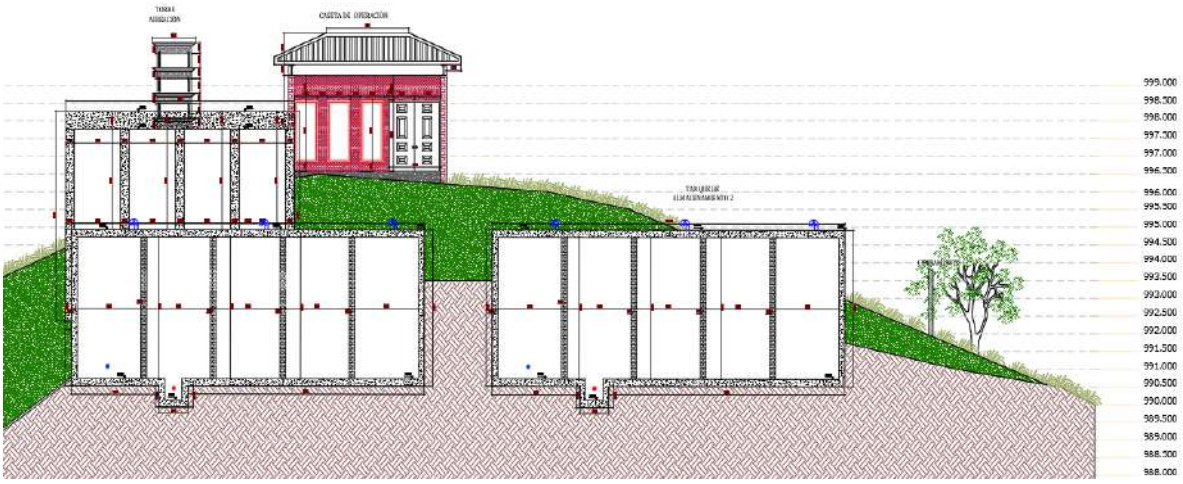


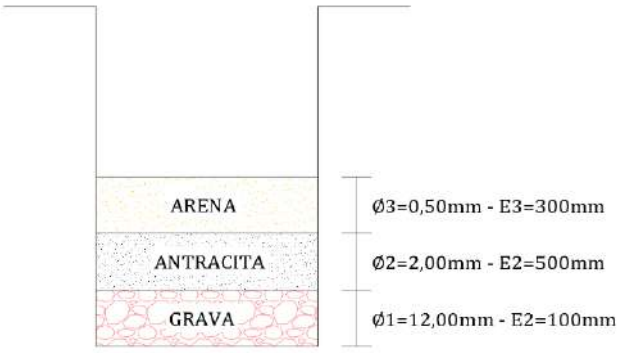
Figura 10-39.Vista en perfil y tridimensional de filtros auto lavables.[34]

[34] Tomo II Planos Acueducto-Diseño, Planos dg-PT-21-DI-12-PTAP 3D

En la Figura 4-31 se muestra los componentes de la los filtros auto lavables. La operación de las válvulas para el lavado de los filtros se presenta en el *numeral 4.2.2.8* de este documento.

En resumen, las estructuras de filtración proyectadas emplear en el proceso de tratamiento son filtros rápidos con las siguientes características:

i. 4 unidades por lavado de fuente externa
j. Son filtros de tasa constante
k. Profundidad de lecho de 90cm
l. ULF= 0,6 m/s, según recomendaciones de la norma RAS
m. El filtro tiene una tasa de filtración de 200 m^3/m^2*d
n. Características del medio filtrante



o. Se recomienda un tiempo de lavado de 7 a 10 minutos
p. El lavado de los filtros se hace por medio de una bomba sumergible, el protocolo para lavar un filtro es:
    - Cerrar la válvula VA-4
    - Almacenar un volumen de lavado en el tanque plástico de 1000 litros exterior a la planta.

- Interrumpir el ingreso de agua cruda a planta de potabilización.
- Una vez almacenado el volumen se cierra la válvula VA-08.
- Si se va a lavar el filtro de la válvula VA-08 dejar abierta esa válvula y cerrar las válvulas VA-09, VA-10 y VA-11. Hacer lo mismo dependiendo del filtro que se quiera lavar.
- Abrir la válvula de lavado de filtro que corresponde al filtro que se está lavando. En este caso es la válvula VL08.
- Se lava durante 10 minutos el filtro, eso indica que se usa 800 litros por cada filtro
- Después de los 10 minutos de lavada se dejan las válvulas en la misma posición que se encontraban cuando se empezó a lavar el filtro.

Los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de filtración se presentan en el ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO

Tabla 10-27 .Evaluación de la unidad de filtración existente. Fuente: Propia

BATERIA DE FILTRACIÓN			
PARAMETRO	**SIM**	**UNIDAD**	**VALOR**
Caudal de diseño	Q	lps	25,00
Caudal de diseño	Q	m3/s	0,025
Tasa de filtrado	Tf	m3/m2*d	200
Area de filtración	Aft	m2	10,8
Largo de filtro	Lf	m	1,7
Ancho de filtro	Bf	m	1,59
Número de filtros	N	-	4
Área total de los filtros	Aft	m2	10,80

PERDIDA DE CARGA EN EL FILTRO EN EL FILTRADO			
Espesor arena	e-ar	m	0,30
Diámetro arena	d2	mm	0,6373333
Espesor Antracita	e-an	m	0,5
Diámetro antracita	d1	mm	1,265
Espesor Grava Diámetro grava	e-gr	m	0,1
Espesor total Filtro	do	mm	0,90
Viscosidad cinemática del agua	m	N*s/m2	0,001005

PERDIDA DE CARGA EN EL FILTRO EN EL FILTRADO			
Velocidad de filtrado (tasa de filtración)	Uf	m/s	0,0023148
Porosidad del medio filtrante - arena	e-arn	-	0,42
Porosidad del medio filtrante - antracita	e-ant	-	0,56
Gravedad	g	m/s2	9,81
Densidasd del agua	ra	kg/m3	998,2
Coeficiente de esferocidad arena	Ce-arn	-	0,8
Espesor medio filtrante arena	Lf-arn	m	0,30
Coeficiente de esferocidad antracita	Ce-atc	-	0,8
Espesor medio filtrante arena antracita	Lf-atc	m	0,50
Pérdida de carga en la arena	Hf-arn	m	0,06
Pérdida de carga en la antracita	Hf-atc	m	0,11
PERDIDA EN FILTRO			0,17
Número de Reynolds en el Filtro en arena	#Re-ar	-	1,4653265
Número de Reynolds en el Filtro en antrasita	#Re-ar	-	2,9084278
Número de tubos derivación	N-Td	-	3
Largo Tubo derivación	L-Td	m	0,8
Diámetro de orificios	fo-Td	"	1/2
Diámetro de orificios	fo-Td	m	0,0127
Número de orificios por eje	N-or	-	4
Separación entre eje de orifico	e-or	m	0,15
Número de orificios en tubo de derivación	N-or-Td	-	18,666667
Número total de orificios	NT-or	-	56
Área transversal de orificios	A-or	m2	0,0001267
Coeficiente de descarga	Cd	-	0,6
Caudal que entra en cada orificio	q-or	m3/s	0,0001116
Altura para pasar el caudal necesario en orificio	hf-or	m	0,1098975
Diámetro de Tubo de Derivación	d-Td	"	4
Diámetro de Tubo de Derivación	d-Td	m	0,1016
Área transversal de tubo de derivación	A-Td	m2	0,0081073
Diámetro de Tubo principal	d-Tp	"	6
Diámetro de Tubo principal	d-Tp	m	0,1524
Área transversal de tubo principal	A-Tp	m2	0,0182415
Velocidad del flujo en orificio	u-or	m/s	0,8810381
Velocidad del flujo en tubo derivación	u-Td	m/s	0,2569694
Velocidad del flujo en tubo principal	U-Tp	m/s	0,3426259
Coeficiente de pérdida de Hudson Tubo derivacion	b-Td	-	1,842066
Coeficiente de pérdida de Hudson Tubo principal	b-Tp	-	3

PERDIDA DE CARGA EN EL FILTRO EN EL FILTRADO			
Pérdida en orificio	hf-Td	m	0,1186893
Pérdida en tubo derivación	hf-Tp	m	0,0110216
PERDIDA TOTAL EN EL FILTRO	HF-T	m	0,41

10.1.5.5.1. Lavado De Filtros

Teniendo en cuenta las dimensiones generales de la PTAP la batería de los filtros del sistema de potabilización se debe realizar por medio de la implementación de un equipo de bombeo para las labores de retro lavado, esto quiere decir que el sistema no cuenta con la suficiente energía hidráulica para lavar los filtros.

Teniendo el caudal de lavado se obtiene como:

$Ucf = 0{,}6\ m/min$ ⇒ Velocidad ascensorial de lavado

$TLV = 10\ min$ ⇒ Tiempo lavado filtros

$Af =$ ⇒ Área de cada filtro

Entonces: $Qi = \frac{\forall L}{Ll} = UL\ Af$ ⇒ $\forall L = UL\ Af\ Tl$ Volumen destinado para lavado

⇓

Caudal de lavado de filtro

A continuación, en las Figuras 4-36 y 4-37 se presenta la vista en planta con la respectiva identificación de los filtros y vista en perfil del sistema donde se evidencia las válvulas necesarias para las labores operacionales para las labores de lavado de filtros y el tanque donde se proyecta realizar la instalación de la bomba de retro lavado. Para una mejor apreciación de los esquemas presentados se puede remitir al ANEXO N°52- PLANOS

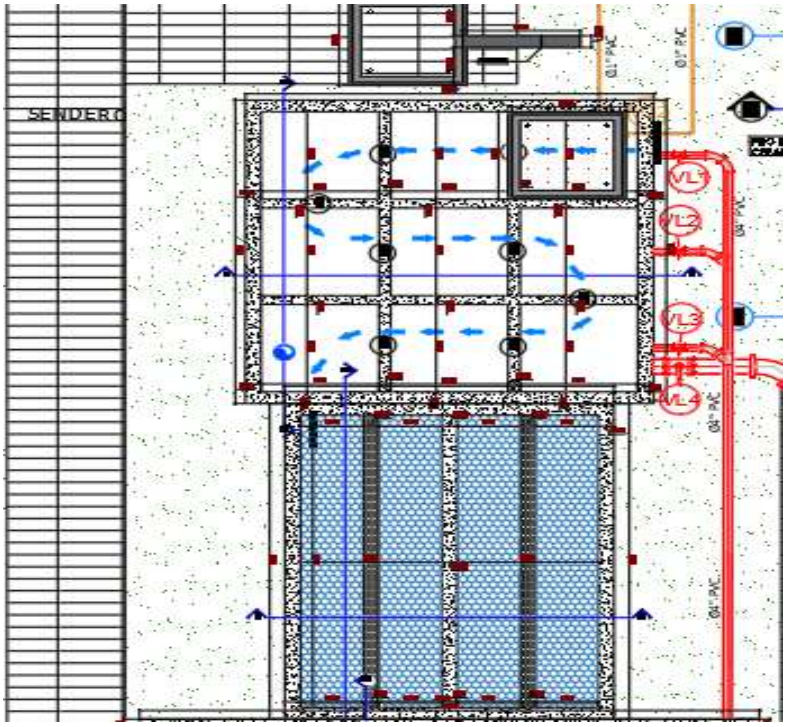


Figura 10-40.Numeración de filtros

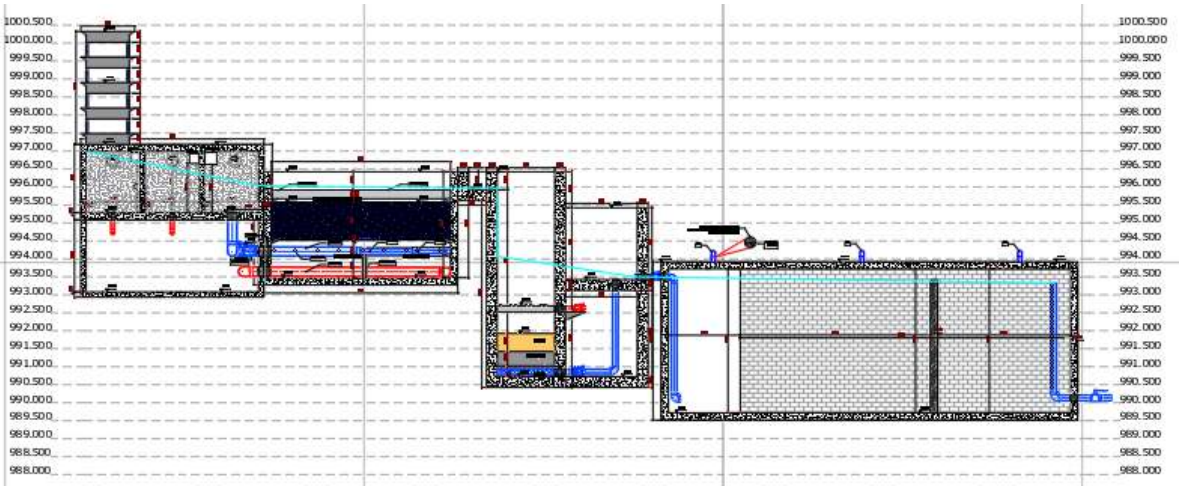


Figura 10-41.Perfil sistema de potabilización. [35]

En la Figura 10-41 se muestra la batería de filtros está compuesto por cuatro unidades. Los filtros deben lavarse una vez al día durante 10 minutos cada uno.

Para Lavar el Filtro 1 el protocolo de lavado de filtros es:

- Cerrar la válvula VA-4
- Almacenar un volumen de lavado en el tanque plástico de 1000 litros exterior a la planta.
- Interrumpir el ingreso de agua cruda a planta de potabilización.
- Una vez almacenado el volumen se cierra la válvula VA-08.
- Si se va a lavar el filtro de la válvula VA-08 dejar abierta esa válvula y cerrar las válvulas VA-09, VA-10 y VA-11. Hacer lo mismo dependiendo del filtro que se quiera lavar.
- Abrir la válvula de lavado de filtro que corresponde al filtro que se está lavando. En este caso es la válvula VL08.

[35] Tomo Planos Acueducto-Diseño, Planos dg-PT-21-DI-10-DETALLES 1

- Se lava durante 10 minutos el filtro, eso indica que se usa 800 litros por cada filtro
- Después de los 10 minutos de lavada se dejan las válvulas en la misma posición que se encontraban cuando se empezó a lavar el filtro.

10.1.6. Calidad del agua

Una vez establecida la fuente superficial (Quebrada El Mandingas y la Quebrada El Tesorito) y su suficiencia hídrica, se procede a realizar el análisis de calidad del agua cruda con el objetivo de identificar el tipo de tratamiento necesario a emplear en el sistema de potabilización proyectado a construir en el casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas.

10.1.6.1. Calidad de la fuente Quebrada El Mandingas

La evaluación de calidad se realizó con la muestra de agua tomada en la altura de la Quebrada El Mandingas (Fuente de abastecimiento) en el Municipio de Salazar de las Palmas, que es donde se realiza la captación, a un análisis Fisicoquímico y Microbiológico, el reporte fue realizado por los laboratorios de ensayo de Gestal S.A E.S. P el cual se encuentra debidamente acreditado por el organismo nacional de acreditación colombiana (ONAC). Los resultados obtenidos, parámetros evaluados y metodología implementada se presentan en el ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA

Con base a las especificaciones y lineamientos establecidos por el laboratorio de ensayo se procedió a realizar la toma de muestras necesarias para los estudios, el laboratorio brindo los equipos necesarios para el correcto desarrollo de las actividades de muestreo con base al estudio a realizar (fisicoquímico o microbiológico). A continuación, en la Figura 10-42 se presentan la ficha resumen de los análisis realizados por la empresa:

	Informe Resultado de Análisis de Agua Fisicoquímico y Microbiológico	Código	FAP - 23 v.00
		Página	1 de 1

Fecha de Reporte:	Noviembre 18 de 2019	N. Consecutivo	2AP1-600.07.19-120
Fecha y Hora de Muestreo:	14 de octubre de 2019, 10:44 a.m.		
Fecha de Análisis:	15 de octubre de 2019		
Municipio:	Salazar de las Palmas		
Empresa / Fuente:	Quebrada Mandingas		
Tipo de muestra	Agua superficial, muestreo puntual, Agua Cruda		
Lugar y Punto de Toma:	Posible punto de captación		

Análisis Fisicoquímico

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE
Color aparente	UPC	16,4	75
Olor	Cualitativo	Aceptable	Aceptable
Turbidez	UNT	1,55	100
pH	Unidades de pH	7,69	5.0 – 9.0

Análisis Microbiológico

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE
Coliformes Totales	UFC/100 cm^3	2800	5000
Escherichia Coli	UFC/100 cm^3	315	1000

Pruebas Complementarias

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE
Hierro	mg/L Fe	0,16	5
Conductividad	µS/cm	92,4	1000
Sulfatos	mg/L SO^{-2}	63	400
Dureza Total	mg/L $CaCO_3$	22,3	300
Nitritos	mg/L NO_2^-	0,07	10
Alcalinidad T	mg/L $CaCO_3$	33,3	200
Cloruros	mg/L Cl^-	7,00	250

CONCLUSIONES

- Los resultados corresponden a la muestra analizada de manera puntual
- Los análisis se realizan de acuerdo a los lineamientos del Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.
- Referencias utilizadas: Decreto 1594/1984, RAS Titulo C Sistemas de Potabilización.

EMPOPAMPLONA S.A. E.S.P. EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS

Ing. Lizeth Amparo López Areniz
Jefe Plantas de Tratamiento y Laboratorio

Figura 10-42.Resumen de Estudio de Calidad de Agua El Mandingas[36]

De acuerdo a las conclusiones dadas en el informe que se encuentra en el ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA se recomienda añadir a la planta un sistema de eliminación de hierro, pues esta tiene altas concentraciones del material.

10.1.6.2. Calidad de la fuente Quebrada El Tesorito

La evaluación de calidad se realizó con la muestra de agua tomada en la altura de la Quebrada El Tesorito (Fuente de abastecimiento) en el Municipio de Salazar de las Palmas, que es donde se realiza la captación, a un análisis Fisicoquímico y Microbiológico, el reporte fue realizado por los laboratorios de ensayo de Gestal S.A E.S. P el cual se encuentra debidamente acreditado por el organismo nacional de acreditación colombiana (ONAC). Los resultados obtenidos, parámetros evaluados y metodología implementada se presentan en el ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA.

Con base a las especificaciones y lineamientos establecidos por el laboratorio de ensayo se procedió a realizar la toma de muestras necesarias para los estudios, el laboratorio brindo los equipos necesarios para el correcto desarrollo de las actividades de muestreo con base al estudio a realizar (fisicoquímico o microbiológico). A continuación, en la Figura 10-43 se presentan la ficha resumen de los análisis realizados por la empresa:

[36] ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA

	Informe Resultado de Análisis de Agua Fisicoquímico y Microbiológico	Código	FAP - 23 v.00
		Página	1 de 1

Fecha de Reporte:	Noviembre 18 de 2019	N. Consecutivo	2AP1-600.07.19-121
Fecha y Hora de Muestreo:	14 de Octubre de 2019, 12:27 p.m.		
Fecha de Análisis:	15 de Octubre de 2019		
Municipio:	Salazar de las Palmas		
Empresa / Fuente:	Quebrada Tesorito		
Tipo de muestra	Agua superficial, muestreo puntual, Agua Cruda		
Lugar y Punto de Toma:	Posible punto de captación		

Análisis Fisicoquímico

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE
Color aparente	UPC	23,6	75
Olor	Cualitativo	Aceptable	Aceptable
Turbidez	UNT	2,24	100
pH	Unidades de pH	7,57	5.0 – 9.0

Análisis Microbiológico

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE
Coliformes Totales	UFC/100 cm^3	2960	5000
Escherichia Coli	UFC/100 cm^3	95	1000

Pruebas Complementarias

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADOS	VALOR MAXIMO ACEPTABLE
Hierro	mg/L Fe	0,43	5
Conductividad	µS/cm	49,6	1000
Sulfatos	mg/L SO^{-2}	74	400
Dureza Total	mg/L $CaCO_3$	12	300
Nitritos	mg/L NO_2^-	0,03	10
Alcalinidad T	mg/L $CaCO_3$	20,7	200
Cloruros	mg/L Cl^-	12,25	250

CONCLUSIONES

- Los resultados corresponden a la muestra analizada de manera puntual
- Los análisis se realizan de acuerdo a los lineamientos del Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.
- Referencias utilizadas: Decreto 1594/1984, RAS Titulo C Sistemas de Potabilización.

EMPOPAMPLONA S.A. E.S.P. EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS

Ing. Lizeth Amparo López Areniz
Jefe Plantas de Tratamiento y Laboratorio

Figura 10-43.Resumen de Estudio de Calidad de Agua El Tesorito [37]

[37] ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA

De acuerdo a las conclusiones dadas en el informe que se encuentra en el ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA, se recomienda añadir a la planta un sistema de eliminación de hierro, pues esta tiene altas concentraciones del material.

10.1.7. Dosificación de químicos

Con el objetivo de estipular las concentraciones optimas de químicos ideales a implementar en el sistema de potabilización con base a la calidad del agua cruda captada de las Quebrada El Mandingas y de la Quebrada El Tesorito se procedió, a realizar un análisis de tratabilidad (ensayo de jarras), una vez realizado dicho ensayo se obtuvo que debido a la calidad del agua se hace necesario aplicar una dosis baja de coagulante.

10.1.7.1. Quebrada El Tesorito-Ensayo de jarras

Con el fin de determinar el coagulante indicado y sus dosis optima se realizó la prueban con soluciones de Polihidroxicloruro de Aluminio y Sulfato de Aluminio tipo A; en la Tabla 10-28 se muestran los resultados obtenidos aplicando el primer coagulante mencionado.

Tabla 10-28.Resultados de Coagulante Polihidroxicloruro de Aluminio. Fuente: GESTAL.

PRUEBAS DE TRATABILIDAD							
COAGULANTE: **POLICLORURO DE ALUMINIO**							
VASO	CONDICIONES AGUA CRUDA			ENSAYO	CONDICIONES AGUA CLARIFICADA		
	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH	Dosis (mg/L)	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH
1	*2,24*	*23,6*	*7,57*	3	1,81	23,8	7,37
2				5	1,78	19,8	7,46
3				7	1,68	13,7	7,49
4				8	1,59	15,1	7,67
5				9	1,47	9,6	7,49
6				11	1,58	17,2	7,44

Con lo anterior, la dosis optima de coagulante que se propone es de **9 mg/L,** con lo que se alcanza una remoción de 65.62% con relación a la turbiedad y del 40.67% con relación al color.

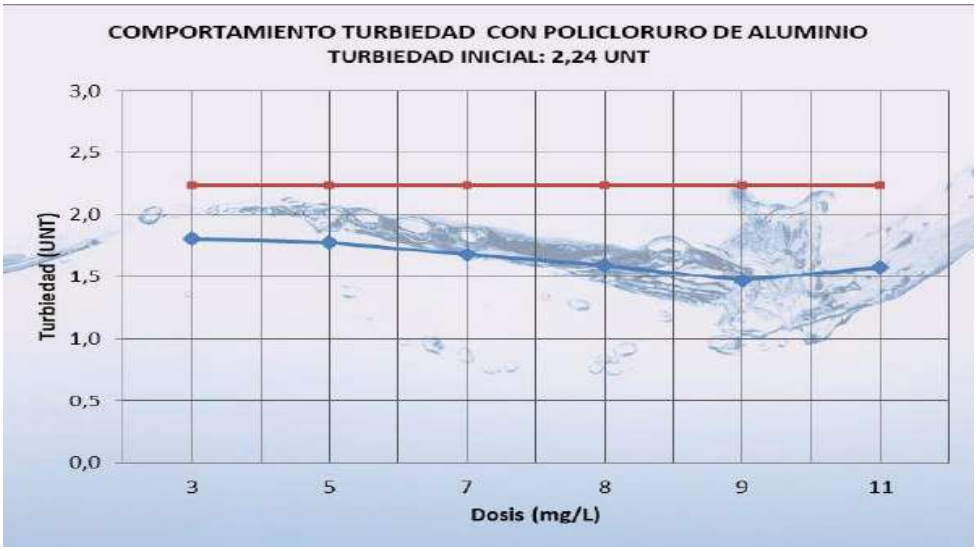


Figura 10-44.Comportamiento Turbiedad Fija con diferentes Dosis Polihidroxicloruro de Aluminio

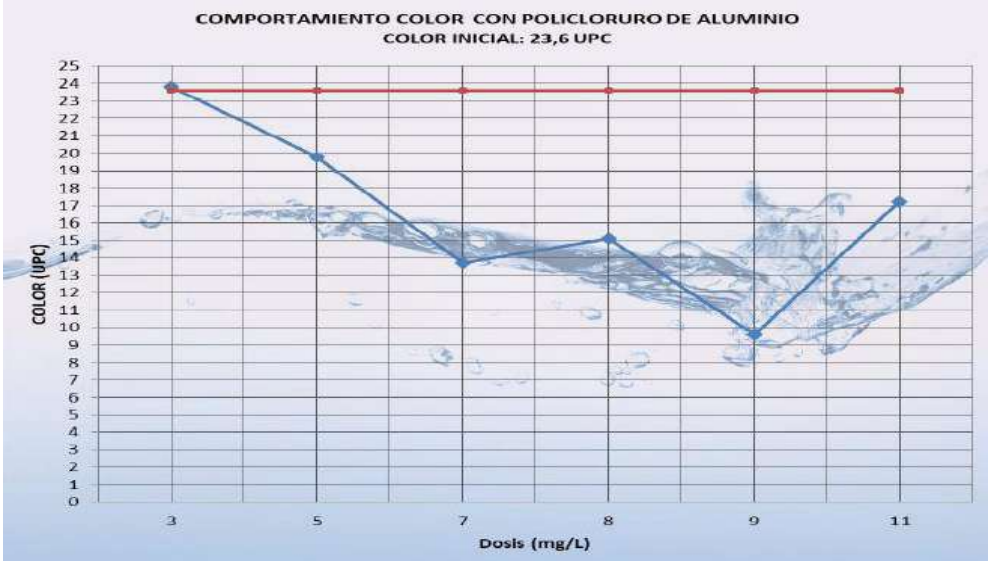


Figura 10-45.Comportamiento Color con Policloruro de Aluminio

Ahora bien, los resultados obtenidos con el coagulante de Sulfato de Aluminio Tipo A indican que la dosis optima es de **6 mg/L** con lo que se alcanza baja remoción, por lo que aplicando dosis más altas se logra 88.39% con relación a la turbiedad y 80.08% con relación al color, los datos tenidos en cuenta se reflejan en la Tabla 10-29.Resultados de Coagulante Sulfato de Aluminio Tipo A.

Tabla 10-29.Resultados de Coagulante Sulfato de Aluminio Tipo A

PRUEBAS DE TRATABILIDAD							
COAGULANTE: **SULFATO DE ALUMINIO TIPO B**							
VASO	CONDICIONES AGUA CRUDA			ENSAYO	CONDICIONES AGUA CLARIFICADA		
	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH	Dosis (mg/L)	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH
1	*2,24*	*23,6*	*7,57*	4	2,16	21,2	7,42
2				6	1,98	18,9	7,39
3				9	2,68	23,1	7,37
4				12	3,71	38,9	7,24

Al ser una planta convencional se usarán 3 químicos: coagulante, floculante y un desinfectante.

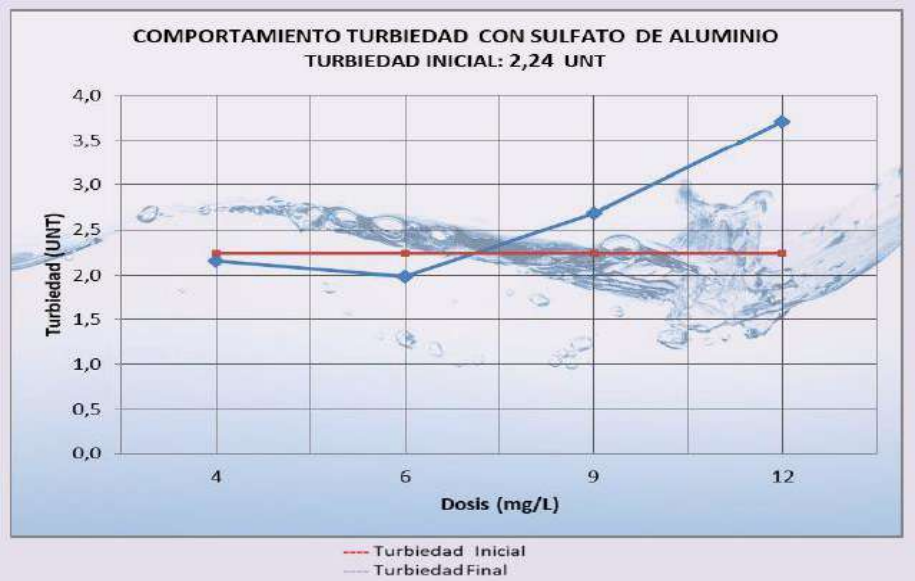


Figura 10-46.Comportamiento Turbiedad con Sulfato de Aluminio.

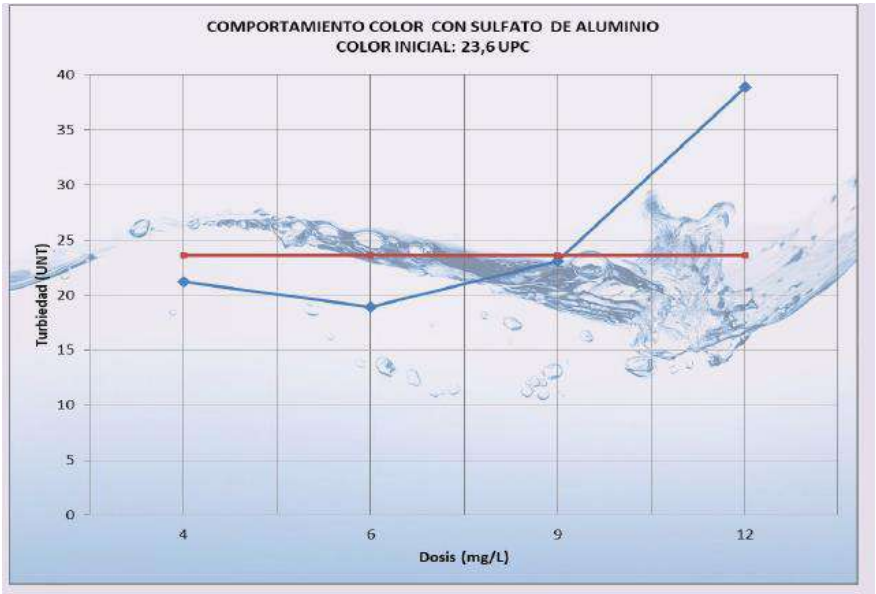


Figura 10-47.Comportamiento Color con Sulfato de Aluminio

MUESTRA AGUA FILTRADA Quebrada Tesorito		
	TURBIEDAD (UNT)	0,69
	COLOR (UPC)	6,3
	pH	7,63
	ALCALINIDAD (ppm $CaCO_3$)	25,4
	CONDUCTIVIDAD (µS/cm)	49,5

DOSIS APLICADA	CLORO RESIDUAL LIBRE
mg/L	mg/L
0,30	0,20
0,60	0,30
0,90	0,40
1,20	0,40
1,50	0,60
1,80	0,90
2,00	1,50
2,50	2,40

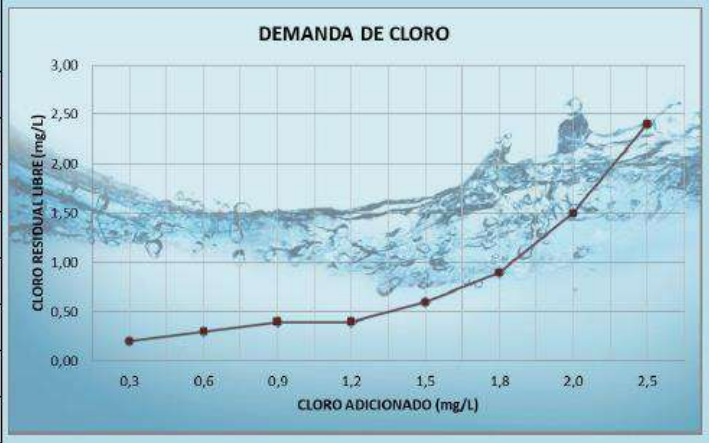


Figura 10-48.Demanda de cloro

10.1.7.2. Quebrada El Mandingas-Ensayo de jarras

Con el fin de determinar el coagulante indicado y sus dosis optima se realizó la prueban con soluciones de Polihidroxicloruro de Aluminio y Sulfato de Aluminio tipo A; en la Tabla 10-28 se muestran los resultados obtenidos aplicando el primer coagulante mencionado.

Tabla 10-30.Resultados de Coagulante Polihidroxicloruro de Aluminio. Fuente: GESTAL.

PRUEBAS DE TRATABILIDAD							
COAGULANTE: **POLICLORURO DE ALUMINIO**							
VASO	CONDICIONES AGUA CRUDA			ENSAYO	CONDICIONES AGUA CLARIFICADA		
	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH	Dosis (mg/L)	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH
1	*1,55*	*16,4*	*7,90*	3	1,2	5,7	7,98
2				5	0,87	5,2	7,87
3				6	0,83	4,5	7,91
4				7	0,84	6,3	7,92
5				8	0,92	7,5	7,79
6				9	1,15	8	7,87
7				12	1,38	11	7,74

Con lo anterior, la dosis optima de coagulante que se propone es de **7 mg/L,** con lo que se alcanza una remoción de 54.19% con relación a la turbiedad y del 38.41% con relación al color.

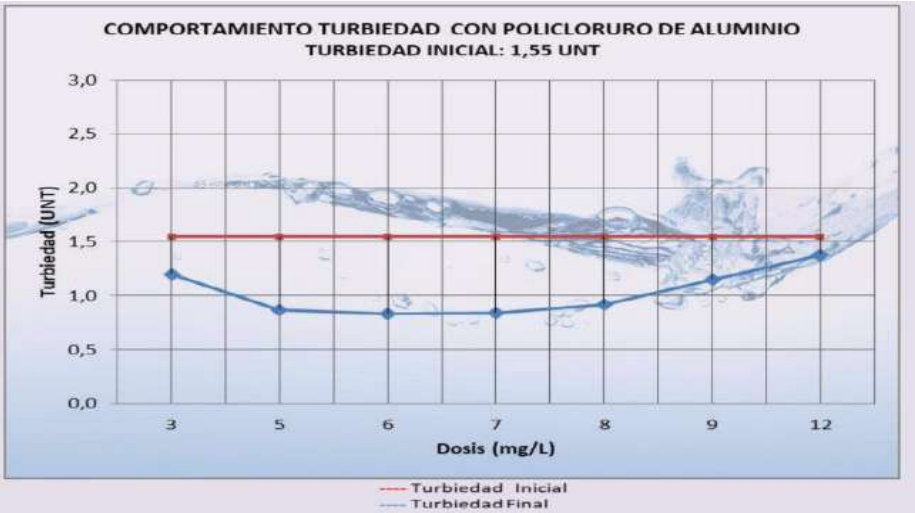


Figura 10-49.Comportamiento Turbiedad Fija con diferentes Dosis Polihidroxicloruro de Aluminio

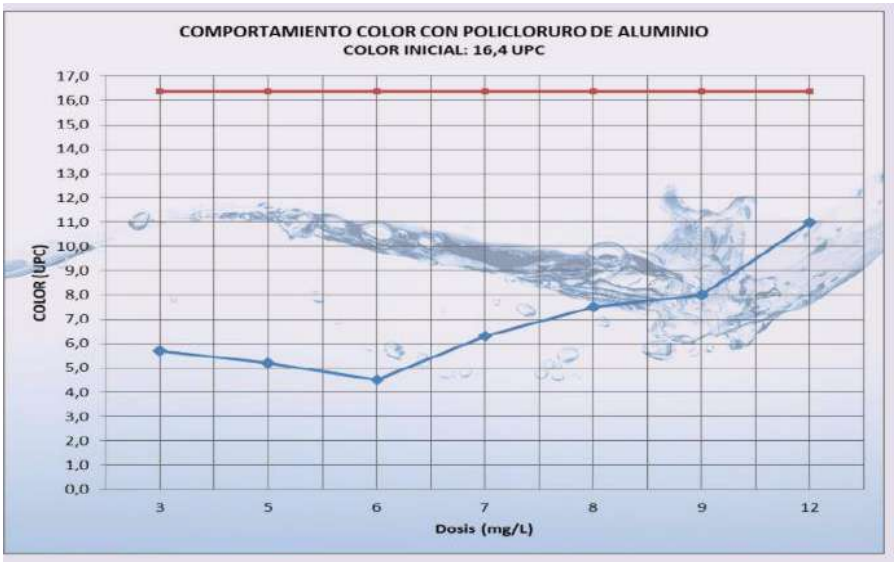


Figura 10-50.Comportamiento Color con Policloruro de Aluminio

Ahora bien, los resultados obtenidos con el coagulante de Sulfato de Aluminio Tipo A indican que la dosis optima es de **6 mg/L** con lo que se alcanza baja remoción, por lo que aplicando

dosis más altas se logra 4.51% con relación a la turbiedad y 52.44% con relación al color, los datos tenidos en cuenta se reflejan en la Tabla 10-29.Resultados de Coagulante Sulfato de Aluminio Tipo A.

Tabla 10-31.Resultados de Coagulante Sulfato de Aluminio Tipo A

PRUEBAS DE TRATABILIDAD							
COAGULANTE: **SULFATO DE ALUMINIO TIPO B**							
VASO	CONDICIONES AGUA CRUDA			ENSAYO	CONDICIONES AGUA CLARIFICADA		
	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH	Dosis (mg/L)	Turbiedad (UNT)	Color (UPC)	pH
1	*1,55*	*16,4*	*7,90*	4	1,52	8,6	7,64
2				6	1,48	7,8	7,55
3				9	1,93	8,5	7,54
4				12	2,34	11,1	7,36

Al ser una planta convencional se usarán 3 químicos: coagulante, floculante y un desinfectante.

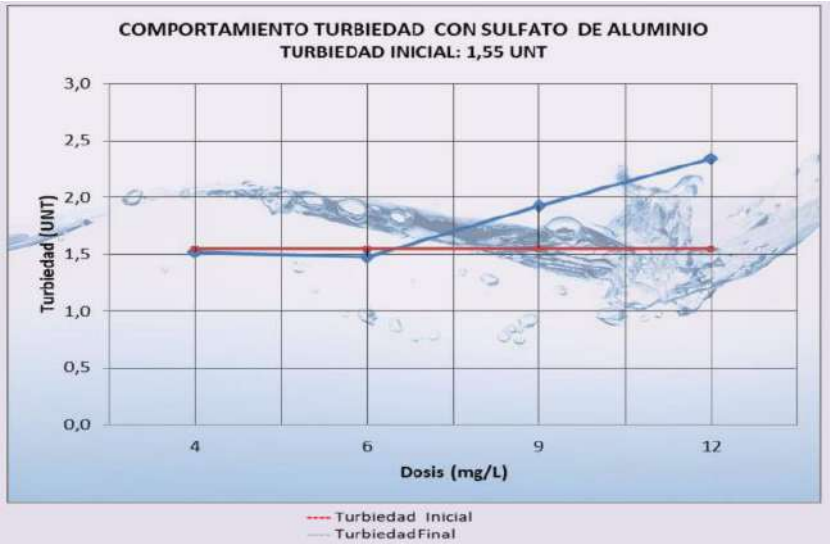


Figura 10-51.Comportamiento Turbiedad con Sulfato de Aluminio.

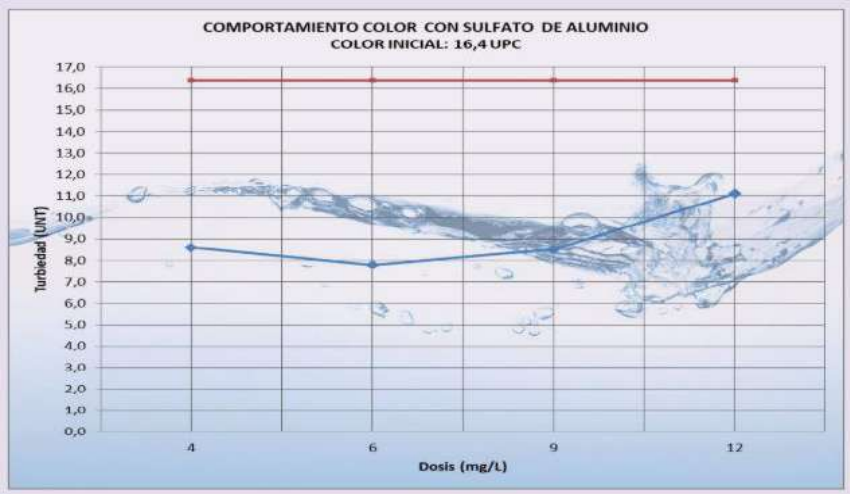


Figura 10-52.Comportamiento Color con Sulfato de Aluminio

MUESTRA AGUA FILTRADA Quebrada Mandingas		
	TURBIEDAD (UNT)	0,47
	COLOR (UPC)	4,6
	pH	7,65
	ALCALINIDAD (ppm $CaCO_3$)	36,7
	CONDUCTIVIDAD (µS/cm)	97,1

DOSIS APLICADA	CLORO RESIDUAL LIBRE
mg/L	mg/L
0,30	0,20
0,60	0,40
0,90	0,50
1,20	0,40
1,50	0,60
1,80	0,70
2,00	1,60
2,50	2,30

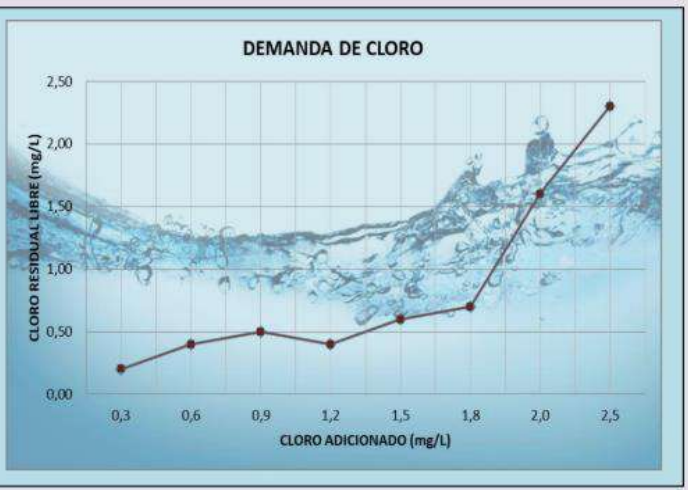


Figura 10-53.Demanda de cloro

El químico PAC (coagulante) se inyecta al ingreso del agua en la planta en la estructura de mezcla rápida y el tercero se inyecta a la salida del agua de la planta antes del proceso de almacenamiento.

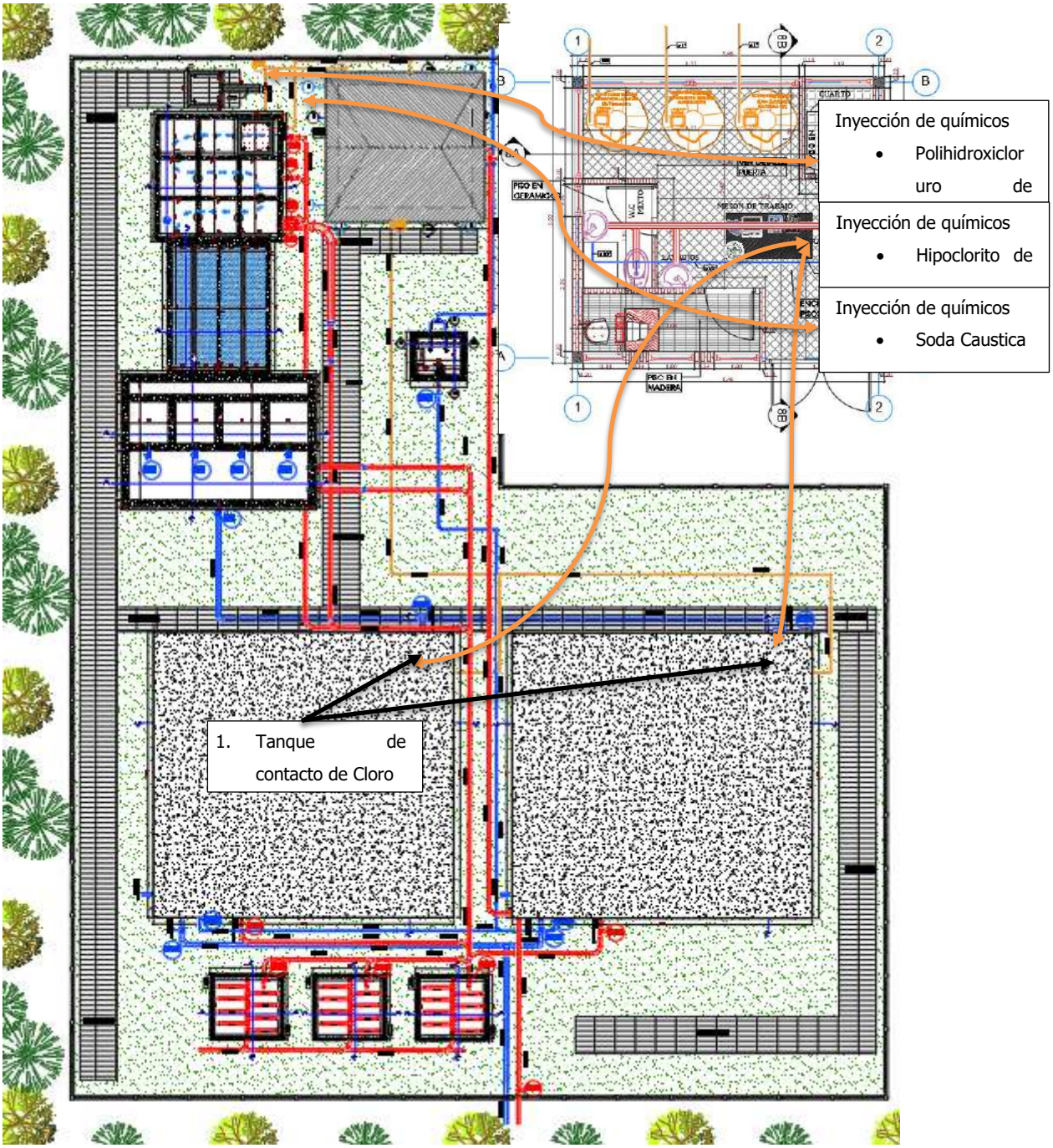


Figura 10-54.Ubicación de los puntos de Inyección de Solución de Químicos.

La Figura 10-54 presenta un esquema donde se observa la ubicación de los puntos de inyección de solución de químicos. En el esquema presentado P-01 representa el punto de inyección de la Soda Caustica (alcalinizante), P-02 representa el punto de inyección del Polihidroxicloruro de Aluminio (Floculante), y P-03 representa el punto de inyección del Hipoclorito de Sodio (Desinfectante) al inicio y al final del flujo.

Los productos químicos necesarios para la potabilización del agua son:

- Polihidroxicloruro de Aluminio
- Soda Caustica (la soda caustica se utiliza como alcalinizante para realizar la nivelación del pH la consultoría propone la inclusión de soda caustico en el caso en el que nivel de pH baje o aumente y afecte las condiciones actuales del sistema de tratamiento)
- Hipoclorito de sodio. (Demanda de cloro)

Las características para el uso y manipulación de los químicos se presentan en el ANEXO N°40-CATALOGOS TECNICOS en el sub-anexo ANEXO N 40.1. FICHAS TECNICAS QUIMICOS

El sistema de dosificación de productos químicos está compuesto por:

- Tanques plásticos de 500 litros: utilizados para realizar la solución de productos químicos. A cada uno de los tanques llega un punto de agua filtrada necesaria para la solución de productos químicos. Con base al volumen de cada tanque plástico se realiza la dosificación de los químicos y el tiempo que puede suministrar de acuerdo a las condiciones requeridas para su potabilización.

- Bombas dosificadoras de productos químicos: estos equipos se utilizan para bombear la solución de químicos desde los tanques plásticos a los puntos de adición en el sistema de potabilización.
- El depósito donde se almacenan los productos químicos para hacer la solución.

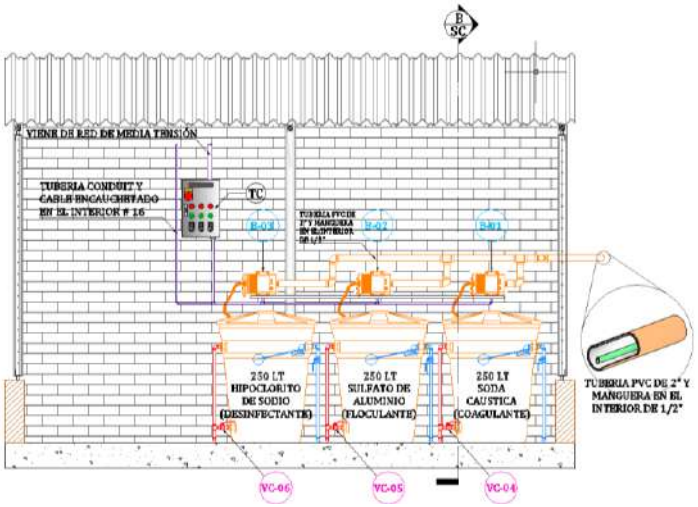


Figura 10-55.Cuarto de operación. Ver detalle en Plano

La Figura 10-55 muestra el esquema del cuarto de operación en el cual se encuentra el sistema de dosificación de químicos necesarios para el proceso de potabilización y zona de almacenamiento de insumos y materiales, esta estructura se proyecta construir en la parte superior del tanque de almacenamiento propuesto con el objetivo disminuir el área de afectación.

Se utilizarán tres tanques de 500 litros, cada uno dispuesto de una bomba dosificadora, los caudales de las bombas dosificadores elegidos para esta planta de potabilización son:

- Una bomba dosificadora de solución Polihidroxicloruro: 20 l/h.
- Una bomba dosificadora de solución de soda: 20 l/h.
- Una bomba dosificadora de solución de hipoclorito: 20 l/h.

Tabla 10-32. Características de Bombas y válvulas del sistema de dosificación

ID	TIPO DE BOMBA	UBICACIÓN	CARACTERÍSTICAS
B-01	Bomba dosificadora No.1	Cuarto de operaciones	Dosificador de Soda Caustica- 25PSI / 1,72Bar, 120VAC/60Hz, 1,7amp, 170GPD/240 LPD.
B-02	Bomba dosificadora No.2	Cuarto de operaciones	Dosificador de Sulfato de Aluminio- 25PSI / 1,72Bar, 120VAC/60Hz, 1,7amp, 170GPD/240 LPD.
B-03	Bomba dosificadora No.3	Cuarto de operaciones	Dosificador de Hipoclorito de Sodio- 25PSI / 1,72Bar, 120VAC/60Hz, 1,7amp, 170GPD/120 LPD.

En la Tabla 10-32 se muestra las características de las bombas dosificadoras y de las válvulas del sistema de dosificación. Adicionalmente en la Figura 10-56 se presenta un detalle del sistema dosificador ubicado en la caseta de operaciones.



Figura 10-56.Sistema Dosificador

A continuación, se realizará un cálculo de las cantidades de químicos necesarios suponiendo concentraciones esperadas.

10.1.7.3. Dosificación de Solución de Polihidroxicloruro de Aluminio

Se tiene que el caudal de diseño del sistema de potabilización es de 25 l/s lo que es igual a 90.000 l/h; se deja los caudales expresados en la misma unidad de tiempo para que se pueda hacer operaciones con correspondencia a un volumen. Ahora la incógnita a encontrar es la concentración que se debe tener en los tanques plásticos para que al agregar a la tasa que aporta las bombas dosificadoras y al disolverse con el caudal que entra en la planta de potabilización se obtenga la concentración deseada, para ello se aplica la siguiente ecuación:

$$C_{solucion} = \frac{C_{deseada} * Q_{planta}}{Q_{bomba}}$$

Dónde:

- Csolución – Concentración que habrá en los tanques plásticos (mg/l)
- Qplanta – Caudal que llega a la planta (l/m)
- Qbomba – Caudal de la bomba dosificadora (l/m)

Teniendo en cuenta los resultados del análisis de calidad del agua (Ver ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA) y las recomendaciones dispuestas, en el sistema se debe implementar la dosificación del coagulante y el ayudante de coagulación, aunque esté último no es recomendado por el estudio de calidad de agua, es necesario mantener un diseño completo que contemple los diferentes escenarios y que tenga la capacidad de suministrar agua totalmente potable para el casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas

- Polihidroxicloruro (Coagulación) = 9 mg/l
- Soda Cáustica (Ayudante de regulación de PH) = 4.5 mg/l

A continuación, se muestra un cálculo detallado de las cantidades precisas de insumo químico y los litros de agua filtrada necesaria para realizar la solución que se aplica al agua cruda para su tratamiento, teniendo este dato y los caudales reales se obtiene el tiempo de duración de esta solución, o sea se sabe cada cuanto se debe preparar la solución de cada uno de los químicos.

Para el caso del Polihidroxicloruro de aluminio:

- El caudal de agua cruda que entra a cada módulo de la planta de potabilización es de **25 l/s**, lo que corresponde a **90.000 l/h.**
- El caudal real de la bomba que dosifica la solución de soda caustica es de 20 l/h. Este dato de caudal fue aforado después de tomar el promedio de tres lecturas de tiempo llenado un mismo volumen conocido.
- La concentración deseada de Polihidroxicloruro de Aluminio en el floculador es de 9 mg/l, o sea, esta es la concentración que debe resultar al mezclar el caudal de agua cruda que entra a la planta potabilizadora y el caudal que viene impulsado por la bomba dosificadora. El primer caudal no contiene sulfato de aluminio y tiene gran cantidad de agua cruda; el segundo caudal tiene una alta concentración de Polihidroxicloruro de Aluminio y poco volumen de agua cruda.
- La concentración de la solución de Polihidroxicloruro de Aluminio y agua filtrada en los tanques plásticos de 460 litros, que se aplicará al agua cruda es:

$$C_{solucion} = \frac{C_{deseada} * Q_{planta}}{Q_{bomba}} = \frac{9\frac{mg}{l} * 90000\frac{l}{h}}{20\frac{l}{h}} = 40.500\frac{mg}{l}$$

- Una vez obtenida la concentración que se tendrá en los tanques plásticos se debe hacer el cálculo inverso para saber qué cantidad de Polihidroxicloruro de Aluminio (líquido) y qué cantidad de agua filtrada se debe usar para obtener dicha

concentración. Para ello es fundamental recordar que al agregar 1 ml de Polihidroxicloruro (líquido) a 100 ml de agua se obtiene una solución de Polihidroxicloruro de concentración de 13.500 mg/l (Tomando una densidad de 1.35 g/ml de Polihidroxicloruro de acuerdo a la ficha técnica en el ANEXO N°40-CATALOGOS TECNICOS.

- Realizando la regla de tres y escogiendo el volumen de agua cruda de 460 litros (esto porque el recipiente que alojará la solución tiene 500 litros, pero es posible hacer el cálculo para un volumen menor o mayor si se tiene un recipiente más grande) se obtiene:

$$C_{solucion} = 40.500\frac{mg}{l} = \frac{40.500\frac{mg}{l}\left(\frac{1ml_{sulfato}}{100ml_{agua}}\right)}{13.500\frac{mg}{l}} = \frac{3\ ml_{sulfato}}{100ml_{agua}}$$

Para un volumen de 460 litros tenemos que:

$$C_{solucion} = \frac{3\ ml_{polihidroxicloruro}}{100ml_{agua}} = \frac{0{,}003\ litros_{polihidroxicloruro}}{0{,}1litros_{agua}}$$

$$= \frac{18.63\ litros_{polihidroxicloruro}}{460litros}$$

- Resulta que se necesitan 18.63 litros de Polihidroxicloruro mezclado con 460 litros de a 0.1 agua para obtener una solución Polihidroxicloruro con concentración de 90.000 mg/l.
- Teniendo en cuenta que la solución de Polihidroxicloruro tiene un volumen final de 478.63 litros (460 de agua más 18.63 litros de Polihidrocloruro) y que la bomba tiene una tasa de funcionamiento de 20 litros cada hora, entonces:

$$Tiempo = \frac{Volumen}{Caudal} = \frac{478.63\ litros}{20\frac{litros}{hora}} = 23.9\ horas = 23\ horas, 59\ minutos$$

Este es el tiempo aproximado de duración de la solución. Por lo tanto, se deberá preparar la solución de poli hidrocloruro cada 23 horas 59 Minutos

Se recomienda hacer cada tres días aforo del caudal de la bomba dosificadora para asegurarse que la frecuencia de preparación de los químicos corresponde a la calculada. De variar el caudal de la bomba dosificadora se debe repetir los pasos anteriores para determinar las cantidades de químicos y la frecuencia de preparación que corresponda.

10.1.7.4. Dosificación de Solución de Soda Caustica

Para el caso de la soda caustica:

- El caudal de agua cruda que entra a cada módulo de la planta de potabilización es de 25 l/s, lo que corresponde a 90.000 l/h.
- El caudal real de la bomba que dosifica la solución de soda caustica es de 20 l/h. Este dato de caudal fue aforado después de tomar el promedio de tres lecturas de tiempo llenado un mismo volumen conocido.
- La concentración deseada de soda caustica en el floculador es de 4,5 mg/l la cual se obtiene de dividir la concentración requerida de Polihidroxicloruro de aluminio a la mitad, o sea, esta es la concentración que debe resultar al mezclar el caudal de agua cruda que entra a la planta potabilizadora y el caudal que viene impulsado por la bomba dosificadora. El primer caudal no contiene soda caustica y tiene gran cantidad de agua cruda; el segundo caudal tiene una alta concentración de soda caustica y poco volumen de agua cruda.
- A continuación, se determina la concentración de la solución de soda caustica y agua filtrada en los tanques plásticos de 500 litros, que será la aplicada al agua cruda:

$$C_{solucion} = \frac{C_{deseada} * Q_{planta}}{Q_{bomba}} = \frac{4{,}5\frac{mg}{l} * 90.000\frac{l}{h}}{20\frac{l}{h}} = 8.100\frac{mg}{l}$$

- Una vez obtenido la concentración que se tendrá en los tanques plásticos se debe hacer el cálculo inverso para saber qué cantidad de soda caustica y qué cantidad de agua filtrada se debe usar para obtener dicha concentración. Para ello es fundamental recordar que al agregar 1 gramo de soda caustica a 100 ml de agua se obtiene una solución de soda caustica de concentración de 10.000 mg/l.
- Realizando la regla de tres y escogiendo el volumen de agua cruda de 460 litros (esto porque el recipiente que alojará la solución tiene 500 litros, pero es completamente posible hacer el cálculo para un volumen menor o mayor) se obtiene:

$$C_{solucion} = 8.100\frac{mg}{l} = \frac{8.100\frac{mg}{l}\left(\frac{1gr_{soda}}{100ml_{agua}}\right)}{10.000\frac{mg}{l}} = \frac{2.25\ gr_{soda}}{100ml_{agua}}$$

Para un volumen de 460 litros tenemos que:

$$C_{solucion} = \frac{2.25ml_{sulfato}}{100ml_{agua}} = \frac{0{,}00225ml_{sulfato}}{0{,}1litros_{agua}} = \frac{2.25litros_{sulfato}}{460litros}$$

Lo que resulta es que se necesitan 2.25 l de soda caustica mezclado con 460 litros de agua para obtener una solución de soda caustica con concentración de 2.25 mg/l.

- Teniendo en cuenta que la solución de soda caustica tiene un volumen final de 462.25 litros y que la bomba tiene una tasa de funcionamiento de 40 litros por hora, el tiempo de reposición será igual a:

$$Tiempo = \frac{Volumen}{Caudal} = \frac{462.25 litros}{20 \frac{litros}{hora}} = 23.9 horas = 23 horas 52.8 \min$$

Este es el tiempo aproximado que debe hacerse la preparación de la solución de soda caustica. Por lo tanto, se deberá preparar la solución de soda caustica cada 23 horas 52,8 min

Se recomienda hacer cada tres días aforo del caudal de la bomba dosificadora para asegurarse que la frecuencia de preparación de los químicos corresponde a la calculada. De variar el caudal de la bomba dosificadora se debe repetir los pasos anteriores para determinar las cantidades de químicos y la frecuencia de preparación que corresponda.

10.1.7.5. Dosificación de Solución de Hipoclorito de Sodio

La función del Hipoclorito de Sodio es desinfectar el agua ya sedimentada, no es necesario hacer una prueba de laboratorio ya que se tiene el dato de la solución que se debe hacer entre agua filtrada y volumen de hipoclorito de sodio de acuerdo a la concentración de cloro que tenga el hipoclorito escogido para aplicar en la planta.

El hipoclorito de sodio líquido utilizado en la planta tiene una concentración de cloro de 1.8%, entonces, para lograr una concentración de 1.8 mg/l de cloro en el agua (lo recomendado con base al ensayo de jarra se estipula 1.8 mg/l) se necesita 1ml de hipoclorito de sodio al 3% por cada 20 litros de agua.

Entonces:

- El caudal de la planta es de 25 l/s, o sea 90.000 l/h.

- La dosis es 1 ml de Hipoclorito de Sodio por cada 20 litros de agua filtrada, entonces para la totalidad del agua que la planta trata que es 90.000 litros el volumen de hipoclorito será:

$$V_{hipoclorito} = \frac{90.000l * 1ml}{20l} = 2.26l$$

- La bomba dosificadora de cloro tiene un caudal de 20 l/h, entonces la solución de agua con hipoclorito de sodio está compuesta por 2.26 litros de hipoclorito de sodio y 462.26 litros de agua.

Tabla 10-33. Dosificación de Químicos realizada en la planta de tratamiento de agua potable[38]

DOSIFICACIÓN DE QUIMICOS		
Dosis de policloruro de aluminio	mg/l	9
Dosis de solución de soda caustica	mg/l	4.5
Dosis de hipoclorito de sodio	mg/l	1.8
Caudal de la planta	lps	25
Concentración tanque de polihidroxicloruro	mg/l	40,500
Concentración tanque de soda caustica	mg/l	20,250
Concentración tanque hipoclorito	mg/l	8100
Vol. de agua para solución polihidroxicloruro	lt	460
Vol. de agua para solución soda	lt	460
Polihidroxicloruro a agregar	lt	18.63
Soda caustica a agregar	kg	9.32
Hipoclorito a agregar cada hora	lt/h	2.25
Vol. de agua para solución hipoclorito	lt	17.75
Caudal de la bomba de polihidroxicloruro	lph	20
Caudal de la bomba sol soda caustica	lph	20
Caudal de la bomba de hipoclorito	lph	20
Tiempo en acabarse la solución polihidroxicloruro	h	23.9
Tiempo en acabarse la solución soda caustica	h	23.5

[38] Ver ANEXO No.18- dg-PT-41-Desin-2017-08-16

Tiempo en acabarse la solución cloro	h	23.9
Tiempo que funciona la planta	h/día	24
Consumo de polihidroxicloruro	lt/d	18.6833
Consumo de cal	kg/d	9.52708
Consumo de hipoclorito	lt/d	2.2606
Consumo de polihidroxicloruro	lt/mes	560.5
Consumo de cal	kg/mes	285.812
Consumo de hipoclorito	lt/mes	67.8179
Garrafas de polihidroxicloruro 25 lt	un	22.42
Bultos de soda caustica de 50 kg	un	5.71625
Garrafas de hipoclorito de 25 lt	un	2.71272

Según la Resolución 0330 de 2017 es necesario destinar un volumen de contacto de cloro que permita una duración de 20 minutos de contacto. Este volumen útil requerido resulta de 15 m3 y se presenta en los tanques de almacenamiento. (Ver Figura 10-57)

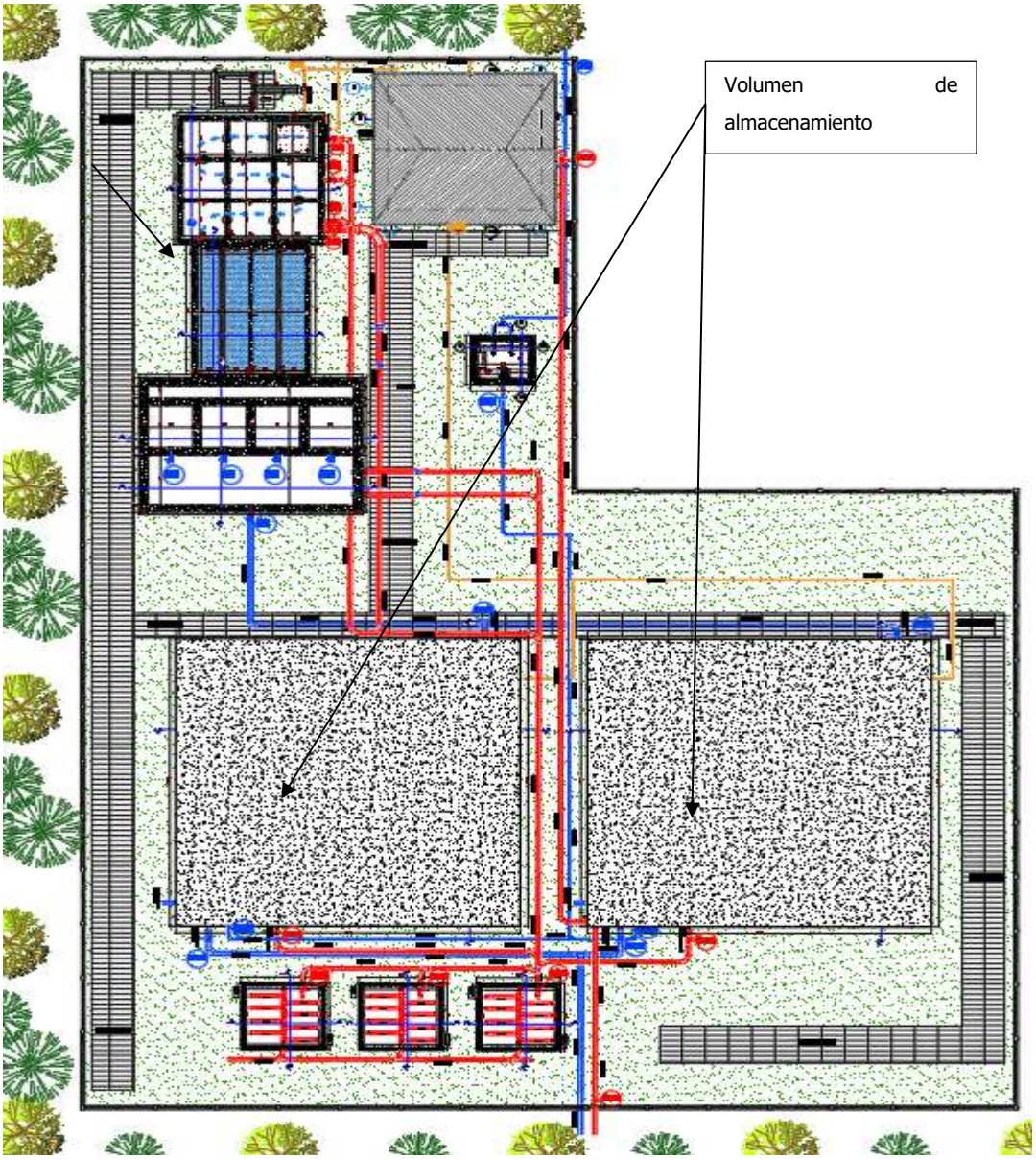


Figura 10-57.Localización del tanque de contacto de cloro

10.1.7.6. Purga de lodos

La planta de potabilización genera lodos en todas las etapas de tratamiento especialmente en la etapa de sedimentación con base a las características generales de las aguas superficiales correspondiente del 50% al 90% de la totalidad de lodos producidos por el sistema. Para drenar estos lodos se debe operar las válvulas de drenaje del sistema de purga de lodos identificado en color rojo, en el plano de optimización de la planta de potabilización se puede identificar cada una de las válvulas de purga y su correspondiente diámetro, a continuación, en la Figura 10-58 se presenta el esquema de planta del sistema de drenaje de la PTAP.

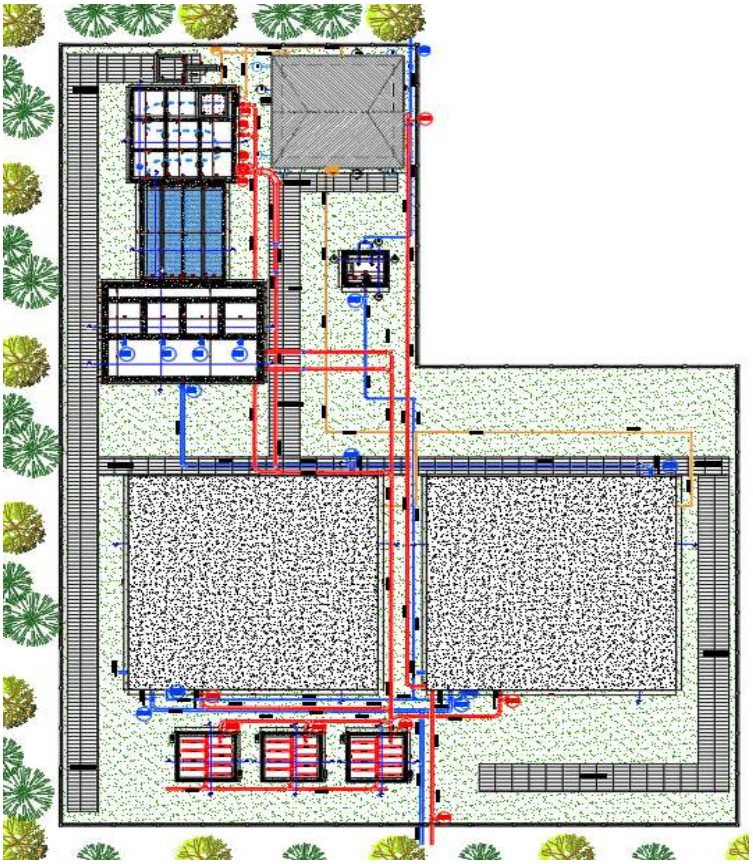


Figura 10-58.Esquema de drenaje de la PTAP

El sistema de manejo de lodos cuenta con las siguientes características en general:

a. El caudal de la planta es de 25 lps, asumiendo un caudal de lodos del 5% de ese caudal resultaría 1.25 l/s, esto es un caudal demasiado bajo para el dimensionamiento de un espesador de lodos. Por este motivo se considera la descarga directa en el lecho de secado.
b. Tasa carga superficial de secado de $10m^{3}/m^{2}$ día
c. La frecuencia y tiempo de operación de las válvulas de purga en el sistema de potabilización varían dependiendo de cada estructura y su correspondiente función, a continuación, en la Tabla 10-34 se presenta la codificación, ubicación, frecuencia y tiempo de operación de la totalidad del sistema de purga de lodos.

Tabla 10-34.Listado de válvulas para purga de lodos

ID	TIPO DE VÁLVULA	Ø (")	UBICACIÓN	FRECUENCIA	TIEMPO
VL-01	Válvula de Bola	2"	Desarenador	1 vez cada 2 días	1 minuto
VL-02	Válvula de Bola	2"	Floculador	1 vez cada 2 días	1 minuto
VL-03	Válvula de Bola	2"	Floculador	1 vez cada 2 días	1 minuto
VL-04	Válvula de Bola	2"	Sedimentador	1 vez al día	1 minuto
VL-05	Válvula de Bola	2"	Sedimentador	1 vez al día	1 minuto
VL-06	Válvula de Bola	2"	Filtro	1 vez al día	1 minuto
VL-07	Válvula de Bola	2"	Tanque de almacenamiento	En cada mantenimiento	1 minuto
VL-08	Válvula de Bola	2"	Tanque de almacenamiento	En cada mantenimiento	1 minuto
VL-09	Válvula de Bola	2"	lecho de secado	En cada mantenimiento	1 minuto

El proceso de eliminación de la contaminación hace que se genere lodos en las diferentes estructuras que componen la PTAP. El tratamiento realizado a los lodos es drenarlos de cada una de las estructuras y deshidratarlos en el lecho de secado, esta estructura es necesaria con el objetivo de evitar el vertimiento de los lodos en un cuerpo de agua afectando su calidad.

Estos lechos de secado se basan en tanques que contienen medios porosos como grava y arena. En el fondo del tanque y debajo del lecho de secado se encuentra la tubería perforada encargada de recoger el lixiviado que atraviesa el medio poroso. Este medio poroso al recibir

el lodo de la PTAP separa la parte líquida de la parte sólida por medio de filtrado. El lodo seco que resulte en la parte superior del medio poroso del lecho de secado debe ser retirado para luego disponerlo en el lugar donde se trate los residuos sólidos.

Parámetros de diseño:

- Caudal de lodos producido por la PTAP: 5% QMD (0,0125 l/s)
- Tasa de carga superficial máxima: 10 $\frac{m3}{m^2 * dia}$

Teniendo en cuenta los parámetros de diseño se concluye que el área necesaria para deshidratar de forma adecuada es muy pequeña, por lo tanto con el objetivo de tener dimensionales constructivas se opta por determinar el área superficial del lecho de secado con una tasa de secado muy inferior a la máxima permitida, se puede remitir al ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO en el cual se presentan los cálculos realizados, parámetros implementados y resultados obtenidos en el procedimiento de diseño hidráulico de la estructura de deshidratación de lodos.

- ***VERIFICACION DEL CAUDAL DE LODOS Y CAPACIDAD DE LA TUBERIA***

A continuación, se presenta la verificación de capacidad de la tubería de lodos para cada una de las estructuras analizando el porcentaje de colmatación de la tubería de diámetro de 3” PVC para realizar el desagüe de cada una de las estructuras que componen el sistema de tratamiento PTAP.

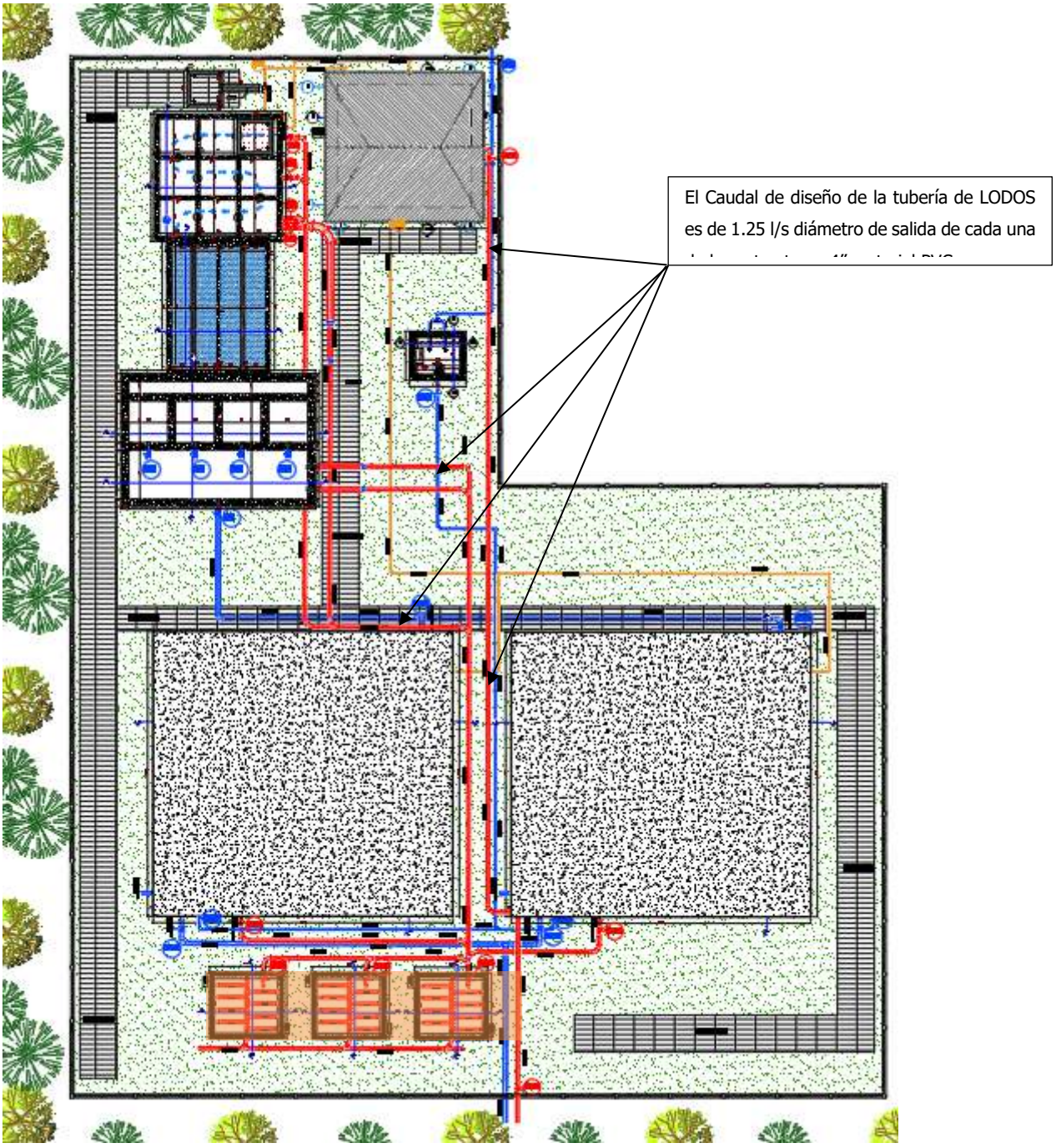

El Caudal de diseño de la tubería de LODOS es de 1.25 l/s diámetro de salida de cada una

Figura 10-59.Localización de las tuberías de desagüe de la Planta de tratamiento de agua potable

Se realiza la estimación del cálculo del tirante requerido para la salida de cada una de las estructuras existentes. Se realiza la simulación del caudal, tirante, perímetro, área a través del Programa HCANALES.

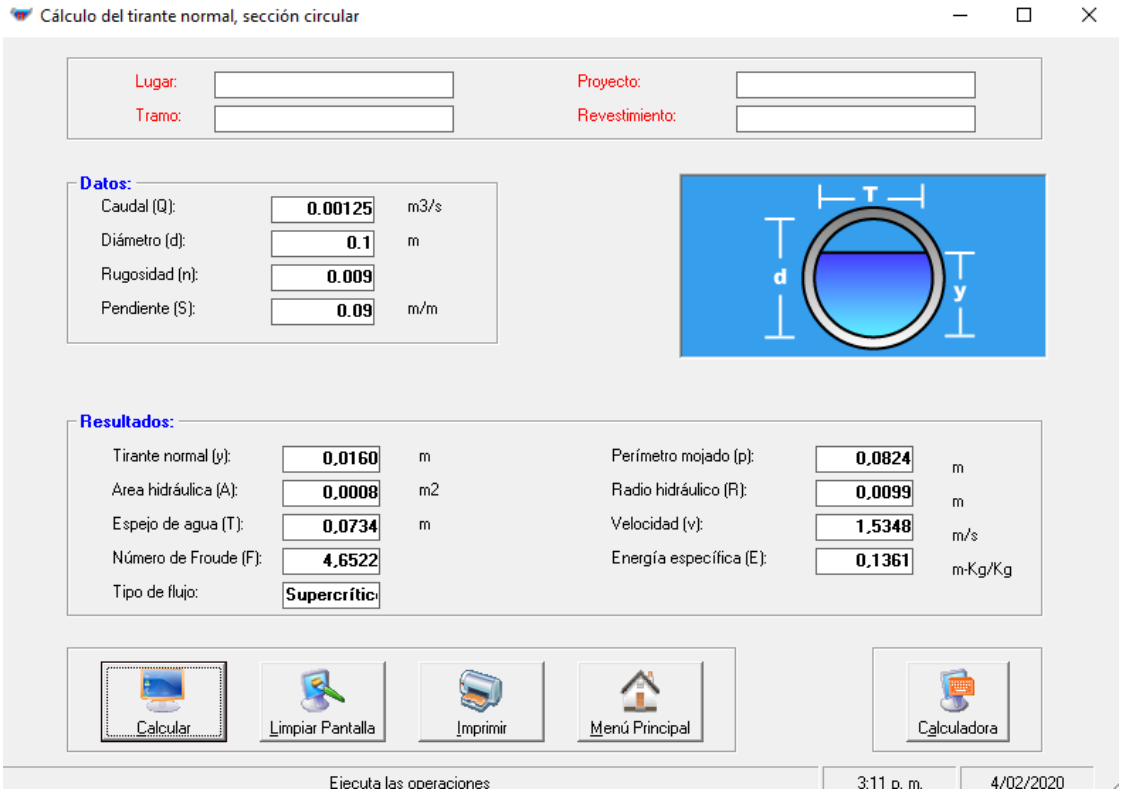


Figura 10-60.Calculo del tirante normal para el diámetro de la tubería de salida de 4" material de PVC

Se realiza la verificación del caudal de la tubería de salida de cada una de las estructuras:

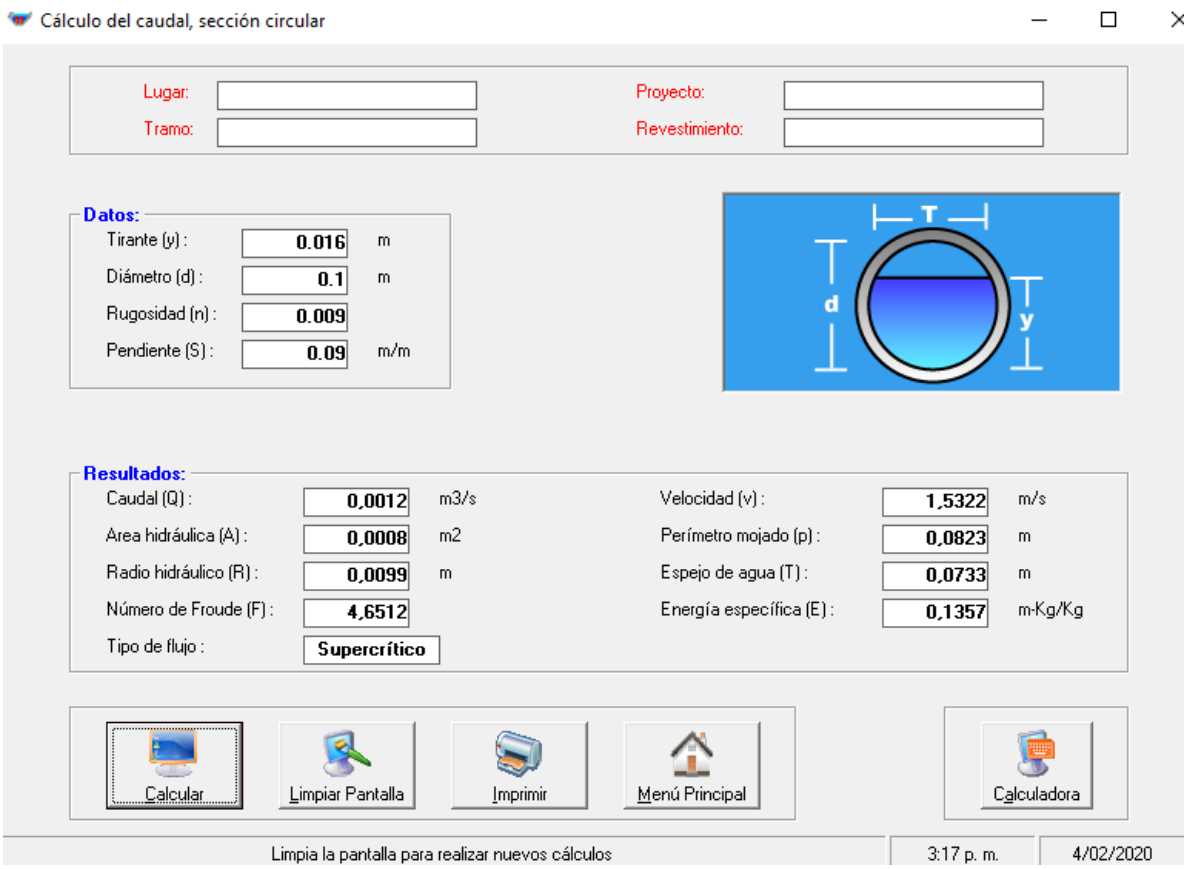


Figura 10-61.Verificación del caudal con el tirante obtenido para el diámetro de 4"

En la cual se requiere que el valor de 0.016 se encuentra colmatado con un valor de porcentaje de 6.25%.

Para proteger el proceso se cubre el lecho de secado con una cubierta en tejas plásticas traslucidas que permiten la entrada de rayos solares y evitan el ingreso de agua lluvia. La estructura de tanque cuenta con entrada y salida por medio de una tubería. Una vez recolectada la totalidad de los lodos producidos por el sistema de potabilización se debe proceder a la deshidratación y desecho de los mismos de forma tal que se garantice la no afectación del medio ambiente. A continuación, en las Figura 10-62 se presentan las vistas

en planta, perfil y tridimensional del lecho de secado propuesto para el sistema de purga de lodos.

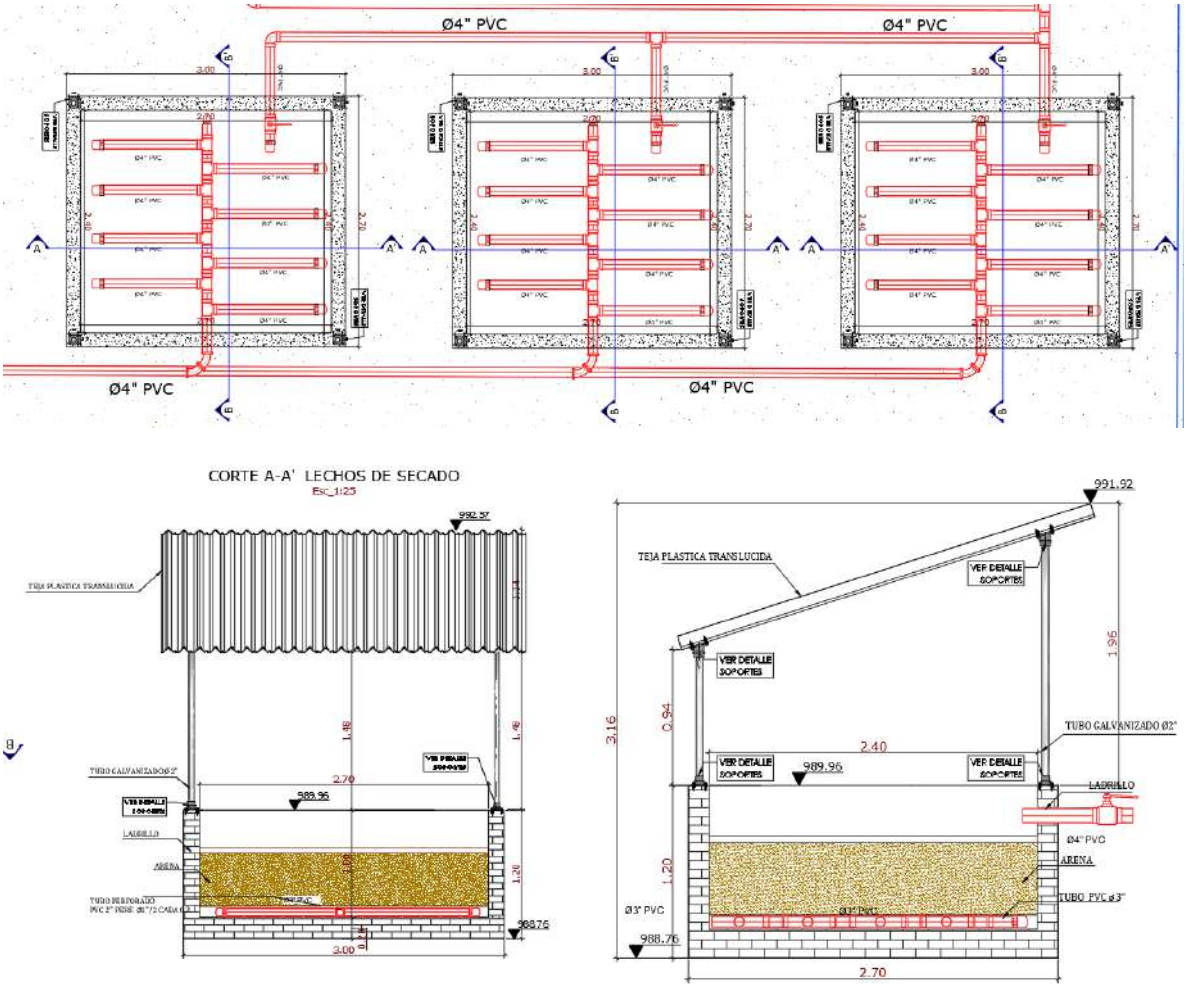


Figura 10-62.Vista en perfil y planta del lecho de secado

10.1.8. Caseta de operaciones

A continuación, se presenta la localización de la caseta de operación de la planta de tratamiento de agua potable del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas

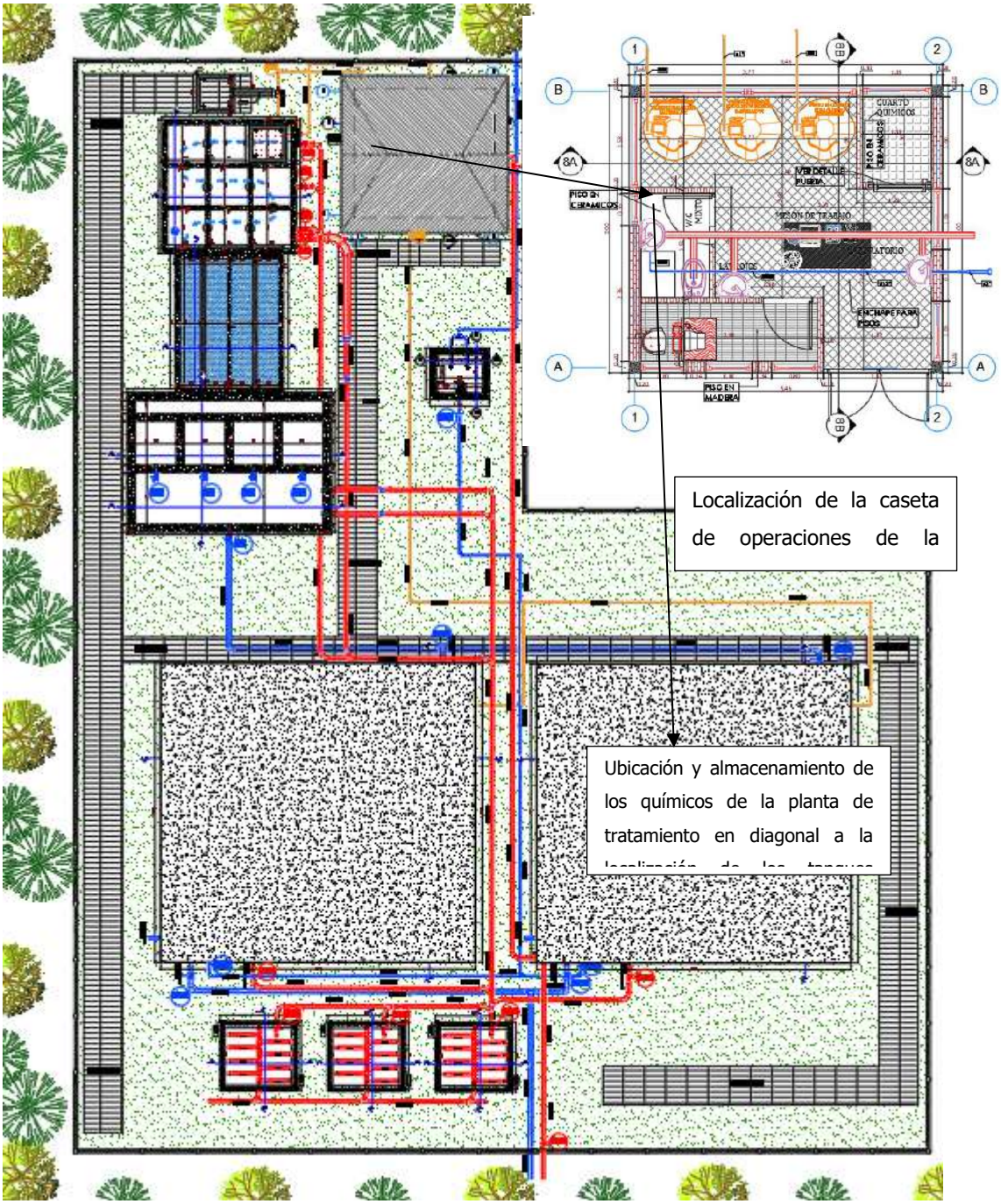


Figura 10-63.Localización caseta de operaciones en la PTAP

Teniendo en cuenta de las condiciones de almacenamiento requeridas con base a la ficha de seguridad para el almacenamiento de químicos se contempla lo siguiente:

- **MANIPULACION Y ALMACENAMIENTO DE POLICLORURO DE ALUMINIO**

Almacenar en tanques o contenedores cerrados en material plástico o fibra de vidrio, ubicados en lugares frescos, ventilados y secos, con buen drenaje. Los recipientes vacíos con residuos del producto pueden ser riesgosos. El contacto de la sustancia con la superficie la torna resbalosa. Evitar vertimientos a los cursos de agua.

- **MANIPULACION Y ALMACENAMIENTO DE HIDROXICLORURO DE ALUMINIO**

Se debe almacenar en tanques cerrados de fibra de vidrio, polietileno, polipropileno, en garrafas, tambores y contenedores plásticos.

- **MANIPULACION Y ALMACENAMIENTO DE HIPOCLORITO DE SODIO**

Precauciones: Tenga disponible y a la mano el equipo de atención de emergencias (para incendios, derrames, fugas, etc.) Asegúrese que todos los recipientes estén etiquetados. Use equipo de protección personal adecuado. La gente que trabaja con este producto químico debe estar adecuadamente capacitada con respecto a sus riesgos y su uso seguro.

Manejo: Evite generar rocío. Use las menores cantidades posibles, en áreas designadas y con ventilación adecuada. Mantenga los recipientes cerrados mientras no estén en uso. Los recipientes vacíos pueden contener Página 5 de 10 residuos peligrosos. Utilice equipo de transferencia (bombas, tubería, mangueras, etc) resistente a la corrosión. No utilice elementos metálicos.

Almacenamiento: Almacénelo en un área fresca, seca, bien ventilada y alejada de la luz solar directa. Almacene los recipientes a una temperatura de 15 a 29°C (59 a 84°F). No lo almacene a más de 30°C (86°F) ni por debajo del punto de congelación. Mantenga los

recipientes bien cerrados cuando no los esté utilizando y cuando estén vacíos. Protéjalos contra danos. Almacénelo lejos de materiales incompatibles como los materiales reductores, ácidos fuertes, compuestos de nitrógeno, cobre, níquel y cobalto. Utilice materiales estructurales resistentes a la corrosión y sistemas de iluminación y ventilación en el área de almacenamiento.

Temperatura de almacenamiento: Se recomienda almacenar a temperaturas entre 15 y 29°C (59 a 84°F).

- **MANIPULACION Y ALMACENAMIENTO DE SODA CAUSTICA**

Manipulación:

a) **Medidas de orden técnico:** Jamás agregue agua al producto. Agregue siempre Lentamente el producto a la superficie del agua física (27 a 38ºC) revolviendo constantemente.

- **PREVENCIÓN SOBREEXPOSICIÓN DELOS TRABAJADORES**

Manipulación con implementos de seguridad, guantes de neopren puño largo, lentes, ropa para productos químicos y máscara para vapores inorgánicos.

PREVENCIÓN DEFUEGO

Manipular lejos de fuentes de ignición, evitar contacto con ácidos, agentes oxidantes, material orgánico, amoníaco.

PREVENCIÓN DEEXPLOSIÓN

Evitar calentamiento de los envases, El producto puede reaccionar en forma explosiva con ácidos, aldehídos y con muchos otros productos químicos orgánicos.

- **ALMACENAMIENTO**

MEDIDAS DE ORDEN TECNICO ESPECIFICAS

Almacenar en recintos fríos, secos y con adecuada ventilación, de preferencia mecánica

CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO

APROPIADAS

Almacenar siempre en lugares cubiertos, fríos y secos. Mantener en embalaje original debidamente identificado y cerrado.

INAPROPIADAS

Corrosivo en contacto con estaño, aluminio, zinc y aleaciones que contengan dichos metales y reaccionará violentamente con estos metales.

SEPARACIÓN DEPRODUCTOS INCOMPATIBLES

MATERIALES DE EMBALAJE

- SEGUROS: Envases originales metálicos con recubrimiento plástico o de PEAD
- RECOMENDADOS NCH 20,920/8: La NCh no especifica grupo, si método M
- NO ADECUADOS: No reenvasar el producto.

DOSIFICACIÓN La dosificación de las sustancias químicas debe efectuarse mediante equipos que aseguren la aplicación de una dosis exacta por unidad de tiempo. Estos equipos disponen de controles que permiten fijar la cantidad de producto por unidad de tiempo que debe liberarse, dentro de límites establecidos por su capacidad.

TIPOS DE DOSIFICADORES

En el Tabla 17-33 se presenta una clasificación de estos equipos de acuerdo con el estado en que se encuentra el producto.

Tabla 10-35. Dosificadores de sustancias químicas

Seco	Volumétricos	Plato, garganta, cilindro, tornillo, estrella, correa
	Gravimétricos	Correa transportadora y pérdida de peso
Solución	Gravedad	Orificio de carga constante, regulable o torre de saturación
	Bombeo	Desplazamiento rotatorio o positivo
	Boquillas	
Gas	Solución al vacío	
	Aplicación directa	

Tabla 10-36.Tabla 17 20. Dosificadores de sustancias químicas

Seco	Volumétricos	Plato, garganta, cilindro, tornillo, estrella, correa
	Gravimétricos	Correa transportadora y pérdida de peso
Solución	Gravedad	Orificio de carga constante, regulable o torre de saturación
	Bombeo	Desplazamiento rotatorio o positivo
	Boquillas	
Gas	Solución al vacío	
	Aplicación directa	

Luego de consultar las fuentes bibliográficas para realizar el sistema de dosificación de químicos de la planta de tratamiento de agua potable a implementar por parte de la consultoría adopta es el sistema de dosificación de químicos a través de ***solución por Bombeo***.

10.1.9. Diseño Sistema De Almacenamiento

Se debe contar con una estructura de almacenamiento en el sistema de acueducto con el fin de garantizar el almacenamiento adecuado del agua tratada, compensar las variaciones entre el caudal de entrada y el consumo diario en el casco urbano del Municipio Salazar de las Palmas, garantizar el suministro de agua en casos de emergencia y compensar variaciones de los consumos.

Para garantizar el correcto diseño de la estructura de almacenamiento se debe tener en cuenta el estudio de suelos con el fin de conocer las propiedades físicas del sub-suelo, el tanque debe diseñarse de tal forma que puedan realizarse las labores de mantenimiento con el mínimo de interrupciones, se debe garantizar la presión mínima en la red de distribución, se debe garantizar la impermeabilización de las paredes y losa de fondo, proveer ductos de ventilación, una cubierta impermeable y acceso al interior con una dimensión mínima de 0,6mx0.60m.

Según la Resolución 0330 de 2017, el sistema de almacenamiento debe poseer unas características especiales: contener tabiques, tener ventilación y las esquinas deben ser achaflanadas.

Al diseñar el tanque de almacenamiento nuevos se tuvieron en cuenta las especificaciones dando cumplimiento a la Resolución 0330 de 2017, tales como, tabiques al interior de la estructura, esquinas achaflanadas, sistema de ventilación, sistema FIFO.

10.1.9.1. Parámetros de diseño

- **Periodo de Diseño**

El periodo de diseño depende del nivel de complejidad con base a la proyección poblacional y capacidad socio-económica, para el caso del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas corresponde a 25 años.

- **Número mínimo de tanques**

  En los casos en que se cuente con un tanque de almacenamiento de un solo módulo, la entrada a éste debe estar provista de un bypass para facilitar las labores de mantenimiento y limpieza, sin afectar la continuidad del servicio.

- **Caudal de diseño**

  La estructura de almacenamiento debe ser capaz de proveer el caudal máximo diario (QMD)

El tanque de almacenamiento que se proyecta diseñar para el sistema del acueducto del casco urbano será de tipo enterrado, construido en concreto reforzado y garantizando un acceso fácil a la estructura teniendo en cuenta las labores de mantenimiento y operación que son necesarias realizar con el fin de garantizar el correcto funcionamiento del sistema.

10.1.9.2. Dimensionamiento de la estructura

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 máximo 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.

$$Volumen_{necesario} = \frac{\left(QMD * \frac{86400}{1000}\right)}{3} = 720\ m^3$$

Actualmente el sistema de acueducto cuenta con tres tanques almacenamiento (dos dentro de las instalaciones del sistema de potabilización existente) y otro tanque fuera de las instalaciones del sistema de potabilización existente.

De los tres tanques sólo se utilizará los dos que se encuentran en las instalaciones del sistema de potabilización existente, esto por evitar cualquier riesgo de sanitario de contaminación. (Ver Figura 10-64)

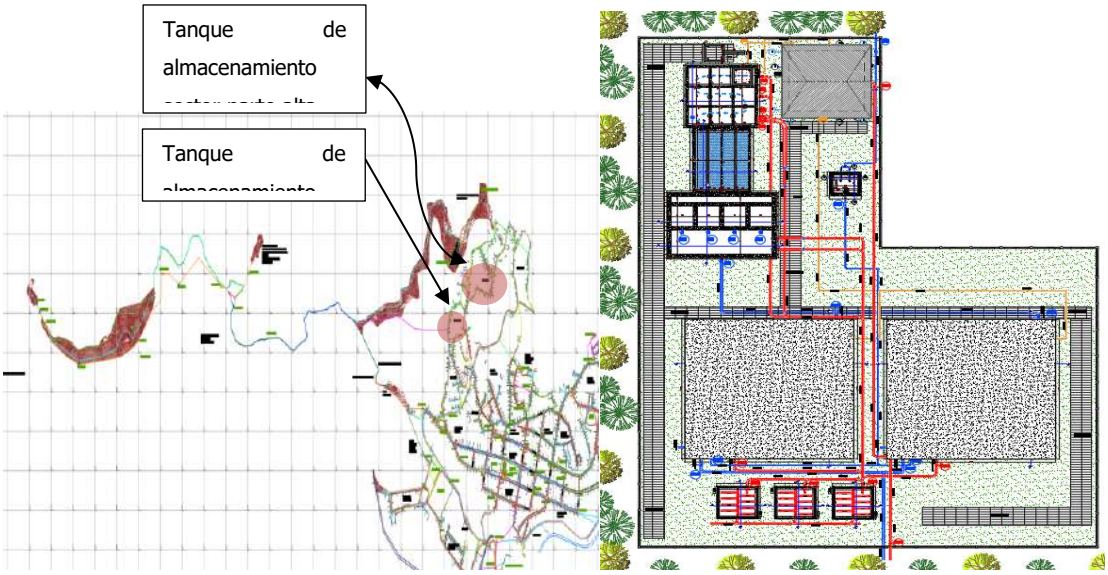


Figura 10-64.Localización de los tanques de almacenamiento a utilizar para el abastecimiento del sistema de acueducto.

Este sistema de acueducto necesita un volumen total de 864 m^3 discriminados de la siguiente manera 720 volumen de almacenamiento necesario más el volumen adicional debido a Riesgos de incendios de 144 m^3, para un total de volumen de almacenamiento a proyectar es de 864 m^3 de almacenamiento en un tanque nuevo.

Tabla 10-37. Diseño hidráulico del tanque de almacenamiento.

Caudal (QMD)	**25,00**	**LPS**

Volumen diario	2160,00	**M3**
Volumen de almacenamiento necesario	720,00	**M3**
Volumen de almacenamiento requerido	864,00	**M3**
Altura Util, H	4,00	**M**
Lados, L1=L2	11,00	**M**
Altura para sedimentos, H1	0,20	**M**
Altura libre, H2	0,20	**M**
Altura Total, HT	4,40	**M**
Tubería de entrada	6,00	**PULG**
Tubería de salida	6,00	**PULG**
Tubería de rebose	4,00	**PULG**
Tubería de desagüe	4,00	**PULG**
Tiempo de desagüe	7,50	**HRS**
VOLUMEN PARA INCENDIO		
VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO ADICIONAL		
VOLUMEN ADICIONAL RIESGO %	20%	
VOLUMEN ADICIONAL INCENDIOS	144,00	**M3**
VOLUMEN TOTAL DE DISEÑO	894	**M3**

A continuación, en las Figura 10-65 y Figura 10-66 se presentan los esquemas en vista en planta y perfil de la estructura de almacenamiento en las cuales se pueden identificar claramente la tubería de abastecimiento, alimentación del sistema de distribución, lavado de lodos, Re ventilación y tabiques en ladrillo prensado implementados para garantizar la no generación de zonas muertas en la estructura.

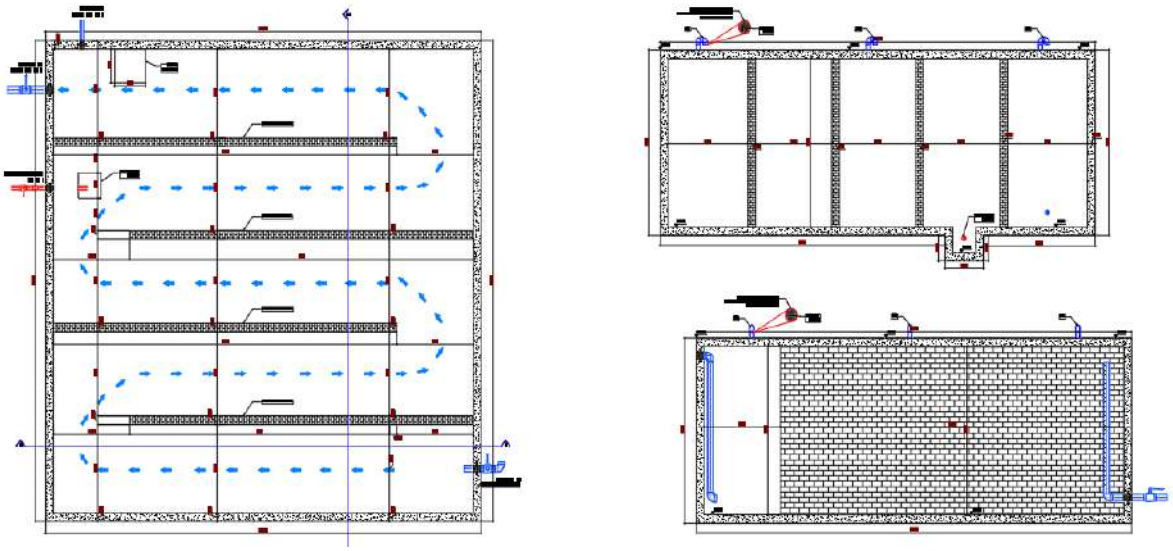


Figura 10-65.Vista en perfil del tanque de almacenamiento.

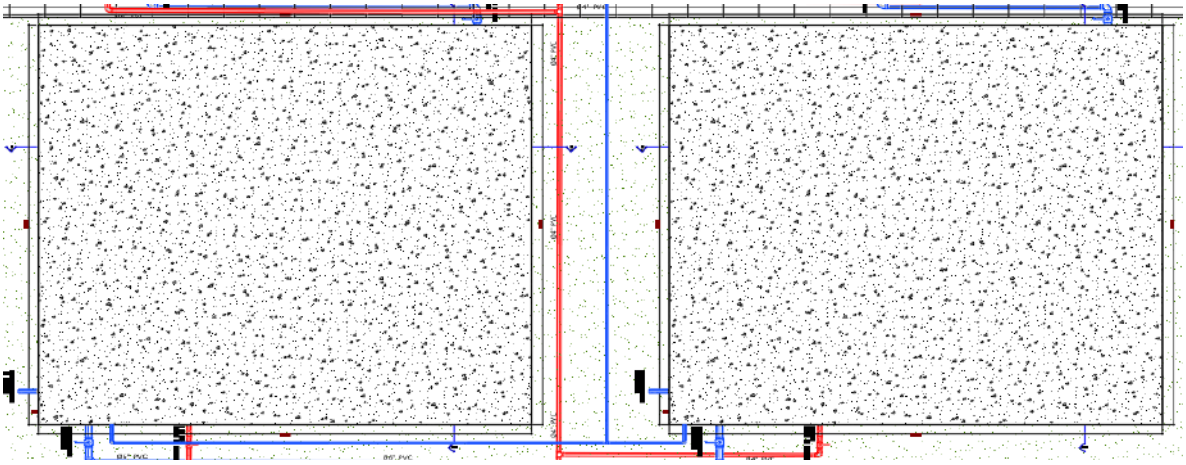


Figura 10-66.Vista en planta del tanque de almacenamiento.

10.1.10. Diseño estación de bombeo a tanque sector parte Alta del Municipio de Salazar de las Palmas

Como se evidencia en el inf02" selección de alternativas" en el cual se propone realizar la cobertura al 100% en la prestación del servicio de acueducto se requiere del diseño de un sistema de bombeo para suministrar agua a los usuarios localizados por encima de la cota de servicio de la PTAP.

A continuación, se presentará los cálculos, procedimientos, planos y resultados obtenidos del pre dimensionamiento de la unidad de bombeo.

Para el tramo de conducción en diámetro de 6" para disminuir las pérdidas generadas en la succión y en la descarga. Para el sistema de bombeo requerido para abastecer el sistema de acueducto del casco urbano.

Tabla 10-38.Parámetros de entrada

Población Actual (2021)	**841**	**hab**
Población 2046	1125	hab

Caudal Medio Diario (Qmd)	2.4	l/s
Caudal Máximo Diario (QMD)	3.2	l/s
Caudal Máximo Horario (QMH)	5,1	l/s

- **Cálculo de las perdidas**

Tabla 10-39.Perdidas en la conducción proveniente de la PTAP a tanque proyectado

Caudal	**Qd**	**X**	**3,16**		
Diámetro de la tubería	Dt	"	6	4	2
Diámetro de la tubería	Dt	m	0,1524	0,1016	0,0508
Velocidad en la tubería	V	m/s	0,17	0,39	1,56
Energía de velocidad	v2/2g	m	0,00	0,01	0,12

Tabla 10-40.Perdidas en la succión de las Bombas

DE SUCCION DE LAS BOMBAS					
			K	K(v2/2g) (m)	
Codo 90º	un	1	0,28	0,000428266	0,00
Válvula de compuerta 6"	un	1	0,1	0,000152952	0,00
Reducción de 4" a 2"	un	1	0,15	0,000229428	0,00
Codo 22, 5º	un	1	0,17	0,000260019	0,00
Reducción de 6" a 4"	un	1	0,15	0,000229428	0,00
				TOTAL (m)	0,001

Tabla 10-41.Perdidas en la descarga de las bombas

DE DESCARGA DE LAS BOMBAS					
			K	K(v2/2g) (m)	
Reducción de 6" a 4"	un	1	0,15	0,001390908	0,00
Reducción de 4" a 2"	un	1	0,15	0,019745164	0,02
Codo 90 6"	un	2	0,28	0,000428266	0,00
Codo 22,5 6"	un	1	0,17	0,000260019	0,00
Válvula de compuerta 6"	un	2	0,1	0,000152952	0,00
Válvula cheque 6"	un	1	0,05	7,64761E-05	0,00
unión bridada 6"	un	1	0,12	0,000183543	0,00
Té en sentido recto 6"	un	2	0,123	0,000188131	0,00
Válvula de mariposa 6"	un	1	0,68	0,001040074	0,00
				TOTAL (m)	0,02

Tabla 10-42.Perdidas en la conducción Bombeo PTAP– PTAP

CONDUCCIÓN - BOMBEO - PLANTA A TANQUE PARTE ALTA			
DESCRIPCIÓN	**SMB**	**UND**	

Caudal	Q	lps	3,16
Caudal	Q	m3/s	0,00
TEMPERATURA	°C		20,00
Diámetro de la tubería	D	"	6
Diámetro de la tubería	D	m	0,152
Velocidad mínima		m/s	1,60
Velocidad máxima		m/s	2,40
Diámetro máximo		m	0,05
Diámetro mínimo		m	0,04
LONGITUD ADITAM 4" DESCARGA		m	3,73
Longitud tub 4" PVC		m	1,40
Longitud tub 4" PVC		m	0,60
Longitud tub 4" PVC		m	0,67
Longitud tub 4" PVC		m	0,14
Longitud tub 4" PVC		m	0,67
Longitud tub 4" PVC		m	0,25
LONGITUD ADITAM 6" SUCCION		m	1,45
Longitud tub 6" PEAD		m	0,31
Longitud tub 6" PEAD		m	0,74
Longitud tub 6" PEAD		m	0,40
Velocidad en la impulsión 6"		m/s	0,17
L IMPULSION 6" PVC	L1	m	182,00
L IMPULSION 6" PVC + L ADIT 6" PVC	L2	m	185,73
L SUCCION 6" PEAD	L4	m	1,45
L TOTAL 6"	L	m	187,18
u		m^2/s	0,000009390
Re 6"			2812
Coeficiente de fricción "*f*" 6"			0,034214
PERDIDAS EN LA TUBERIA 6"	htb	m	0,06
PERDIDAS TOTALES	HT	m	0,06
Pérdida de succión de bombas	hsb	m	0,00
Pérdida de descarga de bombas	hdb	m	0,02
Conducción estación de bombeo a desarenador	hc1	m	0,06
TOTAL, DE CABEZA HIDRÀULICA	HTB1	m	0,09

- **POTENCIA DE LA BOMBA REQUERIDA 1- Q_{total} 3.16 l/s**

P:	Potencia Necesaria de la Bomba		P	2,7 HP
η	Eficiencia Bombra	0,60		
ρ	Densidad del Agua	997,6	kg/m^3	
h	Altura Hidraúlica Total	39,45	m	
g	Aceleración Gravedad	9,81	m/s^2	
Q	Caudal	0,003	m^3/s	
Ciclo de Horas de bombeo propuestas		12 horas de bombeo		

La altura dinámica total se obtuvo a partir de la sumatoria de las pérdidas de 0.09 m más la altura total de bombeo 39.36 m. La potencia de la bomba requerida es de 2.7 HP y la potencia de la bomba comercial adoptada es de 3 HP.

Con base a los catálogos de bombas consultados por parte de la consultoría las potencias de las bombas requeridas con base a la eficiencia optima del sistema de bombeo con base a eficiencias se toma un rango de operación entre el 60% al 85% tal y como se presenta en la siguiente Tabla 10-43.

Tabla 10-43. Estimación de la eficiencia de la bomba del sistema de acueducto óptima para la estimación de la potencia requerida del sistema

EFICIENCIAS PARA EL CALCULO Y ESTIMACION DE LA POTENCIA DE LA BOMBA					
n	**p**	**h**	**g**	**Q**	**P**
0,6	997,62	39,45	9,81	0,0032	2,729
0,65	997,62	39,45	9,81	0,0032	2,519
0,7	997,62	39,45	9,81	0,0032	2,339
0,75	997,62	39,45	9,81	0,0032	2,183
0,8	997,62	39,45	9,81	0,0032	2,047
0,85	997,62	39,45	9,81	0,0032	1,927

Con base a lo presentado en la Tabla 10-43. Estimación de la eficiencia de la bomba del sistema de acueducto óptima para la estimación de la potencia requerida del sistema

Después de realizar el análisis de la potencia requerida y de acuerdo a la altura hidráulica total se selecciona una bomba de 3 HP.

DESVENTAJAS

- Con base en los requerimientos de bombeo para abastecer al sistema de acueducto del casco urbano se requiere de la implementación de dos unidades de bombeo las cuales funcionaran de manera alterna para evitar el desgaste y el calentamiento del equipo el cual afecte su correcta operación.
- Costos de inversión elevados debido a la instalación y puesta en marcha de los bombeos.
- Costos de operación y mantenimiento más altos.
- Capacitación del operario para la correcta operación de los sistemas de bombeo.
- Instalación de la planta eléctrica para realizar la alternancia entre un equipo de bombeo y la puesta en marcha del segundo
- Se requiere de la implementación de estructura de izaje de cada unidad de bombeo.

GOLPE DE ARIETE

CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE
LINEA DE IMPULSION

1,00 Parametros de diseño:

Caudal de bombeo	3,2	l/s
Altura geométrica de bombeo (Hg)	39,36	m
Altura dinámica de bombeo (ADT)	39,45	m
Longitud de la línea de impulsión	187,18	m
Coeficiente de rugosidad (HW)	100	
Velocidad máxima del flujo	0,17	m/s
Constante de gravedad	9,81	m/s^2
Material propuesto de la tubería	PVC	

2,00 Cálculo del golpe de ariete

Carga por sobre presión de Golpe de Ariete (hgolpe)

$$h_{golpe} = \frac{a \times V}{g}$$

Con:	V =	Velocidad del líquido en m/s
	a=	Velocidad de aceleración de la Onda en m/s
	g=	Aceleración de la Gravedad en m/s2

Velocidad de aceleración de la onda (a) calculado por:

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

ρ =	997,62	Kg/m3	Densidad del agua a 23 °C
Kv =	2,22E+09	Pa	Módulo de Bulk del agua a 23 °c
d =	145,00	mm	Diámetro interior de la tubería
E =	2,75E+09	Pa	Módulo de Elasticidad
e =	11,00	mm	Espesor del tubo

Entonces a= 437,21 m/s

Tiempo de parada de la bomba (T)

$$Tc = C + \frac{K \times L \times V}{g \times Hm}$$ Formula de Mendiluce

L =	187,18	m	Longitud del Tramo
V =	0,17	m/s	Velocidad del flujo
g =	9,81	m/s2	Aceleración de la gravedad
Hm =	39,45	m	Altura Dinámica Total

C y K — Coeficientes de ajuste empírico

Valores de C, según Mendiluce

Si	Condición	C
Hm/L < 0.2		1,0
Hm/L ≥ 0.4		0,0
Hm/L ≈ 0.3		0,6

Hm/L =	0,210
C =	0,6

valores de K, según Mendiluce

Si	Condición	C
L < 500		2,00
L ≈ 500		1,75
500 < L < 1500		1,50
L ≈ 1500		1,25
L > 1500		1,00

L =	187,18	m
K =	2	

	Tc =	0,8	s				
	Tiempo de propagación de la Onda (Tp)						
	El tiempo de propagación desde la válvula hasta la embocadura de la tubería:						
	Tp =	**2 x L / a**					
	L =	187,18	m	Longitud de la tubería			
	a=	437,21	m/s	Velocidad de la Onda			
	Tp =	0,9	s				
	Determinación de la posibilidad del golpe de Ariete en la Impulsión						
	Siendo Tc =	Tiempo de cierre de la válvula(s), cuando prevea un:					
	Tc ≤ Tp	Equivale a un cierre instantáneo, ya que el tiempo de recorrido de ida y vuelta de la onda de presión es superior al de cierre. Es decir, tenemos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algun punto de la tubería, por lo tanto, se producirá el golpe de ariete.					
	Tc > Tp	La onda de presión regresará a la válvula sin que esta se encuentre totalmente cerrada. Estamos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima; en consecuencia, no se producirá el golpe de ariete.					
		Tipo de cierre		Rápido			
				Lento	**x**		
	No habrá golpe de ariete						
	Cálculo de la longitud crítica (Lc)						
	Lc =	**a x Tc / 2**	Formula de Michaud				
	a=	437,21	m/s	Velocidad de la Onda			
	Tc =	0,77	s	Tiempo de parada			
	Lc =	168,30	m				
	Cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete						
	Para el Cálculo de la sobrepresión, se aplicarán las fórmulas de Michaud o de Allieve, según se cumplan las siguientes condiciones:						

L > Lc	Impulsión Larga	T ≤ Tp	Cierre rápido	Allieve	h_{golpe} =	a x V / g
L < Lc	Impulsión Corta	T > Tp	Cierre lento	Michaud	h_{golpe} =	2 x L x V / g x T

	Finalmente, la sobre carga por golpe de ariete h_{golpe} resulta en:						
	h_{golpe} =	8,60	m.c.a.				

3,00 Presión total

La presión total resulta de la suma de ADT más hgolpe:

h_{golpe} =	8,60	m.c.a.
ADT =	39,45	m.c.a.
P Max =	48,05	m.c.a.

4,00 Conclusión

Dado que la presión de trabajo (clase) de los accesorios y tubería superan la presión máxima, incluida la sobre presión por golpe de ariete, la línea de impulsión no requiere válvulas de alivio.

5,00 Selección de la clase

	Material	Diámetro
La Tubería seleccionada :	PVC	145

6,00 Comprobación de la presión de Colapso

Uno de los problemas que con mayor frecuencia perjudican a las líneas que trabajan a presion es ocasionado por el aire que queda atrapado dentro de las mismas. Dicho aire tiene que ser eliminado del sistema, por lo que se deberán estudiar los perfiles de diseño.
El perfil de la línea de impulsión deberá proyectarse de manera que se induzca al aire hacia los puntos más altos, donde se deberán colocar dispositivos de expulsión y admisión de aire, evitando así el colapso por vacío en las tuberías, esto se logra con un perfil bien trazado y una buena adecuación del sistema natural.

6,10 Comprobación por espesor por colapso de la tubería

El caso más desfavorable es cuando se tiene en el interior de la tubería el vacio absoluto, en este caso las ecuaciónes teóricas indican que el espesor de la tubería debe ser mayor o igual a:

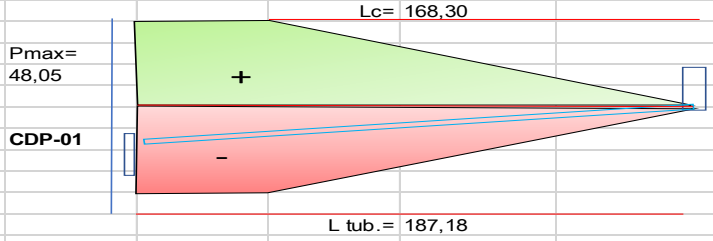
$$e \geq \sqrt[3]{\frac{Po\,(1-u^2) \times Di}{2 \times E}}$$

Donde:	**e=**	Espesor de tubería	1,10	cm	
	Po=	presión atmosferica local	0,99713	kg/cm2	
	E=	Módulo de Elasticidad	2,75E+09	Pa	
			28042,20	kg/cm2	
	Di=	Diámetro interior	14,50	cm	
	u=	Módulo de Poisson	0,38		
	e =	Espesor de colapso	0,36	cm	**CUMPLE**

6,20 Comprobación por presión de Colapso

La tubería debe tener la suficiente capacidad de soportar presiónes extremas positivas y negativas. La presencia de presión negativa puede generar una separación de la columna de agua y formar vacíos, produciéndose lo que conocemos como succión; en consecuencia, la tubería colapsaría. Por ello, la presión negativa generada por el golpe de ariete deberá ser menor que la presión de colapso de la

El diagrama envolvente será:



$$P = \frac{2 \times E}{Po\,(1-u^2)} \left[\frac{e}{Di}\right]^3$$

	E=	Módulo de Elasticidad	2,75E+09	Pa	
			28042,20	kg/cm2	
	u=	Módulo de Poisson	0,38		
	e=	Espesor de tubería	1,10	cm	
	Di=	Diámetro interior	14,50	cm	
	P=	Presión negativa de colap	28,62	kg/cm2	
			286,18	mca	
	P max=	Presión negativa por G.A.	48,05	mca	**Pmax<P** **CUMPLE**

Con base en el cálculo del golpe de ariete se requiere de la implementación de una tubería en acero SCH 40 de 4" para dar cumplimiento al rango de sobrepresiones generadas en la línea de impulsión desde la PTAP proyectada a tanque de almacenamiento proyectado para el suministro de los sectores 3, 4 y 5 del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

Pmax en la tubería es de =48.05 mca

Tabla 10-44.Presión de trabajo tubería en acero SCH 40 con costura

Tubería SCHEDULE 40 con Costura

Diámetro Nominal	Diámetro Externo		SCH 40					
NPS	pg	mm	Grosor	Pared	Presión Int. Trab.		Peso Aprox.	
			pg	mm	PSI	Kg/m	Lb/pie	Kg/m
1/8	.405	10.29	.068	1.73	6170	434	.25	.37
1/4	.540	13.72	.088	2.24	5970	420	.43	.63
3/8	.675	17.15	.091	2.31	4810	338	.57	.85
1/2	.840	21.34	.109	2.77	4610	324	.85	1.27
3/4	1.050	26.67	.113	2.87	3750	264	1.13	1.69
1	1.315	33.40	.133	3.38	3510	247	1.68	2.50
1 1/4	1.660	42.16	.140	3.56	2880	202	2.27	3.39
1 1/2	1.900	48.26	.145	3.68	2590	182	2.72	4.05
2	2.375	60.33	.154	3.91	2180	153	3.65	5.45
2 1/2	2.875	73.03	.203	5.16	2390	168	5.79	8.64
3	3.500	88.90	.216	5.49	2070	146	7.58	11.30
3 1/2	4.000	101.60	.226	5.76	1890	133	9.11	13.58
4	4.500	114.30	.237	6.02	1750	123	10.79	16.09
6	6.625	168.28	.280	7.11	1395	98	18.97	28.28
8	8.625	219.08	.322	8.18	1227	86	28.55	45.57
10	10.750	273.05	.365	9.27	1113	78	40.48	60.36
NORMA: ASTM A312								
Longitud aprox. 6 mts con costura								

Con base en la tabla de especificaciones de la tubería en acero SCH 40 con costura soporta una presión interna de trabajo hasta de (750 psi=1231 mca) la cual se encuentra dentro del rango de sobrepresiones generadas sobre la línea de impulsión desde la PTAP a al tanque de almacenamiento a proyectar en la parte alta.

10.1.11. Línea de Impulsión PTAP a tanque de almacenamiento parte alta

Se presenta la modelación de la línea de impulsión desde la PTAP al tanque de almacenamiento parte Alta para realizar el abastecimiento de los sectores 3,4 y 5.

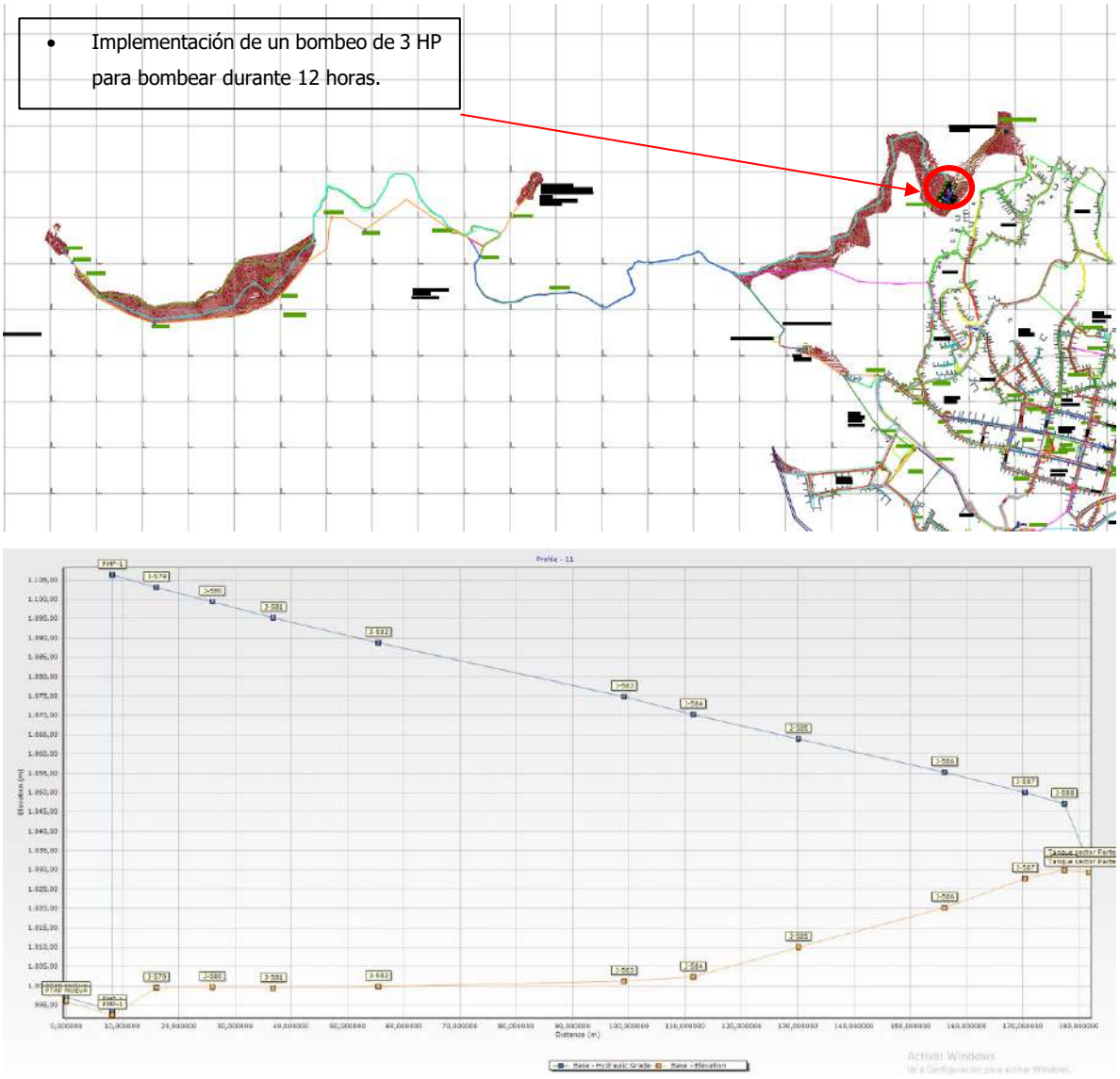


Figura 10-67. Localización tramo línea de impulsión PTAP a Tanque parte alta casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas

A continuación, se presentan los resultados de la evaluación de la línea de impulsión entre la PTAP al tanque de almacenamiento para el suministro de agua de los sectores 3, 4 y 5.

Tabla 10-45. Resultados de la línea de impulsión

	L (m)	Start Node	Stop Node	D(in)	Headloss (Friction) (m)	Q (L/s)	Vel (m/s)	GH (in) (m)	GH (Fin) (m)	p (Inicio) (m H2O)	p (Fin) (m H2O)
P-585	7,88	PMP-1	J-579	1	2,35	1,32	2,6	1106,38	1103,14	113,74	103,36
P-584	8,18	PTAP NUEVA	PMP-1	1	2,44	1,32	2,6	997,02	993,69	0,99	1,28
P-583	4,40	J-588	Tanque sector Parte Alta	1	1,3	1,32	2,6	1047,09	1031,69	17,08	2,33
P-582	6,93	J-587	J-588	1	2,07	1,32	2,6	1050,04	1047,09	22,19	17,08
P-581	14,35	J-586	J-587	1	4,28	1,32	2,6	1055,2	1050,04	34,99	22,19
P-580	25,97	J-585	J-586	1	7,75	1,32	2,6	1063,83	1055,2	53,74	34,99
P-579	18,65	J-584	J-585	1	5,56	1,32	2,6	1070,27	1063,83	67,78	53,74
P-578	12,33	J-583	J-584	1	3,68	1,32	2,6	1074,84	1070,27	73,53	67,78
P-577	43,64	J-582	J-583	1	13,02	1,32	2,6	1088,74	1074,84	88,71	73,53
P-576	18,66	J-581	J-582	1	5,56	1,32	2,6	1095,18	1088,74	95,69	88,71
P-575	10,89	J-580	J-581	1	3,25	1,32	2,6	1099,31	1095,18	99,39	95,69
P-574	9,88	J-579	J-580	1	2,95	1,32	2,6	1103,14	1099,31	103,36	99,39

10.1.12. Tanque de almacenamiento sectores 3,4 y 5.

Con base en las condiciones topográficas del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas y a la disponibilidad de área de los predios para brindar cobertura del sistema de acueducto al 100%. Es necesario construir un tanque localizado en la parte alta del municipio que tendrá la capacidad para suministrar agua potable a los sectores 3, 4 y 5 para los usuarios los cuales se encuentran por encima de la cota de localización de la PTAP a construir.

Según la Resolución 0330 de 2017, el sistema de almacenamiento debe poseer unas características especiales: contener tabiques, tener ventilación y las esquinas deben ser achaflanadas.

Al diseñar el tanque de almacenamiento nuevos se tuvieron en cuenta las especificaciones dando cumplimiento a la Resolución 0330 de 2017, tales como, tabiques al interior de la estructura, esquinas achaflanadas, sistema de ventilación, sistema FIFO.

10.1.12.1. Parámetros de diseño

- **Periodo de Diseño**

  El periodo de diseño depende del nivel de complejidad con base a la proyección poblacional y capacidad socio-económica, para el caso del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas corresponde a 25 años.

- **Número mínimo de tanques**

  En los casos en que se cuente con un tanque de almacenamiento de un solo módulo, la entrada a éste debe estar provista de un bypass para facilitar las labores de mantenimiento y limpieza, sin afectar la continuidad del servicio.

- **Caudal de diseño**

  La estructura de almacenamiento debe ser capaz de proveer el caudal máximo diario (QMD)

El tanque de distribución para los sectores 3,4 y 5 se abastecerá por medio de la línea de impulsión propuesta la cual se alimentará a partir de los tanques de almacenamiento proyectados en el predio de la PTAP.

10.1.12.2. Dimensionamiento de la estructura

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 máximo 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.

$$Volumen_{necesario} = \frac{\left(QMD * \frac{86400}{1000}\right)}{3} = 720\ m^3$$

Actualmente el sistema de acueducto cuenta con tres tanques almacenamiento (dos dentro de las instalaciones del sistema de potabilización existente) y otro tanque fuera de las instalaciones del sistema de potabilización existente.

De los tres tanques sólo se utilizará los dos que se encuentran en las instalaciones del sistema de potabilización existente, esto por evitar cualquier riesgo de sanitario de contaminación. (Ver Figura 10-68)

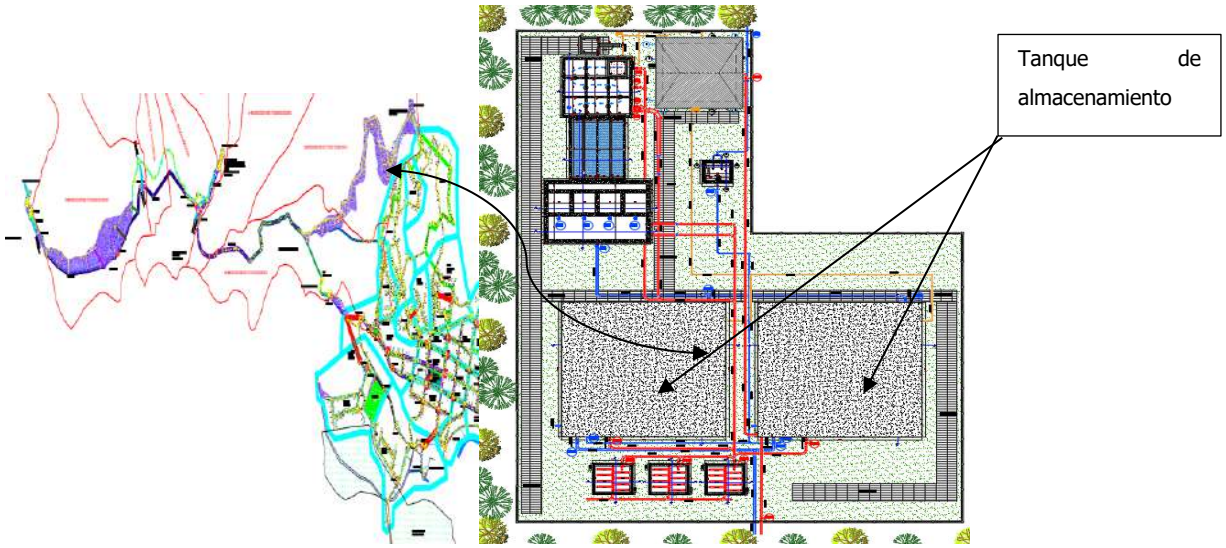


Figura 10-68.Localización de los tanques de almacenamiento a utilizar para el abastecimiento del sistema de acueducto.

Este sistema de acueducto necesita un volumen total de 111 m^3 discriminados de la siguiente manera 92.16 volumen de almacenamiento necesario más el volumen adicional debido a Riesgos de incendios de 18.43 m^3, para un total de volumen de almacenamiento a proyectar es de 126 m^3 de almacenamiento en un tanque nuevo.

Tabla 10-46. Diseño hidráulico del tanque de almacenamiento.

Caudal (QMD)	**3,20**	**LPS**
Volumen diario	276,48	**M3**

Volumen de almacenamiento necesario	92,16	**M3**
Volumen de almacenamiento requerido	110,59	**M3**
Altura Útil, H	3,50	**M**
Lados, L1=L2	6,00	**M**
Altura para sedimentos, H1	0,20	**M**
Altura libre, H2	0,20	**M**
Altura Total, HT	3,90	**M**
Tubería de entrada	2,00	**PULG**
Tubería de salida	2,00	**PULG**
Tubería de rebose	2,00	**PULG**
Tubería de desagüe	2,00	**PULG**
Tiempo de desagüe	8,40	**HRS**
VOLUMEN PARA INCENDIO		
VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO ADICIONAL		
VOLUMEN ADICIONAL RIESGO %	20%	
VOLUMEN ADICIONAL INCENDIOS	18,43	**M3**
VOLUMEN TOTAL DE DISEÑO	111	**M3**

A continuación, en las Figura 10-69 y Figura 10-70 se presentan los esquemas en vista en planta y perfil de la estructura de almacenamiento en las cuales se pueden identificar claramente la tubería de abastecimiento, alimentación del sistema de distribución, lavado de lodos, Re ventilación y tabiques en ladrillo prensado implementados para garantizar la no generación de zonas muertas en la estructura.

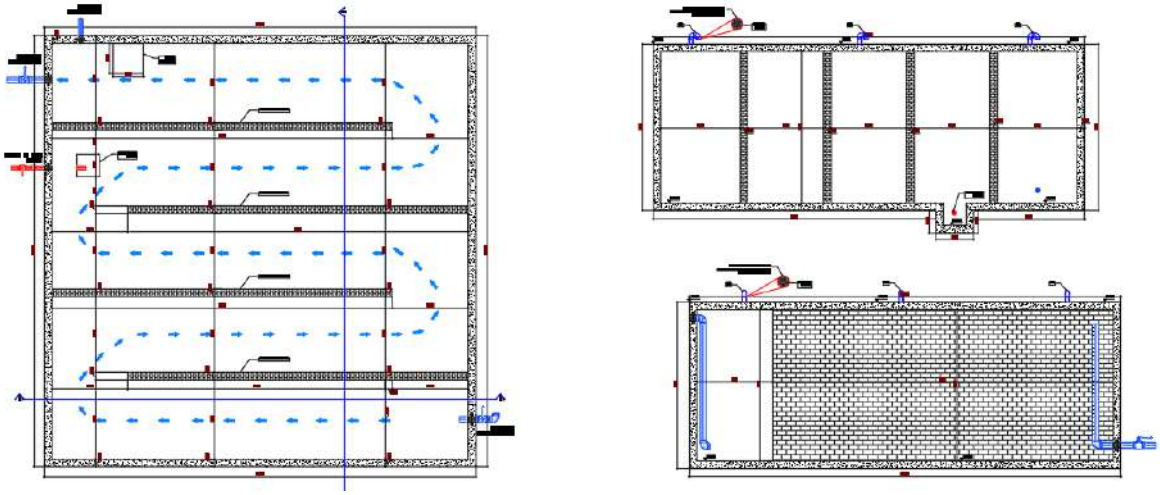


Figura 10-69.Vista en perfil del tanque de almacenamiento.

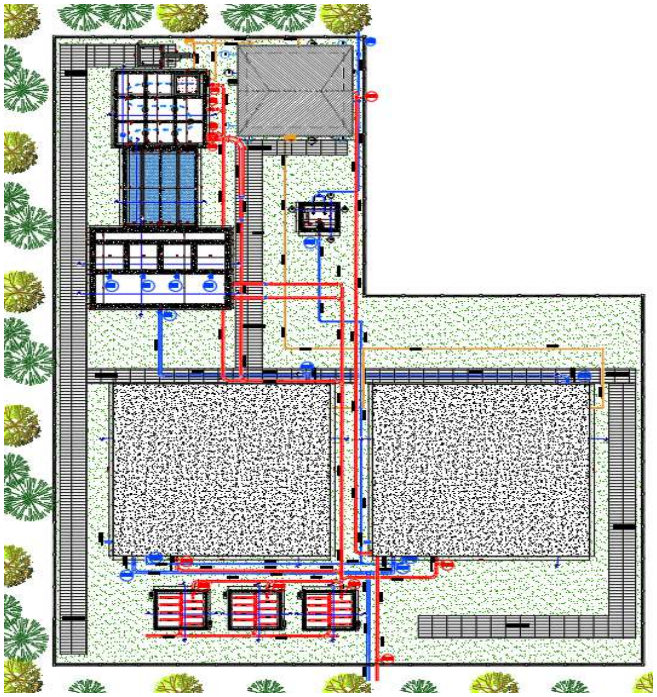


Figura 10-70.Vista en planta del tanque de almacenamiento.

10.1.13. Sistema De Micro medición

Uno de los componentes más importantes en el diseño del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas es la micromedición. Con la instalación de micromedidores se busca el consumo razonable de agua potable por parte de los usuarios y así evitar el desperdicio de los recursos hídricos de la zona.

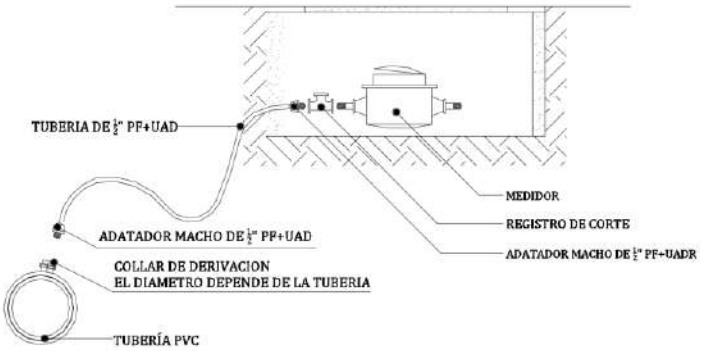


Figura 10-71.Detalle de instalación domiciliaria

El diseño de los equipos de micro medición se realiza en función del caudal que se va a aforar de acuerdo almacenamiento de agua adecuado para cada vivienda y el tiempo de llenado estimado para llenar dicho volumen.

El total de usuarios del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas es de 1.372.

Para la instalación de los micromedidores del sistema de acueducto para los ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA OPTIMIZACION DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO URBANO DEL MUNICIPIO DE SALAZAR DE LAS PALMAS-DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER para tener la cobertura total del sistema se requiere implementar para los usuarios los cuales no presentan cobertura en la prestación del servicio del sistema de acueducto con base a la información consultada por parte de la secretaria de servicios públicos del municipio de Salazar de las Palmas, actualmente el sistema de acueducto del casco urbano cuenta con micromedición faltante de 173 micromedidores.

Por lo cual la consultoría con base en la información levantada durante en el catastro del sistema de acueducto y al censo realizado en el sector se estima que el número de usuarios sin cobertura son de 173.

El número de micro medidores a implementar en el sistema de acueducto en la zona de estudio es de 173 unidades, para así lograr la cobertura del sistema de micromedición total.

10.1.14. Diseño Sistema De Distribución

La modelación hidráulica del sistema de acueducto contribuye a representar dos escenarios uno de diagnóstico, mostrando la condición actual al año (2021), de la red con un caudal de 30 l/s (como caudal actual de calibración). Y por otra parte el escenario de Modelación de diseño donde se muestra el comportamiento en el año horizonte con un caudal de 40.1 l/s (2046) del sistema donde se presentan incorporadas las variables de fugas, demandas mayores a las estimadas y pérdidas adicionales en las tuberías que conforman el sistema la simulación se realiza en el Programa WaterCad y en el Software de descarga Libre EPANET el cual se presenta dentro del ANEXO N°29-MODELACION.

10.1.14.1. Metodología empleada

Con el fin de elaborar el modelo hidráulico de la red de acueducto, se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Información preliminar del proyecto
2. Información del catastro de redes del sistema de acueducto existente
3. Demandas del sistema para cada uno de los usuarios
4. Escenarios año 2021 y año 2046

10.1.14.2. Información preliminar del proyecto

Consiste en información recolectada y corresponde a los datos físicos, hidráulicos y operativos de la red y la Información general que afecta el diseño del sistema. La información recopilada se describe a continuación:

- Plano de catastro de redes del municipio

- Información levantada en campo
- EOT 2003

10.1.14.3. Información del catastro de redes realizado

Consiste en información verificada por la topografía y georreferenciada del sistema, dentro de la información necesaria se encuentra:

- Valores de los tramos de tubería (material y diámetro)
- Estructuras especiales (bocatomas, plantas de tratamiento, tanques, etc.)
- Válvulas e hidrantes
- Estimación de la vida útil de las tuberías con base a la información de las casas Fabricantes como PAVCO.

10.1.14.4. Cálculo y asignación de demandas

Con el fin de asignar de la demanda entre los nodos del sistema, se concentró la demanda en los puntos georreferenciados de las cajillas de los micromedidores, esta demanda se distribuyó proporcionalmente en los tubos, para luego ser acumulado en los nodos de inicio y fin de la tubería, Figura 10-72

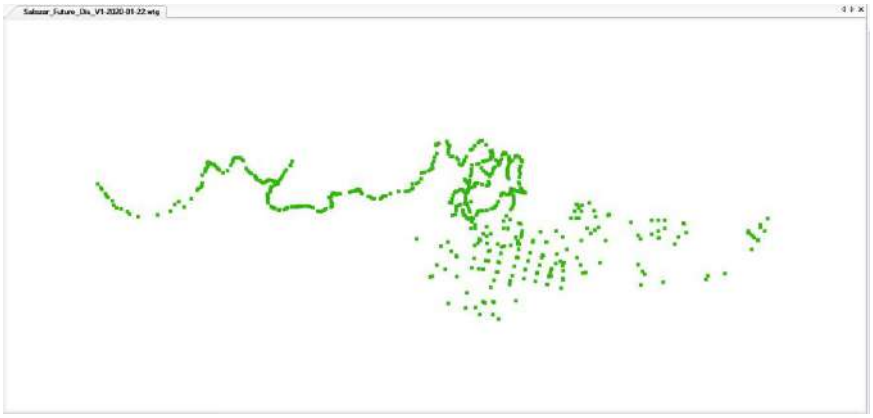


Figura 10-72.Georreferenciación de los medidores



Figura 10-73.Detalle de georreferenciación de los medidores

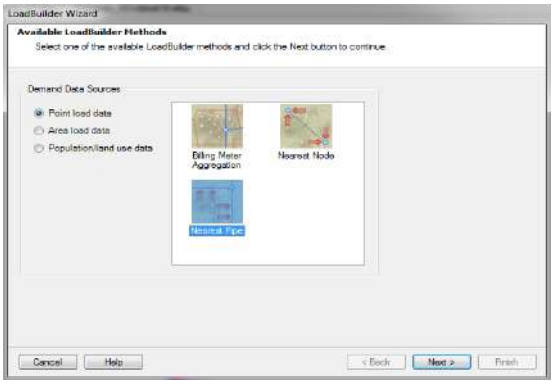


Figura 10-74.Método de asignación de Demandas

La asignación de la demanda corresponde al caudal máximo Horario (QMH), y tiene un valor de 40.1 l/s bajo condiciones normales de operación, como se muestra en la Tabla 10-47.

Tabla 10-47.Parámetros para modelación de la red.

Población actual (2021)	**6520**	habitantes
Población Proyecto (2046)	8919	**habitantes**
Dotación neta	140	**l/hab. día**
Pérdidas	25%	
Dotación bruta	187	**l/hab. día**

Qmd	19.3	**l/s**
K1	1.3	
QMD	25	**l/s**
K2	1.6	
QMH	40.1	**l/s**

10.1.14.5. Escenarios

Se presentan dos escenarios de diagnóstico:

- El primero muestra la condición actual de la red con un caudal de 30 l/s (como caudal actual).
- La segunda muestra la condición futura de la red con un caudal de 40.1 l/s (como caudal para el año horizonte 2046).

10.1.14.6. Construcción del modelo hidráulico

A partir de la información de la red de acueducto y el levantamiento realizado, se registran las redes del sistema de acueducto en el software WaterCad, con las propiedades de los elementos como diámetro y material, adicionalmente se ubican nodos y elementos tipo válvulas y tanques. Los Tramos de tuberías de acuerdo al material se les asigna un coeficiente de pérdidas así:

Tabla 10-48.Coeficiente de pérdidas de Darcy Weisbach para diferentes materiales de tubería

MATERIAL	Darcy-Weisbach e (mm)
PVC	0.0015
Hierro Dúctil	0.2519

Con los datos encontrados en terreno, se verifica la coherencia de los datos introducidos. La conformación de la red obtenida después de este procedimiento se aprecia En la siguiente Figura 10-75

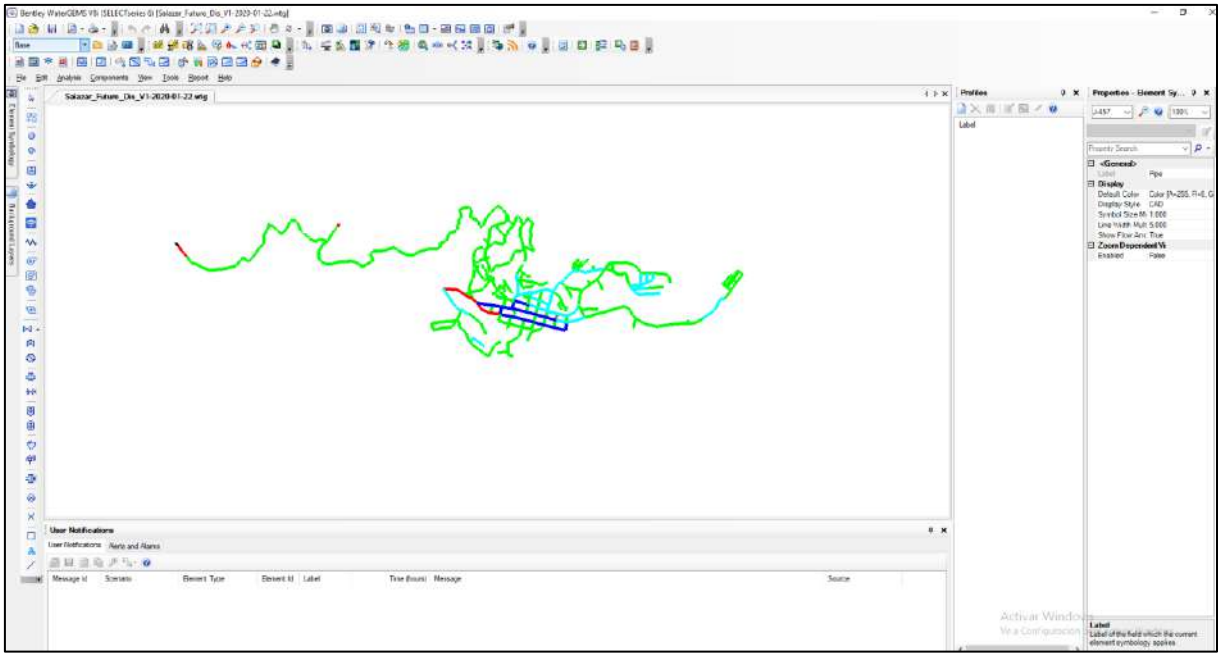


Figura 10-75.Modelo hidráulico casco urbano Municipio Salazar de las Palmas

10.1.14.7. Construcción del modelo hidráulico de diagnóstico.

Para la calibración del modelo hidráulico con el fin de plasmar la realidad del sistema actual, se tomaron Datos de la zona de estudio, en la Figura 10-75se presentan las ubicaciones de los puntos de verificación, para este registro se contemplaron los caudales de registros en la toma de la captación (Ver Tabla 10-48). Parámetros de diagnóstico
A continuación, se presentan los parámetros de diseño de la red

10.1.14.7.1. Presiones y diámetros

Considerando que el nivel de complejidad es Media la nueva Resolución 0330 de 2017 establece que la presión mínima en la red de distribución no debe estar por debajo de 5 mca y la presión máxima no debe estar por encima de 60 mca. Sin embargo, la presión máxima no debe superar la presión de trabajo máxima de las redes de distribución, establecidas en las normas técnicas correspondientes a cada material.

10.1.14.7.2. Diámetros de las tuberías en la red de distribución

En zonas de uso residencial el diámetro mínimo es de 2” (50 mm)

10.1.14.7.3. Distancias mínimas (Art 59)

Las tuberías de acueducto no pueden estar ubicadas en la misma zanja de una tubería de alcantarillado de aguas residuales, lluvias o combinadas, y su cota externa inferior debe estar siempre por encima de la cota clave del alcantarillado. Las distancias mínimas entre las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable y las tuberías de otras redes de servicios públicos es 1.0 m en la dirección horizontal y 0.3 m en la dirección vertical, medidos entre las superficies externas de los dos conductos.

Para el sistema de acueducto del casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas se solicitó la información base para realizar la recopilación de información previa así:

- Plano existente de las Redes de acueducto
- Planos urbanísticos del casco urbano
- Listado de Usuarios del casco urbano
- Plan de desarrolla municipal
- PBOT o EOT del municipio
- Concesión de agua de las fuentes de abastecimiento de la Quebrada El Mandingas y Quebrada El Tesorito.
- Cobertura de servicios públicos y tarifas.
- Información de zonas de riesgo de inundación
- Número de personas censadas año a año de los últimos cinco años
- Planos (zonas de expansión, zona de riesgo y amenazas, uso de suelo, zonas de protección ambiental, equipamiento urbano y predial.
- Localización de escombreras.

La respuesta por parte del Municipio fue que no contaban con dicha información solicitada por El CONSORCIO DISEÑOS SALAZAR 2019. Por lo cual solo realizaban el suministro de la información del PBOT y Plan de Desarrollo del Municipio.

10.1.14.7.4. Profundidad de las tuberías

En la Resolución 0330 de 2017 en el Articulo 60 define que la profundidad mínima a la cual deben colocarse las tuberías de la red de distribución de agua potable no debe ser menor que 1.0 m medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno y que la

profundidad de las tuberías que conforman la red de distribución, en términos generales, no debe exceder de 1.50 m.

10.1.14.7.5. Sectorización red de distribución

Los accesorios de una red de distribución incluyen las uniones, tres, codos, reducciones, válvulas, anclajes entre otros elementos utilizados para controlar la funcionalidad de la red y su sectorización.

Válvulas De Sectorización: Se toma como referencia lo descrito en el Articulo 64. El cual contempla que deben tenerse en cuanta los siguientes aspectos:

- Las válvulas de compuerta no se deben utilizar en tuberías con diámetros superiores o iguales a 350 mm, en cuyo caso se deben válvulas mariposa.
- Cuando en un punto dado de la res de interconecten tres o más tramos de las tuberías, el diseño de prever una válvula de cierre en cada tramo.
- Debe instalarse una válvula de cierre en todas las conexiones de los sectores hidráulicos.
- Deberán colocarse válvulas con drenaje y pozo de succión para mantenimiento de la red, evitando puntos muertos de la misma.

Esta consultoría proponer instalar las siguientes válvulas

Tabla 10-49. Localización de válvulas de corte en el casco urbano del municipio de Salazar de Las Palmas

ID	*DIAMETRO (in)*	*X (m)*	*Y (m)*
ISO-1	8	1139253.18	1352141.19
ISO-2	2	1139361.31	1352254.97
ISO-3	3	1140658.94	1351585.63
ISO-4	3	1140010.32	1351887.51
ISO-5	3	1139749.59	1351818.7
ISO-6	3	1139695.47	1351768.39
ISO-7	3	1139793.59	1351594.34
ISO-8	3	1139804.5	1351552.53
ISO-9	3	1139029.58	1351675.92
ISO-10	3	1139469.45	1351721.07
ISO-11	4	1139472.13	1351671.03

ID	*DIAMETRO (in)*	*X (m)*	*Y (m)*
ISO-12	4	1139457.24	1351623.38
ISO-13	4	1139449.5	1351571.55
ISO-14	2	1139428.65	1351526.87
ISO-15	3	1139449.92	1351750.83

Con la instalación de las anteriores válvulas, se pueden crear subsectores de operación, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observan los subsectores de operación resultantes, dentro de estos es posible que se puedan crear mini sectores para el adecuado mantenimiento de la red de suministro.

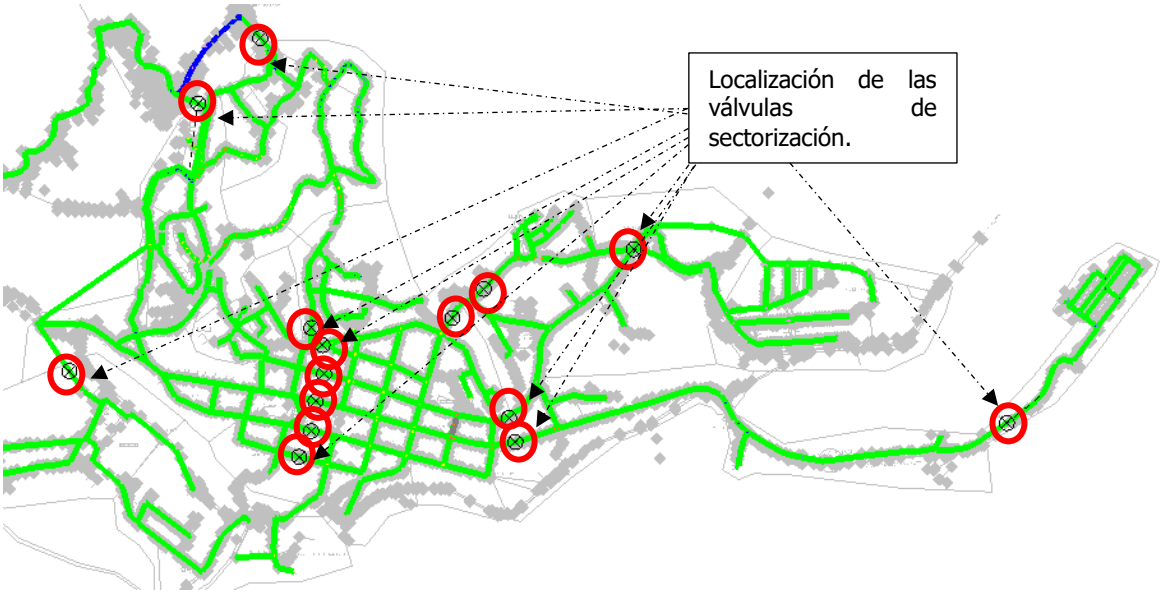


Figura 10-76.Válvulas de Sectorización

Con la instalación de las anteriores válvulas, se pueden crear subsectores de operación, en la Figura 10-76.Válvulas de Sectorización se observan los subsectores de operación resultantes, dentro de estos es posible que se puedan crear mini sectores para el adecuado mantenimiento de la red de suministro.

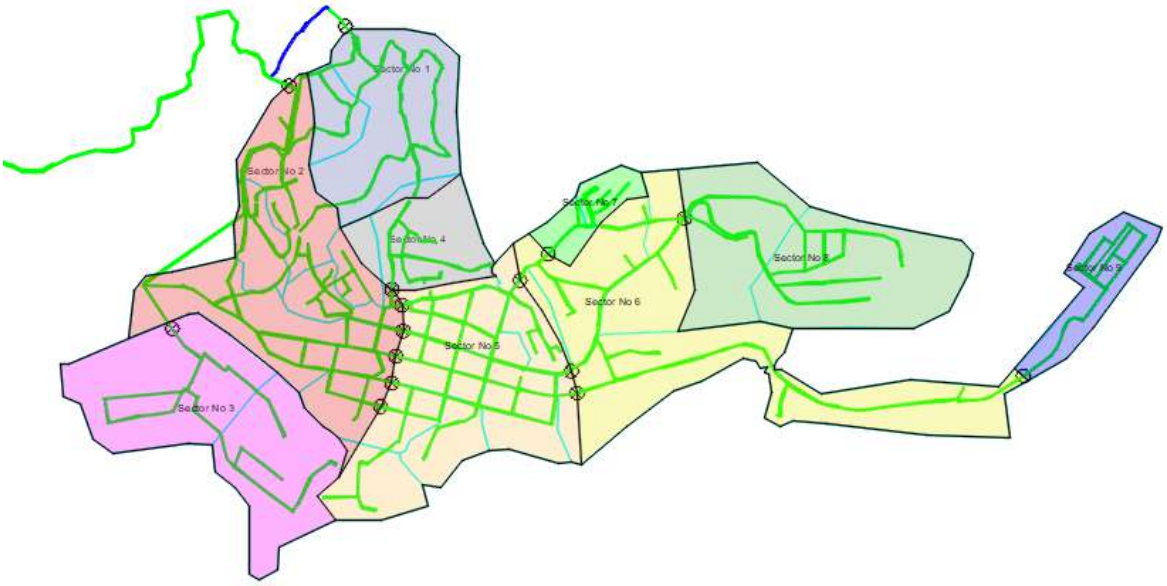


Figura 10-77.División de sectores de la Red de distribución

10.1.14.7.6. Hidrantes

Además de los accesorios propios de la red, se debe proveer de un sistema para el control de incendios, a través de la instalación de hidrantes. Cada hidrante llevará su propia válvula para aislarlo de la red. Se ubicarán de preferencia en las esquinas, en las intersecciones de dos calles y sobre la acera, para un mejor acceso. (12 hidrantes localizados en el sistema de acueducto existente y 10 hidrantes a proyectar con base en los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2017).

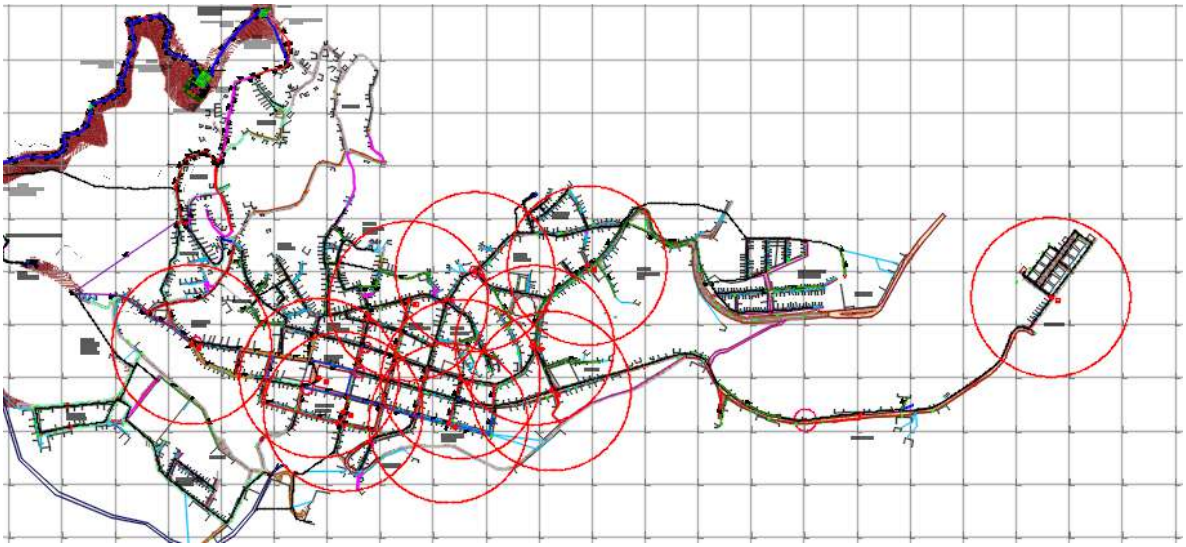


Figura 10-1. Localización Hidrantes red de distribución

10.1.14.8. Características de la red actual

Se modeló la red de acuerdo con el catastro de redes, los resultados obtenidos del modelo hidráulico se presentan a continuación

10.1.14.8.1. Presiones de servicio

Con base en el análisis hidráulico del comportamiento de la red, se presenta la Figura 17-64, con el diagrama de presiones del Acueducto.

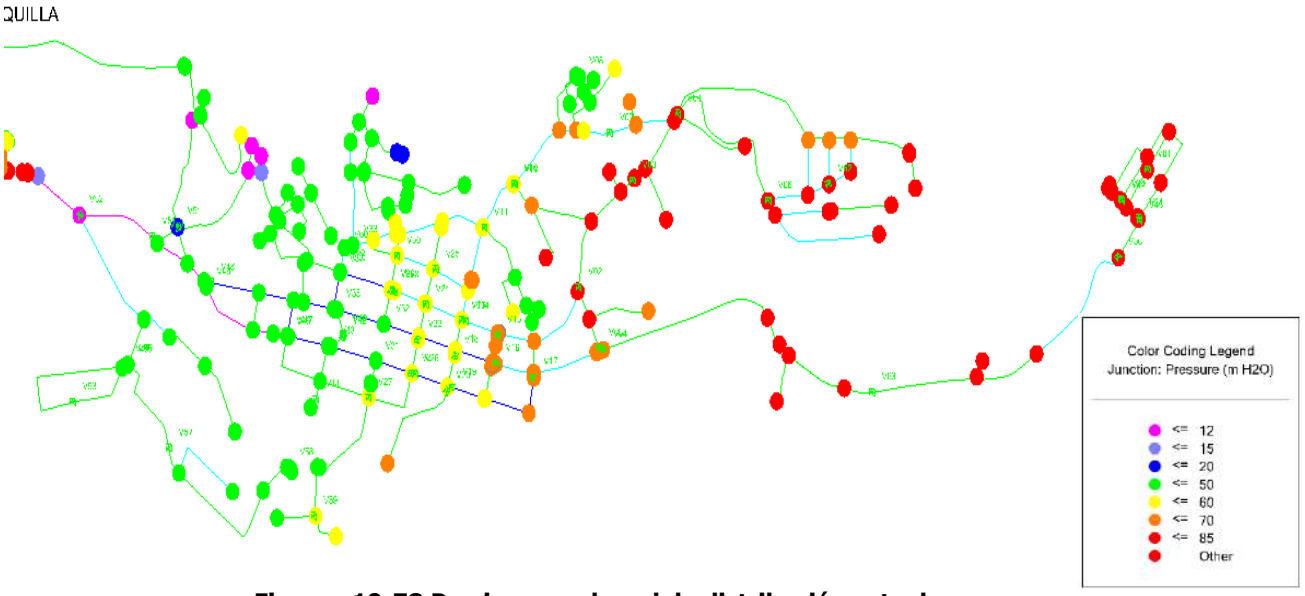


Figura 10-78.Presiones en la red de distribución actual.



Figura 10-79.Presiones en la red de distribución futura.

En la anterior Figura 10-79 se aprecian los nodos que presentan presiones para la condición Actual del sistema de acueducto, se aprecian problemas de presión en la red sobre la parte baja del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

En el ANEXO N°29-MODELACION se presentan las tablas resumen con todos los nodos y las presiones máximas y mínimas.

10.1.14.8.2. Diámetro

Los diámetros de la red con forme al diseño, puede ser observados en la siguiente Figura 10-80 la cual muestra la distribución de los diámetros en la red:

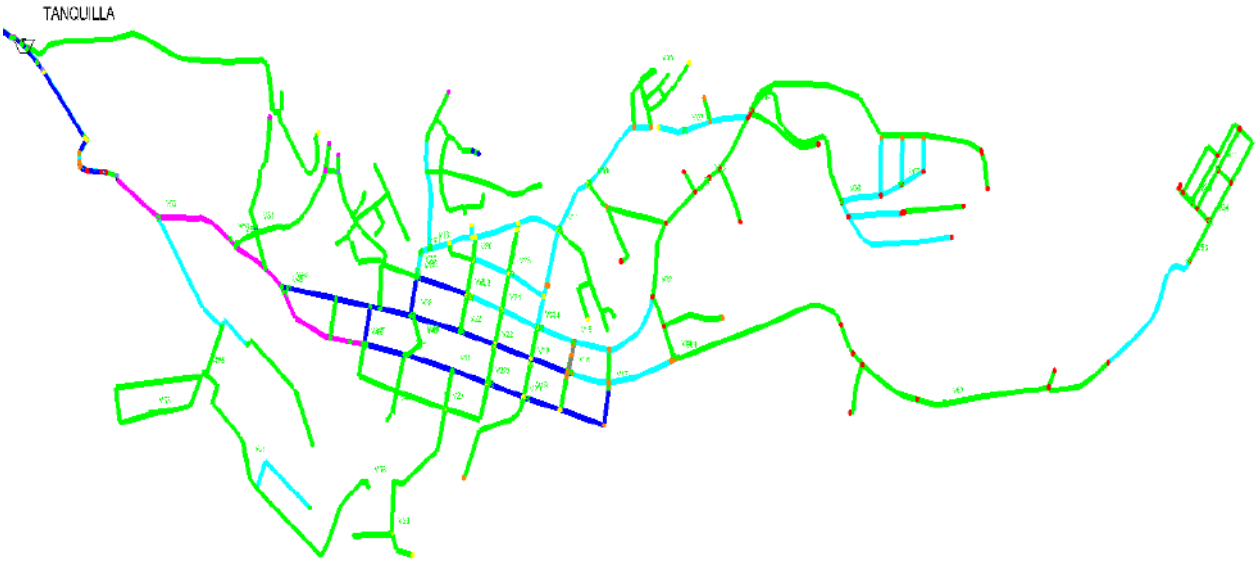


Figura 10-80.Diámetros de la red de distribución.

Las cantidades de la red existente se discriminan a continuación:

Tabla 10-50.Diámetros y materiales de la red de Acueducto.

Etiquetas de fila	Suma de Length (Scaled) (m)
3/4	1714,2
Hierro Dúctil	329,9

PVC	1384,2
1	1777,4
PVC	1777,4
2	6063,8
Asbesto Cemento	989,9
PVC	5073,9
3	2867,5
PVC	2867,5
4	1197,7
Asbesto Cemento	729,1
PVC	468,6
6	506,1
Asbesto Cemento	478,9
PVC	27,17
Total, general	14126,9

10.1.14.8.3. Velocidad

Al evaluar en las velocidades se pudo observar la capacidad del sistema para abastecer y garantizar el cumplimiento de los valores mínimos y máximos recomendados para los materiales encontrados en la red de distribución. De acuerdo a los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2017 en el artículo 62 establece que el parámetro de obligatorio cumplimiento para la simulación hidráulica de las redes de suministro es observa a continuación:

> ***Parágrafo.*** *El área a abastecer con una presión dinámica inferior puede corresponder hasta el 10% del área total, siempre que la presión mínima sea superior o igual a 8 m.c.a para poblaciones de diseño de menos de 12.500 habitantes y de 12 m.c.a para poblaciones de diseño mayor a 12.500 habitantes.*
>
> *Se puede abastecer con una presión dinámica hasta el 5% del área total, siempre que la presión mínima sea superior o igual a 5 m.c.a para poblaciones de diseño de menos de 12.500 habitantes y de 10 m.c.a para poblaciones de diseño mayor a 12.500 habitantes.*

ARTÍCULO 62. *Presiones de servicio máximas en la red de distribución. A partir de la expedición de la presente Resolución, para sistemas nuevos u optimizaciones, la presión estática máxima debe ser de 50 m.c.a. Para cumplir con esta condición, la red de distribución debe estar subdividida en tantas zonas de presión como se requieran.*

Parágrafo 1 °. *En una misma zona de presión se pueden presentar presiones estáticas mayores a la máxima definida; en este caso, el área a abastecer con una presión estática superior puede corresponder al 10% del área de la zona de presión, desde que no se sobrepase una presión de 55 m.c.a. y hasta el 5% del área de la zona de presión, desde que no sobrepase una presión de 60 m.c.a.*

Por lo cual las presiones del sistema de acueducto existentes son las adecuadas para realizar el suministro de agua a cada uno de los usuarios dando cumplimiento a los parámetros establecidos en el Art 62. Mencionado anteriormente.

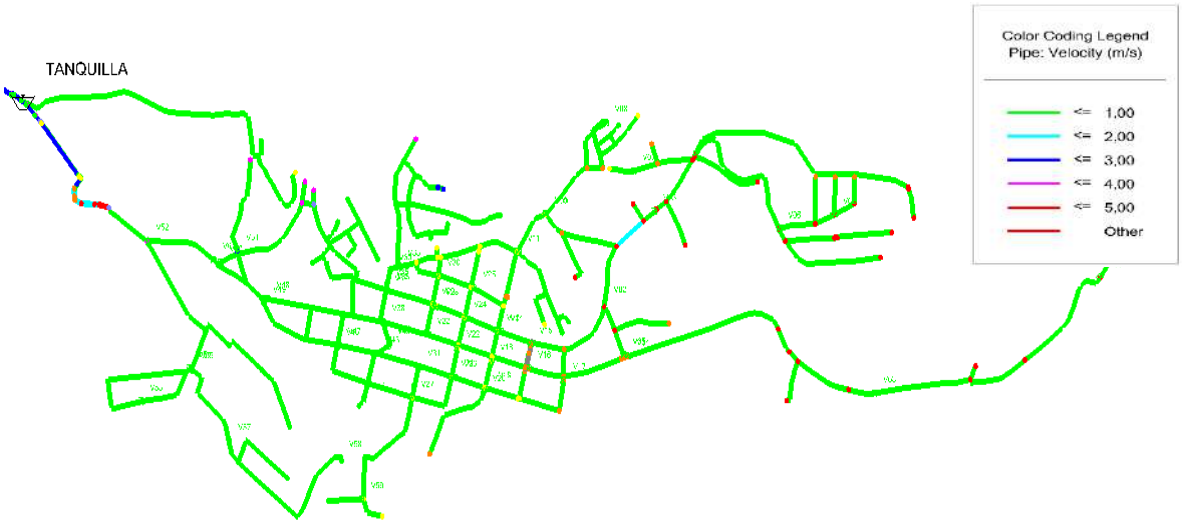


Figura 10-81.Velocidades en la red de Acueducto actual.

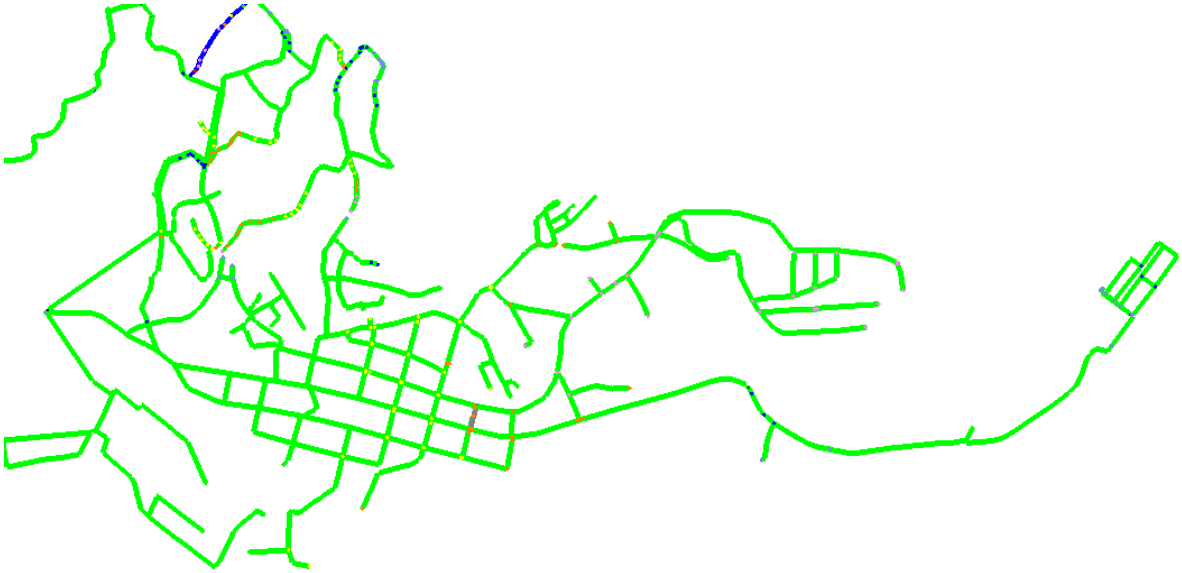


Figura 10-82.Velocidades en la red de Acueducto futura.

En los ANEXO N°29-MODELACION se presentan las tablas resumen de las tuberías, donde se pueden ver las velocidades respectivas.

10.1.14.8.4. Sectorización Proyectada

La sectorización hidráulica propuesta es presentada a continuación en la Figura 10-83la cual es consecuente entre los datos modelados y los encontrados en campo

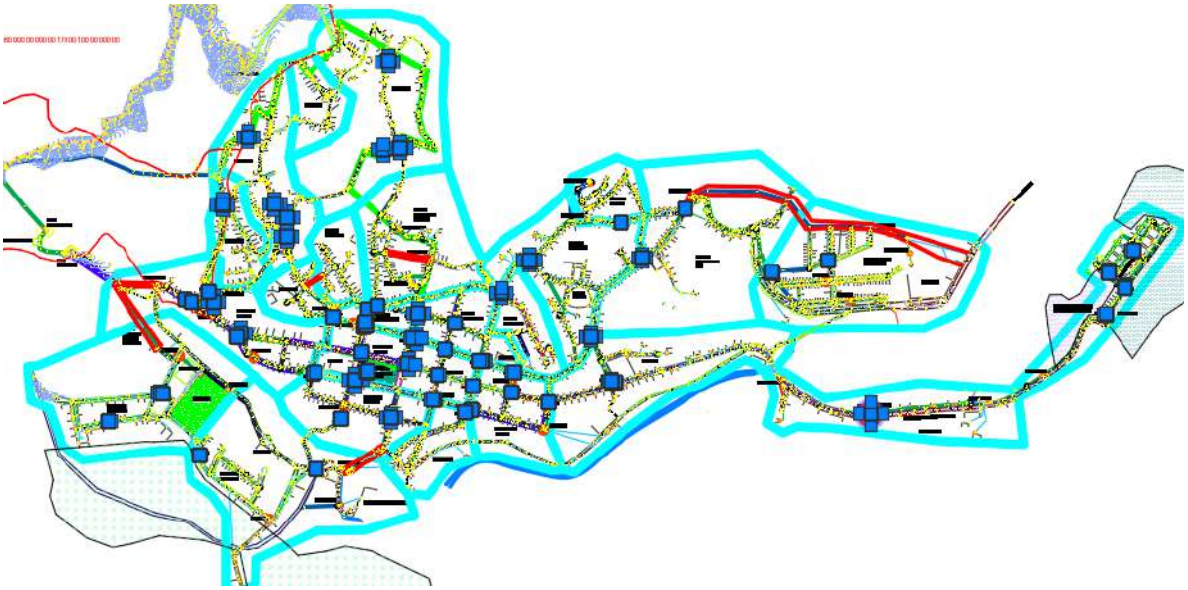


Figura 10-83.Sectorización hidráulica.

10.1.14.8.5. Tubería a instalar

Se proyecta tubería de PVC presión con una presión de Trabajo mínima de 200 psi -1.40 MPa, en las siguientes cantidades:

Tabla 10-51.Longitudes proyectadas de tubería

Diámetro (in)	Longitud (m)
1	212,50
1,5	1453,42
2	1639,15
3	568,30
4	547,49
6	330,19
8	476,87
Total, general	**5227,95**

10.1.14.8.6. Válvulas

Se proyecta la instalación de las siguientes válvulas de compuesta elástica en los siguientes diámetros y cantidades:

Tabla 10-52 Válvulas proyectadas

Diámetro pulgadas	Número
Valvulas Existentes	61
Valvulas a instalar	9
Total	70

Para la realización del modelo y la modelación de las condiciones existentes y futuras de la red se toma con base a las demandas estimadas del sistema:

Tabla 10-53.Cargue de la demanda del sistema de acueducto.

Junctions | Hydrants | Tanks | Surge Tanks | Customer Meters

	ID	Label	Demand (Base) (L/s)	Pattern (Demand)	Zone
1	351	J-203	0,05	Salazar	<None>
2	349	J-202	0,07	Salazar	<None>
3	347	J-201	0,05	Salazar	<None>
4	345	J-200	0,11	Salazar	<None>
5	343	J-199	0,01	Salazar	<None>
6	342	J-198	0,16	Salazar	<None>
7	338	J-196	0,01	Salazar	<None>
8	337	J-195	0,03	Salazar	<None>
9	332	J-192	0,15	Salazar	<None>
10	329	J-190	0,05	Salazar	<None>
11	326	J-188	0,10	Salazar	<None>
12	323	J-186	0,11	Salazar	<None>
13	320	J-184	0,05	Salazar	<None>
14	317	J-182	0,18	Salazar	<None>
15	312	J-179	0,08	Salazar	<None>
16	310	J-178	0,19	Salazar	<None>
17	308	J-177	0,08	Salazar	<None>
18	305	J-175	0,19	Salazar	<None>
19	303	J-174	0,03	Salazar	<None>
20	301	J-173	0,06	Salazar	<None>
21	300	J-172	0,06	Salazar	<None>
22	297	J-170	0,01	Salazar	<None>
23	295	J-169	0,16	Salazar	<None>
24	294	J-168	0,01	Salazar	<None>
25	292	J-167	0,04	Salazar	<None>
26	291	J-166	0,15	Salazar	<None>
27	289	J-165	0,03	Salazar	<None>
28	287	J-164	0,06	Salazar	<None>
29	286	J-163	0,25	Salazar	<None>
30	284	J-162	0,06	Salazar	<None>
31	283	J-161	0,38	Salazar	<None>
32	281	J-160	0,13	Salazar	<None>
33	280	J-159	0,27	Salazar	<None>
34	278	J-158	0,01	Salazar	<None>
35	277	J-157	0,04	Salazar	<None>

Para realizar la modelación se realiza el cargue de la demanda del caudal máximo diario QMD=25 l/s teniendo que se afecta por una curva de consumo horario en el cual el máximo consumo de la red se presenta de la siguiente manera:

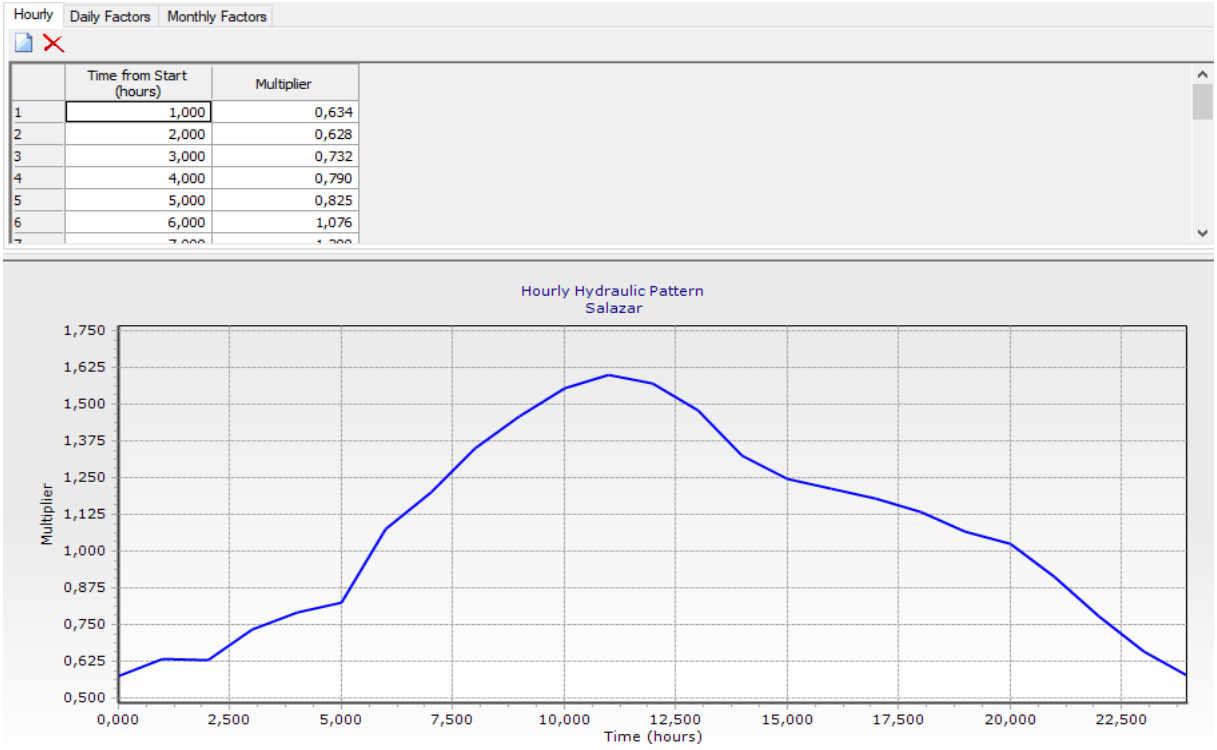


Figura 10-84.Curva de consumo del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas

Tabla 10-54. Tabla de los valores de los factores de mayoración.

	Time from Start (hours)	Multiplier
1	1,000	0,634
2	2,000	0,628
3	3,000	0,732
4	4,000	0,790
5	5,000	0,825
6	6,000	1,076
7	7,000	1,200
8	8,000	1,352
9	9,000	1,457
10	10,000	1,553
11	11,000	1,600
12	12,000	1,571
13	13,000	1,480
14	14,000	1,327
15	15,000	1,247
16	16,000	1,212
17	17,000	1,180
18	18,000	1,133
19	19,000	1,066
20	20,000	1,026
21	21,000	0,912
22	22,000	0,781
23	23,000	0,658
24	24,000	0,575

Con base a la afectación de la curva de demanda y el comportamiento de consumo horario del sistema de acueducto en el cual se afecta en diferentes horas del día el consumo a través de un factor multiplicador los consumos presentan variaciones tomando como base el soporte de la Resolución en el artículo 47 y 57 en los cuales menciona la modelación de la red de distribución con el caudal máximo horario pero al dar cumplimiento al artículo 57 la modelación hidráulica debe realizarse en periodo extendido que al verse afectado por un factor multiplicador la redes de diseño quedarían sobre dimensionadas lo cual generaría que al cargue la demanda de consumo de los usuarios y afectarla en periodo extendido no da cumplimiento a lo establecido en la Resolución en el artículo 57. En la cual cita lo siguiente:

> ***ARTÍCULO 57. Modelación de redes de distribución de agua.*** *Todos los sistemas de redes de distribución deben contar con un modelo hidráulico, a través*

del cual se pueda predecir el comportamiento frente a diferentes condiciones operativas, de mantenimiento o de expansión.

Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La modelación debe realizarse en período extendido, con frecuencia horaria, incorporando en los nodos los patrones de consumo medidos en campo. En condiciones excepcionales en las que dicha información no esté disponible, debe justificarse la selección de los patrones empleados.

2. Los programas utilizados para la modelación hidráulica deben incorporar el método del gradiente para sus cálculos.

3. Todos los modelos hidráulicos deben estar calibrados y validados, con base en las series disponibles de presión, caudal y niveles de tanques.

4. La validación de los modelos hidráulicos debe realizarse con una frecuencia mínima de cinco años, o cada que se realice un cambio que afecte sustancialmente las condiciones operativas del sistema.

La consultoría realiza el cargue de los caudales de demanda del sistema del QMD=25 l/s y se afecta por un valor de mayoración de como los que se presentan en la figura y tabla presentada anteriormente.

10.1.14.8.7. Conclusiones de la Red de distribución.

Para el escenario Futuro las mejoras en el sistema de acueducto permitan la completa presurización de la red y el servicio las 24 horas del día. La modelación en el escenario futuro se basa en el cálculo de la demanda para la cual se ha proyectado una reducción, en 25 años, de las pérdidas hasta llegar a un ideal del 25%.

- No hay macromedición ni micromedición que permita definir parámetros técnicos de fugas dentro del sistema
- La evaluación de hidrantes es necesaria para el cumplimiento de la Resolutiva de obligatorio cumplimiento Resolución 0330 de 2017, Se presentará en la etapa de diseño de los tramos definidos.
- El estudio recomienda la instalación de 5228 m de tubería en diámetros comprendidos entre 1 a 8 pulgadas.

10.1.14.9. Construcción del modelo hidráulico de diseño

A partir de la información de la red de acueducto y el levantamiento realizado, se registran las redes del sistema de acueducto en el software WaterCad y Epanet (Software de distribución libre), con las propiedades de los elementos como diámetro y material, adicionalmente se ubican nodos y elementos tipo válvulas y tanques. Los Tramos de tuberías de acuerdo al material se les asignan un coeficiente de pérdidas así:

Tabla 10-55.Coeficiente de pérdidas de Darcy Weisbach para diferentes materiales de tubería

MATERIAL	Darcy-Weisbach e (mm)
PVC	0.0015

Con los datos encontrados en terreno, se verifica la coherencia de los datos introducidos.

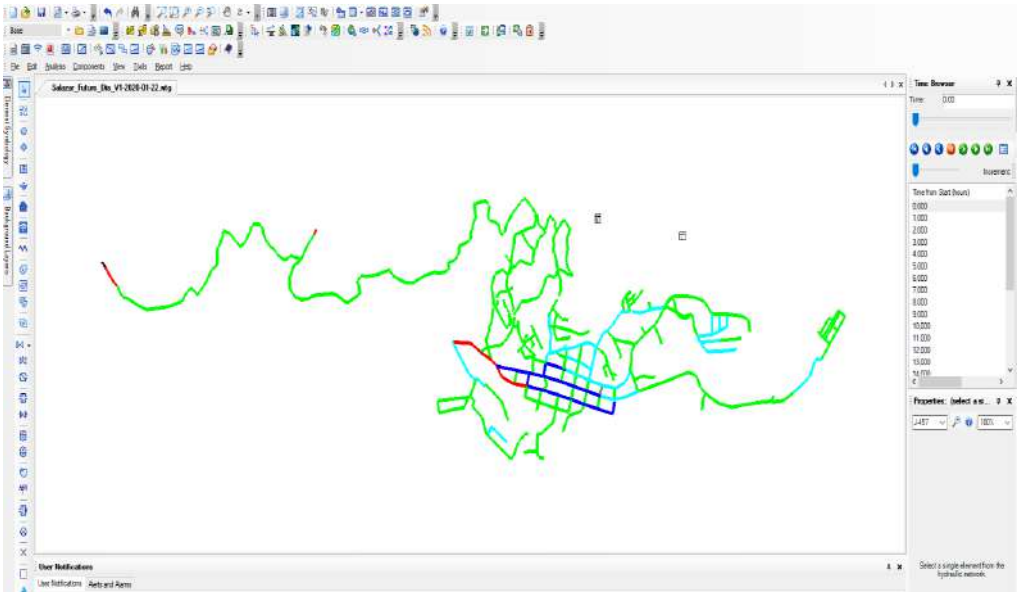


Figura 10-85.Modelo hidráulico del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas

Para la modelación del sistema de distribución se trabajó con el software WaterCad, el primer software es un programa libre que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico del agua en redes de distribución a presión.

Como resultado del sistema de distribución se obtuvo que esta red cumple con los rangos de presiones exigidos por la Resolución de 0330 de 2017, con presiones mayores a 5 m H2O y menores a 55 m H2O, pero en algunos casos que se mencionaran más adelante las presiones sobrepasan los 55 m H2O debido a las condiciones topográficas del proyecto.

Las principales características del modelo hidráulico de WaterCad son las siguientes:

- No existe límite de tamaño de la red.
- Calcula las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach o Chezy-Manning. Para nuestro caso usamos la

expresión de Darcy-Weisbach con el coeficiente de rugosidad C=0.0015 para PVC y C= 0,2591 para tuberías metálicas.

- Incluye pérdidas menores en los accesorios de la tubería.
- Modela equipos electromecánicos de bombeo.
- Modela diferentes tipos de válvulas.
- Permite almacenamiento de agua en tanques de diferente geometría.
- Considera variar el consumo de agua en cada nudo, insertando curva de modulación.

Cada uno de estos pasos se desarrollará para entender el proceso de diseño de la red de suministro.

Es necesario tener presente que esta red de distribución se está diseñando para 40.1 l/s correspondiente al caudal máximo horario (QMH) calculado para el periodo de diseño a 25 años.

10.1.14.10. Características de la red de diseño (re a construir)

- **DIÁMETROS Y MATERIALES EN LA RED DE SUMINISTRO OPTIMIZADOS**

Dentro de la tubería del sistema de red de distribución del proyecto, en la Tabla 6-29 se muestran las características de los diferentes tipos de tubería presentes en el diseño:

Tabla 10-56.Diámetros y materiales de la red de distribución.

Diámetro (in)	Longitud (m)	MATERIAL	RDE
1	212,5	PVC	RDE 21
1,5	1453,42	PVC	RDE 21
2	1639,15	PVC	RDE 21
3	568,3	PVC	RDE 21
4	547,49	PVC	RDE 21
6	330,19	PVC	RDE 21
8	476,87	PVC	RDE 21
Total, general	**5227,95**	**PVC**	**RDE 21**

Se observa entonces que la red está compuesta por la tubería de salida desde el tanque de almacenamiento hasta llegar al último usuario, donde se genera la red como tal. Con la leyenda de colores se puede afirmar que toda la malla está compuesta por tubería de material PVC y diámetro como se observa en la Tabla 10-56 con sus respectivas acometidas de ½" (Ver Figura 10-86).

Para la optimización del sistema de acueducto del casco urbano se requiere optimizar los diámetros los cuales se observan en la Tabla 10-56 para un total de 5228 m del total de tramos del sistema de 3270 m existentes en la Red a continuación se presenta

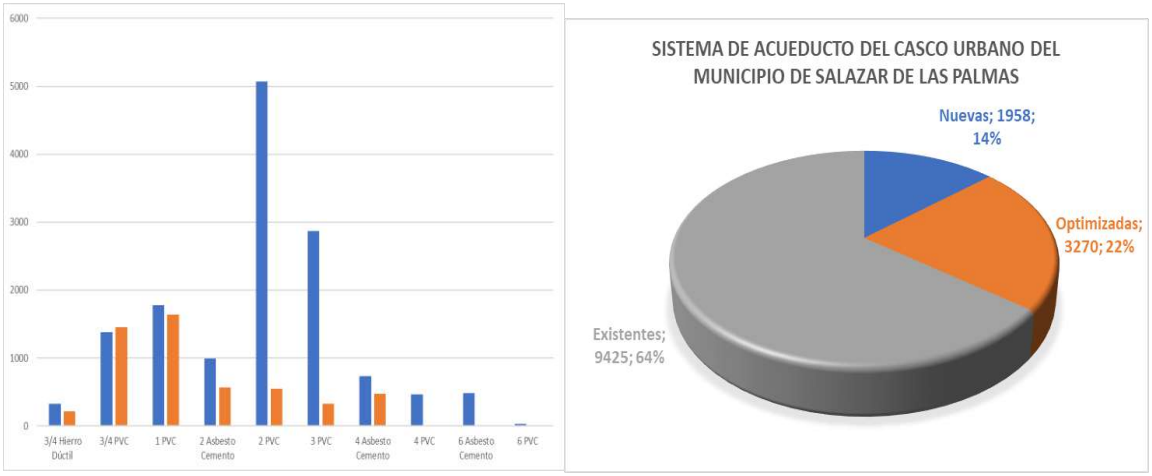


Figura 10-86.Diámetros existentes y optimizados en el sistema de acueducto en la red de suministro.

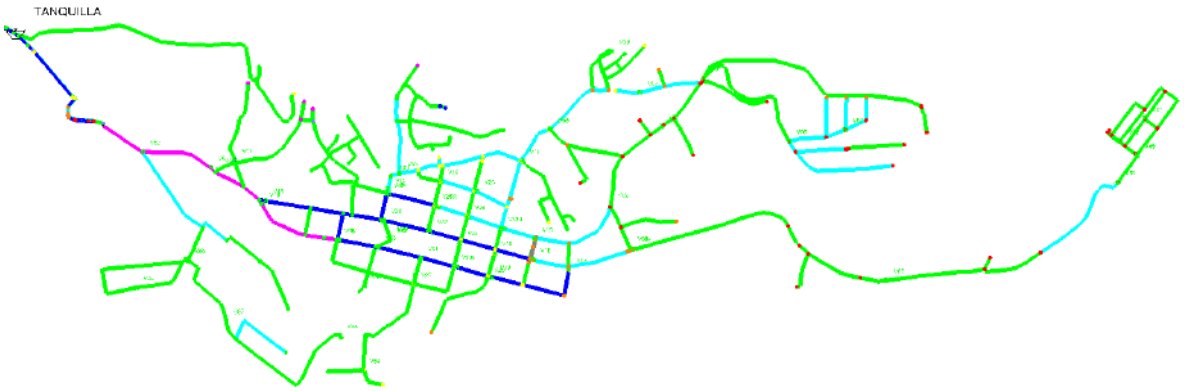


Figura 10-87.Trazado de la Red de suministro y diámetros de la tubería.

- **Velocidades en la red de distribución**

La velocidad en la red de distribución debe garantizar la remoción de partículas en la tubería con el fin de evitar la acumulación de material en el fondo que pueda provocar taponamiento y así dificultar el comportamiento hidráulico adecuado; para ello la norma sugiere un rango de velocidades entre 0.30 m/s y 1.50 m/s. En la Figura 10-88 se muestran los rangos de velocidades calculados para la red.



Figura 10-88.Rango de velocidades en la Red de Suministro

- **VALORES POR DEFECTO**

Antes de iniciar el trazado de la red se debe asegurar que los valores de variables hidráulicas estén correctamente ingresados en el programa, en la ventana de Valores por Defecto ingresamos:

- Caudales en l/s.
- La fórmula de pérdidas Darcy-Weisbach.
- La Rugosidad de la tubería 0.0015 mm.

- **RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LA RED DE SUMINISTRO**

Los resultados de la modelación son:

- **Presiones en la Red de suministro**

Es necesario reevaluar las presiones en la red para diferentes escenarios:

1) Cuando todos los nodos estén generando demanda en un mismo instante (caso teórico en que todas las llaves estén abiertas).
2) Cuando se realice un consumo mínimo del sistema

En WaterCad se emplearán los valores de pitometría obtenidos de un proyecto con condiciones similares para realizar una modelación con período extendido (EPS), de tal manera que se simule de la manera más cercana a la realidad la variación de la presión en los nudos de la red.

- **Presiones de consumo en hora máxima y mínima**

Los resultados para este escenario se muestran en las Figura 10-89 y la Figura 10-90. Teniendo en cuenta el caso en que no se está sectorizando el agua y se está dando suministro a todos los usuarios al mismo tiempo bajo una modelación con período extendido cuyos factores multiplicadores se tomaron con base a información bibliográfica del sistema.

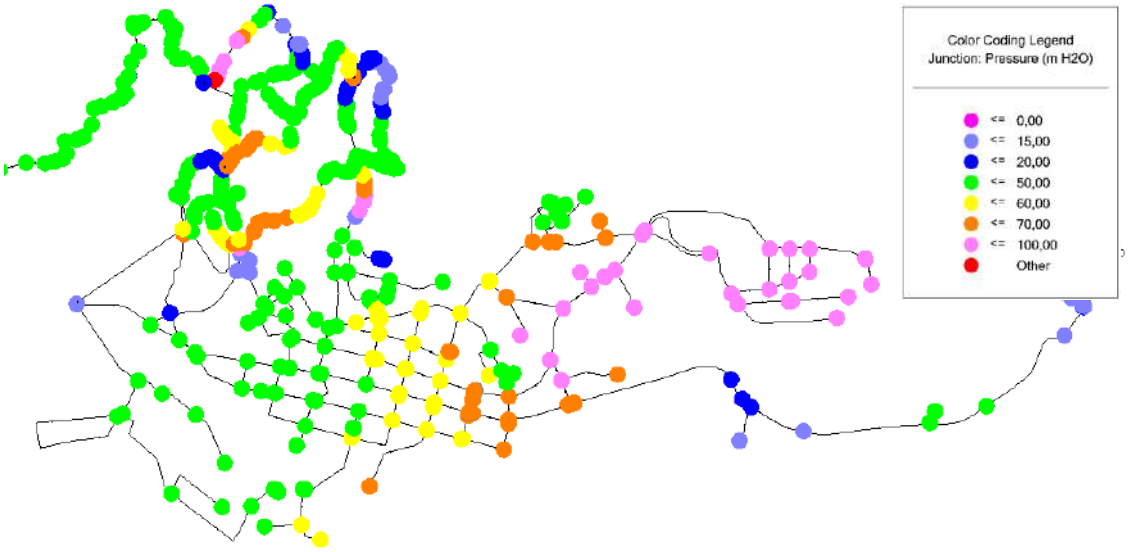


Figura 10-89.Imagen de presiones en la red en la hora de máxima demanda

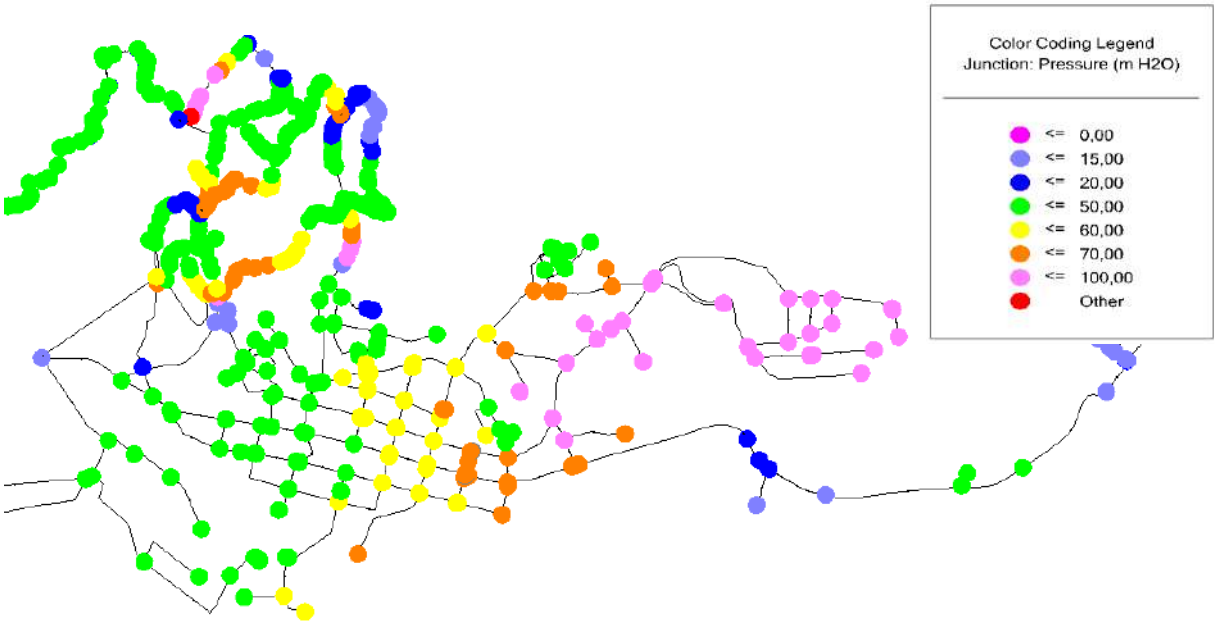


Figura 10-90.Imagen de presiones en la red en la hora de mínima demanda

Con base en los parámetros establecidos en la Resolución 0330 de 2017 en el artículo 61 y articulo 62 se justifica que el porcentaje de las presiones no sobrepasan los imites establecidos en la normatividad la cual cita lo siguiente:

> *Teniendo en cuenta que la normatividad vigente aplicable (Res 0330 de 2017) determina en sus artículos 61 y 62 las presiones de servicio máximas y mínimas dentro de los rangos de 55 mca y 10 mca respectivamente, y sabiendo que la realidad del proyecto es el diseño para población menor a 12500 habitantes.*

De acuerdo a los resultados obtenidos en la simulación hidráulica del sistema de acueducto la cual abastecerá al casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas se concluye lo siguiente:

1. Las presiones obtenidas de la simulación hidráulicas del sistema de acueducto presentan 14 nodos (j-96, j-81, j-109, j-130, j-138, j-165, j-129, j-151, j-123, j-102, j-110, j-116, j-100 y j-590) cuyos resultados son mayores a 5 mca, pero inferiores a 8 mca el cual representa el porcentaje de 3.34% sobre el total de nodos de presión del sistema. Porcentaje que no supera los valores máximos permitidos por la norma en el artículo 61 el cual corresponde al 5%

$$Porcentaje = \frac{14\ (Numero\ de\ presiones\ en\ el\ rango\ de\ 5\ a\ 8\ mca)}{419\ (Numero\ total\ de\ Nodos\ de\ presion)} = 3.34\%$$

2. Las presiones obtenidas de la simulación hidráulicas del sistema de acueducto presentan 8 nodos (j-10, j-99, j-714, j-713, j-94, j-715, j-82 y j-715) cuyos resultados son mayores a 8 mca, pero inferiores a 10 mca el cual representa el porcentaje de 1.91% sobre el total de nodos de presión del sistema. Porcentaje que no supera los valores máximos permitidos por la norma en el artículo 61 el cual corresponde al 10%.

$$Porcentaje = \frac{8(Numero\ de\ presiones\ en\ el\ rango\ de\ 8\ a\ 10\ mca)}{419\ (Numero\ total\ de\ Nodos\ de\ presion)} = 1.91\%$$

En la Tabla 10-57 se muestra las presiones de rotura de acuerdo al RDE de la tubería PVC en las cuales no sobrepasa el límite de presión de trabajo de la tubería RDE 20,9.

Tabla 10-57. Presión de trabajo de tubería PVC según los catálogos PAVCO, Manual técnico TUBOSA y Manual GERFOR presión

MANUAL PAVCO							**MANUAL TECNICO - TUBERIA PRESION TUBOSA.[39]**			**MANUAL GERFOR PRESION[40]**			
MATERIAL	**PRESION SOSTENIDA 1000 horas**			**PRESION MINIMA DE ROTURA 90 SEGUNDOS**			**RDE**	**PRESION DE TRABAJO A 23°C EN PSI**	**PRESION DE TRABAJO A 23°C EN mca**	**PRESIONES DE TRABAJO DE MATERIALES PARA TUBOS PVC (relaciones dimensionales estándar para tubos termoplásticos (RDE) y presiones de trabajo de agua (PT) a 23° C (73 °F) para tubos de plásticos de PVC no roscados**			
	MPA	**PSI**	**MCA**	**MPA**	**PSI**	**MCA**	9	500	352	**RDE**	**PSI**	**MPA**	**mca**
Tubería PVC RDE 9	7	1050	738	11	1600	1125	11	400	281	9	500	3.5	352
Tubería PVC RDE 11	6	840	591	9	1250	879	13.5	315	222	11	400	2.8	281
Tubería PVC RDE 13.5	5	670	471	7	1000	703	20,9	200	141	13.5	315	2.17	222
Tubería PVC RDE 20,9	3	420	295	4	630	443	26	160	113	20,9	200	1.38	141
Tubería PVC RDE 26	2	340	239	3	500	352	32.5	125	88	26	160	1.1	113
Tubería PVC RDE 32.5	2	270	190	3	400	281	41	100	70	32.5	125	0.86	88

39 http://www.tubosa.com/site/images/docs/productos/Extremo_liso/Manual_Tecnico_Tubosa_Presion_2009-1.pdf

40 http://www.coval.com.co/pdfs/manuales/man_gerfor_presion.pdf

MANUAL PAVCO							**MANUAL TECNICO - TUBERIA PRESION TUBOSA.**[39]			**MANUAL GERFOR PRESION**[40]			
MATERIAL	**PRESION SOSTENIDA 1000 horas**			**PRESION MINIMA DE ROTURA 90 SEGUNDOS**			**RDE**	**PRESION DE TRABAJO A 23°C EN PSI**	**PRESION DE TRABAJO A 23°C EN mca**	**PRESIONES DE TRABAJO DE MATERIALES PARA TUBOS PVC (relaciones dimensionales estándar para tubos termoplásticos (RDE) y presiones de trabajo de agua (PT) a 23° C (73 °F) para tubos de plásticos de PVC no roscados**			
	MPA	**PSI**	**MCA**	**MPA**	**PSI**	**MCA**	9	500	352	**RDE**	**PSI**	**MPA**	**mca**
Tubería PVC RDE 41	2	270	190	2	315	222	51	80	56	41	100	0.69	70
							64	63					

En las siguientes figuras se pueden ver las mínimas y máximas velocidades que se presentan en las redes en el periodo de diseño, en estas se pueden observar que en gran parte de las redes se presentaran velocidades inferiores a 0.45 m/s en las redes de distribución al respecto del cumplimiento del parámetro de velocidades mínimas en la aducción la velocidad promedio de la tubería es de 0.69 m/s. (Ver Figura 10-91 y Figura 10-92



Figura 10-91.Velocidades máximas en las tuberías de la red de suministro



Figura 10-92.Velocidades mínimas en las tuberías de la red de suministro

De manera que como se mostró en las Figuras anteriores, el trazado de la red es el adecuado para cumplir con la optimización de las presiones y realizar la sectorización correspondiente para facilitar labores de reparación y mantenimiento, así como macromedición del flujo para ayudar a identificar pérdidas no contempladas en el sistema.

- **Accesorios en la red de distribución**

Los accesorios de una red de distribución incluyen las uniones, tres, codos, reducciones, válvulas, anclajes entre otros elementos utilizados para controlar la funcionalidad de la red y su sectorización.

- **Válvulas de corte**

Es necesaria la ubicación de válvulas en la red de suministro, de manera que permita una separación bien definida de la red, la ubicación y características de estas válvulas se muestra en la Tabla 10-58.

Tabla 10-58.Diámetros de las válvulas de corte a instalar

ID VALVULA	DIAMETRO (VALVULA) (in)	Gradiente Hidráulico (m)	X (m)	Y (m)
VC-01	3	87,24	1157932,33	1431147,39
VC-02	3	87,19	1157863,75	1431175,49
VC-03	3	87,19	1157892,98	1431172,12
VC-04	3	86,78	1157885,11	1431133,9
VC-05	3	87,14	1157807,54	143120,98,20,9
VC-06	3	87,13	1157718,73	1431239,57
VC-07	3	85,92	1157824,11	1431103,29
VC-08	3	85,49	1157760,85	1430906,84
VC-09	3	85,49	1157804,13	1430896,71
VC-010	6	85,33	1157693,58	1430863,25
VC-011	3	85,27	1157638,89	1430707,84
VC-012	3	85,25	1157590,87	1430613,93
VC-013	6	88,6	1159065,16	1430462,16
VC-014	4	88,6	1159066,03	1430461,31
VC-015	6	88,6	1159066,02	1430459,78
VC-016	8	88,58	1159095,92	1430489,29
VC-017	6	88,58	1159088,07	1430492,01
VC-018	8	88,58	1159101,05	1430497,89
VC-019	6	88,58	1159034,36	1430478,55

ID VALVULA	DIAMETRO (VALVULA) (in)	Gradiente Hidráulico (m)	X (m)	Y (m)
VC-020	6	88,57	1159027,99	1430484,05
VC-020,9	3	88,49	1159131,71	1430726,1
VC-022	4	88,5	1159120,9,23	1430710,22
VC-023	4	88,23	1158907,64	1430797,46
VC-024	4	88,08	1158748,35	1430857,47
VC-025	6	88,08	1158740,8	1430859,58
VC-026	6	87,63	1158392,17	1430992,39
VC-027	6	87,43	1158165,82	1431065,97
VC-028	4	88,12	1158894,74	1430798,53
VC-029	3	87,61	1158377,08	1431013,96
VC-030	4	87,5	1158352,56	1430820,98
VC-031	4	85,6	1157498,47	1428994,26
VC-032	4	84,6	1156606,47	1427078,37
VC-033	4	84,51	1156472,45	1426660,25
VC-034	4	84,37	1155689,49	1425668,66
VC-035	2	84,35	1155662,76	1425652,96
VC-036	2	84,36	1155663,26	1425645,02

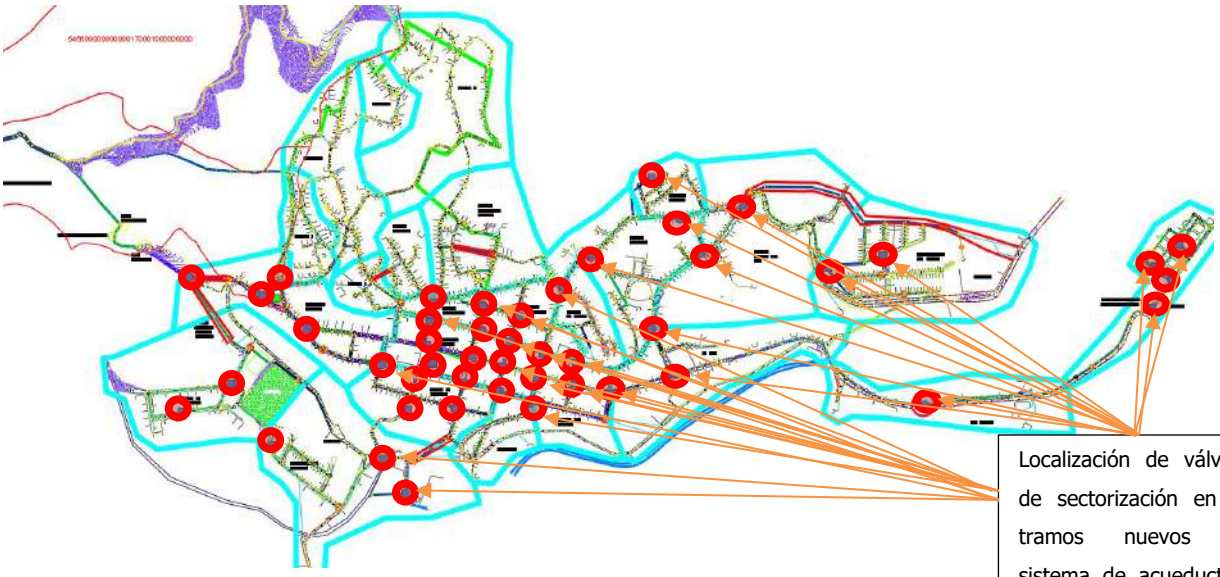


Figura 10-93.Localización de las válvulas de corte.

Con la instalación de las anteriores válvulas, se pueden crear subsectores de operación, en la Figura 10-93 se observan los subsectores de operación resultantes, dentro de estos es

posible que se puedan crear mini sectores para el adecuado mantenimiento de la red de suministro.

- **HIDRANTES**

Teniendo en cuenta que el sistema de acueducto presenta condiciones especiales como:

- Caudal de diseño pequeño
- Amplia distancia entre domicilios
- Ausencia de un centro poblado establecido
- Topografía de la zona

Se puede concluir que no es necesaria la implementación de un sistema de control de incendios, por tales motivos en el diseño y planos de la red de distribución no se procedió a incluir instalación de hidrantes.

Tabla 10-59. Localización de los hidrantes en el sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas

ID HIDRANTE	Elevación (m)	X (m)	Y (m)
H-01N	992,82	1.139.418	1.352.202,53
H-02N	981,83	1.139.498	1.351.959
H-03N	935,83	1.139.250	1.351.958
H-04N	880,83	1.138.933	1.351.527
H-05N	884,89	1.139.175	1.351.350
H-06N	809,83	1.140.087	1.351.602
H-07N	813,93	1.140.310	1.351.515
H-08N	796,83	1.140.612	1.351.539
H-09N	812,33	1.140.472	1.351.720
H-10N	833,83	1.140.254	1.351.836

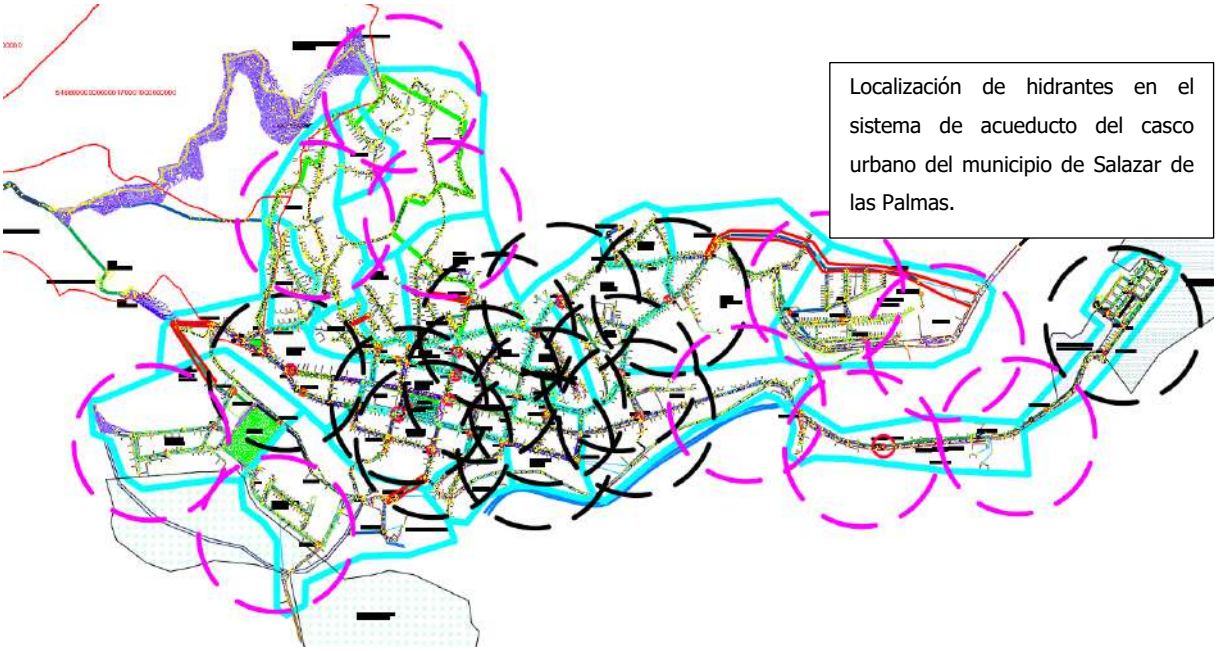


Figura 10-94.Localizacion de las Hidrantes en el sistema de acueducto.

En la Tabla 10-59 se presenta la localización de los hidrantes en el sistema de acueducto como se puede observar en la Figura 10-94.

- **ANCLAJES PARA TUBERIAS A PRESION:**

En las líneas de redes de distribución se presentan fuerzas de empuje que dependen de factores como la presión hidrostática interna, la sección de la tubería, la radio de curvatura o la cabeza de velocidad. Para contrarrestar estas fuerzas y evitar desplazamientos en las tuberías y accesorios con juntas no bridadas o soldadas, es necesario diseñar sistemas de anclaje con el objetivo de empotrar las tuberías y contrarrestar la tendencia a desacoplarse.

ANCLAJES EN PENDIENTES FUERTES. Cuando se encuentran pendientes fuertes se pueden presentar deslizamientos del terreno que probablemente arrastrarían la tubería. En la mayoría de los casos, basta con compactar muy bien en capas de 10 cm., hasta la cota rasante del terreno. Si por alguna razón se construye en una zona de posible riesgo de deslizamientos o terreno inestable, se deben construir bloques de anclaje, de manera que queden apoyados en el terreno firme que no ha sido excavado. Estos bloques de anclaje se deben construir en cada cambio de dirección del trazado y en donde se encuentre cada accesorio de tubería, sin embargo, es recomendable contar con el concepto de un especialista (Geotecnista).

CONTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES O MUERTOS. Los bloques de anclaje o muertos deben ser construidos en concreto, ubicándolos entre el accesorio y la parte firme de la pared de la zanja. Para bloques de anclaje de tuberías con diámetros menores a 8" no es necesario utilizar formaletas especiales, basta con colocar la mezcla de manera adecuada, ubicando la base más ancha contra la pared de la zanja y que el bloque formado no llegue a cubrir las campanas o las uniones de los accesorios.

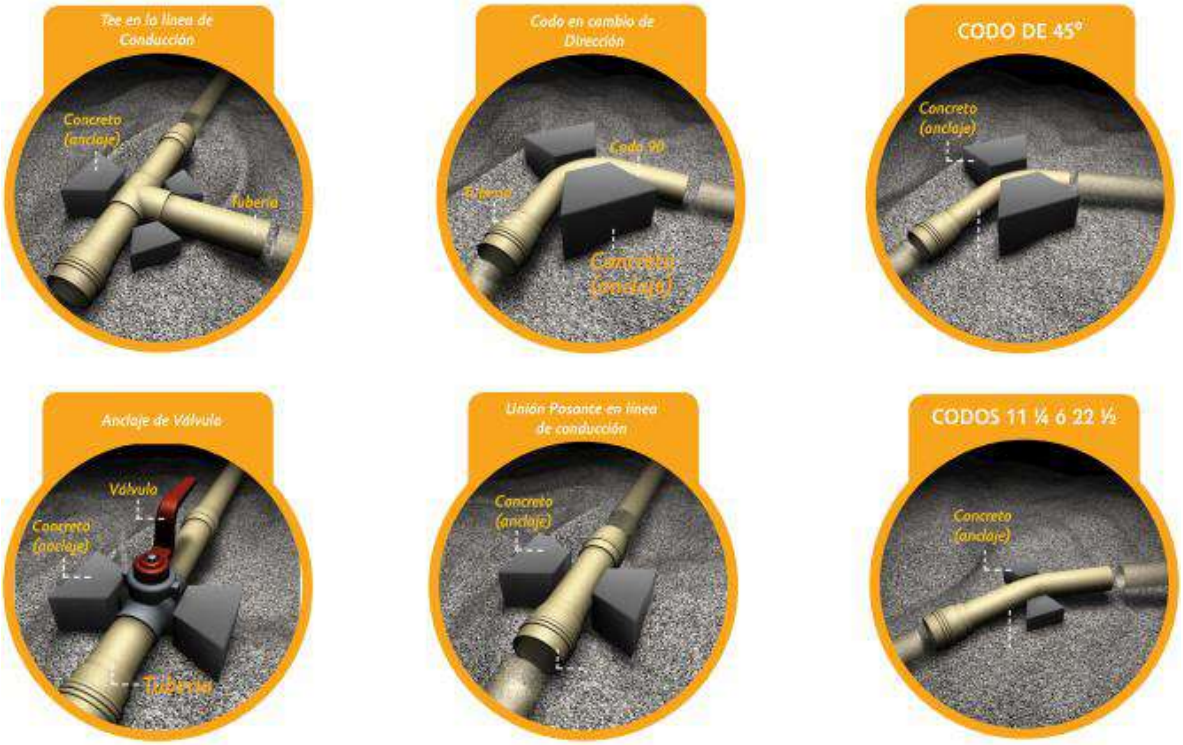


Figura 10-95.Localización de los anclajes del sistema de acueducto.

10.2. Estudios y Diseños Complementarios

10.2.3. Estudio Geotécnico

La información del estudio de suelos realizado para el sistema de acueducto urbano del Municipio de Salazar de las Palmas. (Ver ANEXO N°31-ESTUDIO GEOTECNCO)

10.2.3.1. Líneas de aducción y redes de distribución

10.2.3.1.1. Descripción de la estructura

La línea de aducción que se considera como el tramo de tubería que sale del sitio de reserva hacia las viviendas y que conduce la cantidad de agua que se consume en ese momento. La línea de aducción o también llamada impulsión es el tramo de tubería destinado a conducir los caudales desde la obra de captación hasta el depósito regulador o la planta de tratamiento.

Las redes de acueducto tienen el propósito de transportar el agua potable, para su conducción a los tanques de almacenamiento y distribución.

10.2.3.1.2. Tipo de cimentación

Para los tramos propuestos mediante este método constructivo, se realiza el cálculo de la cimentación requerida para las tuberías mediante el método de zanja abierta para lo cual se utiliza la metodología propuesta en la Norma NS-035 de la Empresa de acueducto de Bogotá:

El análisis de la cimentación de la tubería se realizó conforme a la Norma Técnica NS-035, Requerimientos para cimentación de tuberías en redes de acueducto y alcantarillado de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá E.S.P.

Las recomendaciones de la norma NS-035 de la EAAB, establecen como metodología para la estimación de las cargas muertas la teoría de carga Marston (1913) para tuberías rígidas y flexibles en condición de instalación en zanja o terraplén.

Carga muerta

En esta metodología se separan los procedimientos para tuberías rígidas y flexibles dadas las diferencias en el comportamiento ante las cargas provenientes de los rellenos, Una tubería rígida (concreto, arcilla vitrificada o Hierro colado) no se pueden deformar materialmente sin sufrir agrietamientos, mientras una tubería perfilada de PVC (flexible) puede deformarse considerablemente sin presentar daños estructurales.

La teoría de carga de Marston contempla la generación de esfuerzos cortantes en la superficie de contacto entre los materiales de relleno y la pared de excavación para la condición de instalación de zanja. Dichos esfuerzos cortantes son producto del rozamiento inducido por la presión lateral ejercida por el mismo relleno y resultan en la reducción de la carga total impuesta a la tubería por el peso del relleno.

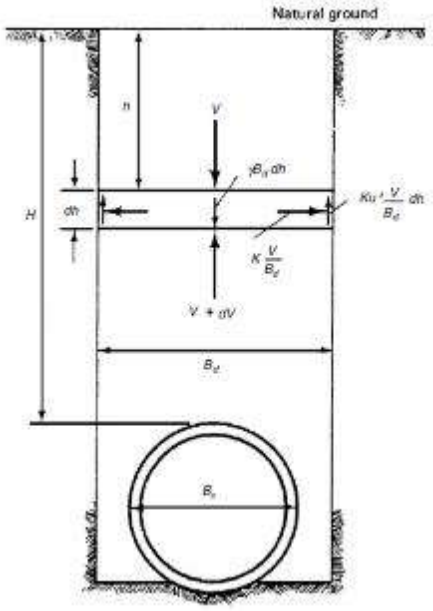


Figura 10-2.Esquema de carga propuesto

Fuente: www.acueducto.com.co

De acuerdo a lo anterior, la carga muerta sobre un ducto rígido en instalación de zanja se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{W_d = C_d \cdot \gamma \cdot B_d^2}$$

Dónde:

W_d: Carga muerta en un tubo flexible por unidad de longitud (kN/m).

C_d: Coeficiente adimensional de carga.

B_d: Ancho de la zanja encima de la corona del tubo (m).

γ: Peso unitario del relleno (kN/m^3).

$$\boldsymbol{C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu\left(\frac{H_c}{B_d}\right)}}{2k\mu}}$$

Dónde:

e: Base de los logaritmos naturales.

k: Coeficiente de empuje activo de Rankine.

μ: Coeficiente de fricción del relleno.

H_c: Altura de relleno sobre la corona del tubo (m)

En los sistemas de tubería rígida la carga no asumida por la fricción lateral, es resistida en su totalidad por la fortaleza misma de la tubería. Por otra parte, los sistemas de tubería flexible al verse cargados verticalmente reaccionan con deformaciones horizontales que provocan el desarrollo de empujes laterales quienes contribuyen a soportar dichas cargas.

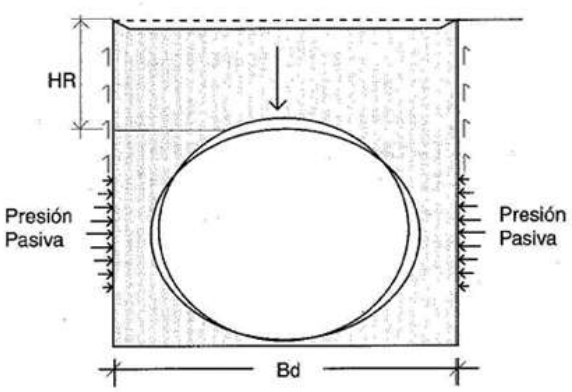


Figura 10-3. Diagrama de acciones en tubería enterrada flexible

Fuente: www.acueducto.com.co

A partir de esto, para el caso especial de los ductos flexibles en los que el relleno lateral describe la misma rigidez de la tubería, la carga del relleno por encima se ve distribuida en el ancho total de excavación a la altura de la corona del ducto (Bd). Como resultado, la carga transferida a una tubería flexible en instalación de zanja es menor que aquella transferida a un conducto rígido en iguales condiciones de recubrimiento (Hc).

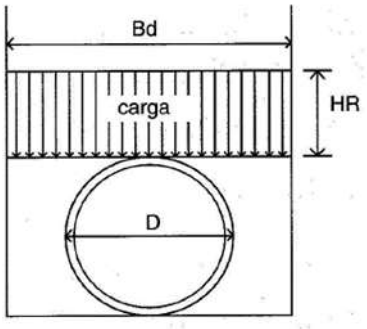


Figura 10-4. Esquema de carga en tuberías rígidas

Fuente: www.acueducto.com.co

De acuerdo a lo anterior, la carga muerta sobre un ducto flexible en instalación de zanja se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$W_c = \frac{W_d \cdot B_c}{B_d} = \frac{C_d \cdot \gamma \cdot B_d^2 \cdot B_c}{B_d} = C_d \cdot \gamma \cdot B_c \cdot B_d$$

Dónde:

W_c: Carga muerta en un tubo flexible por unidad de longitud (kN/m).

C_d: Coeficiente adimensional de carga.

B_d: Ancho de la zanja encima de la corona del tubo (m).

B_c: Diámetro externo del tubo (m).

γ: Peso unitario total del relleno (kN/m^3).

Por otra parte, para anchos de zanja (Bd) considerablemente mayores al diámetro externo del ducto (Bc), la contribución de los esfuerzos cortantes verticales en los bordes de la excavación se torna nula y la carga muerta es asumida en su totalidad por el perfil flexible, lo cual corresponde al peso del prisma de suelo ubicado justo encima de este. Esta metodología se conoce como carga del prisma y puede llegar a representar aproximadamente 1,5 veces la carga estimada por el método de Marston.

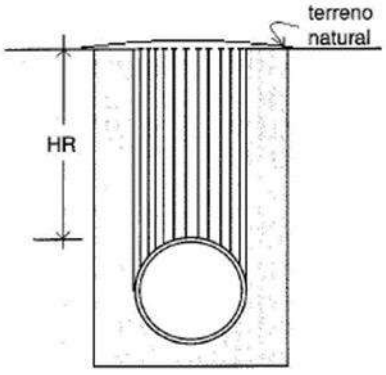


Figura 10-5. Esquema de carga sobre la tubería

Fuente: www.acueducto.com.co

De acuerdo a lo anterior, la carga muerta sobre un ducto flexible en instalación de zanja ancha $B_d \geq 2 \cdot B_c$ se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$W_d = C_c \cdot \gamma \cdot B_c$$

Dónde:

C_c: Coeficiente adimensional de carga muerta

B_c: Diámetro externo del tubo (m).

γ: Peso unitario total del relleno (kN/m^3).

$$C_c = H_c / B_c$$

Para las condiciones de instalación en terraplén con proyección positiva y negativa, la carga muerta se determinó como el peso del prisma de suelo por encima del ducto menos las fuerzas cortantes verticales actuantes en los planos verticales que se extienden hacia arriba en el relleno desde los bordes de la tubería.

La condición de instalación en Terraplén con Proyección Positiva (TPP) se evaluó contemplando razones de asentamiento (r_{sd}) netamente positivas y determinadas a partir del tipo de suelo disponible en la subrasante.

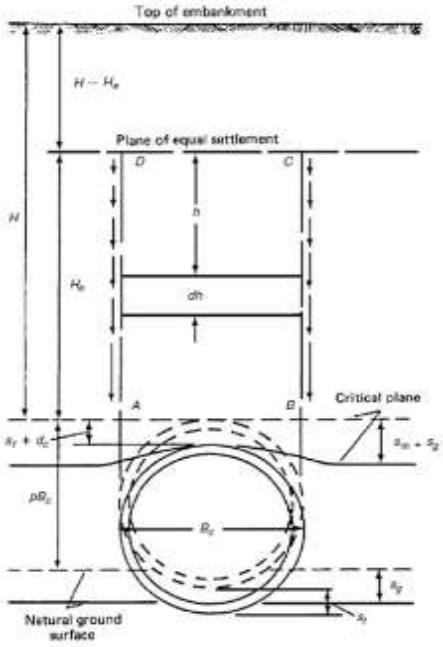


Figura 10-6. Carga muerta sobre la tubería en instalación de Terraplén con proyección positiva

Fuente: www.acueducto.com.co

Se presenta lo siguiente en relación con la razón de asentamiento:

Material de Subrasante	r_{sd}
Roca	1,0
Suelo no compresible	0,7
Suelo compresible	0,3

La carga muerta en condición Terraplén de proyección positivo se halló empleando la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{W_d = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2}$$

Dónde:

W_d: Carga muerta en un tubo flexible por unidad de longitud (kN/m).

C_c: Coeficiente adimensional de carga.

B_c: Diámetro externo del tubo (m).

γ: Peso unitario total del relleno (kN/m^3).

Para esta condición de instalación, los esfuerzos cortantes verticales no se extienden en todos los casos hasta la superficie del terraplén (Hc) como ocurre en la instalación de zanja, pues se genera un plano a partir del cual el asentamiento diferencial entre los prismas exteriores e interior es nulo, denominado Plano de igual asentamiento (He) y por encima del cual desaparece la fricción y por ende los esfuerzos cortantes. Dependiendo de esto, el factor de carga Cc se estimó de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{C_c = \begin{cases} \dfrac{e^{2k\mu(H_c/B_c)} - 1}{2k\mu} & H_c \leq H_e \\ \dfrac{e^{2k\mu(H_e/B_c)} - 1}{2k\mu} + \left(\dfrac{H_c}{B_c} - \dfrac{H_e}{B_c}\right) e^{2k\mu(H_e/B_c)} & H_c > H_e \end{cases}}$$

Dónde:

e: Base de los logaritmos naturales.

k: Coeficiente de empuje activo de Rankine.

μ: Coeficiente de fricción del relleno.

H_c: Altura de relleno sobre la corona del tubo (m)

H_e: Altura del plano de igual asentamiento (m)

Para determinar la altura del plano de igual asentamiento (He) se empleó la siguiente ecuación resultante de un análisis de igualdad de asentamientos entre la corona del ducto y los prismas exteriores e interior teniendo en cuenta la razón de asentamientos seleccionada. Dada la dificultad para la determinación analítica de la variable y la naturaleza misma de la ecuación, se destinó utilizar el método numérico de la secante con un error admisible del 0,01%.

$$\left[\frac{1}{2k\mu}+\left(\frac{H_c}{B_c}-\frac{H_e}{B_c}\right)+\frac{r_{sd}p}{3}\right]\frac{e^{2k\mu\left(\frac{H_e}{B_c}\right)}-1}{2k\mu}+\frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{B_c}\right)^2+\frac{r_{sd}p}{3}\left(\frac{H_c}{B_c}-\frac{H_e}{B_c}\right)e^{2k\mu\left(\frac{H_e}{B_c}\right)}$$
$$-\frac{1}{2k\mu}\frac{H_e}{B_c}-\frac{H_cH_e}{B_c^2}=r_{sd}p\frac{H_c}{B_c}$$

Para la condición de instalación de Terraplén en Proyección Negativa (TPN) se tomaron las razones de asentamiento mostradas en la siguiente tabla a partir de las razones de proyección (P'):

Razón de Proyección (ρ')	**r_{sd}**
0,5	-0,1
1,0	-0,3
1,5	-0,5
2,0	-1,0

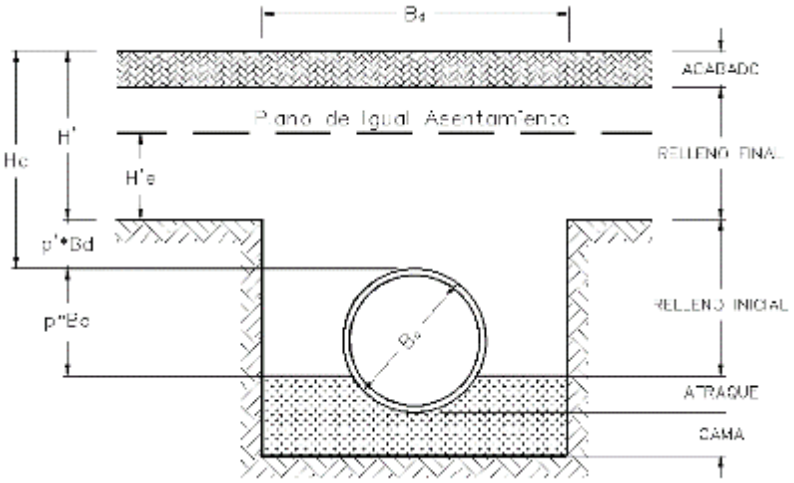


Figura 10-7. Instalación de Terraplén con Proyección Negativa

Fuente: www.acueducto.com.co

La carga muerta en TPN se estimó mediante la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{W_d = C_n \cdot \gamma \cdot B_d^2}$$

Dónde:

e: Base de los logaritmos naturales.

W_d: Carga muerta en un tubo flexible por unidad de longitud (kN/m).

C_n: Coeficiente adimensional de carga.

B_d: Ancho de la zanja encima de la corona del tubo (m).

$$\boldsymbol{C_n = \frac{e^{-2k\mu(H_e/B_d)} - 1}{-2k\mu} + \left(\frac{H_c}{B_d} - \frac{H_e}{B_d}\right) e^{-2k\mu(H_e/B_d)}}$$

Dónde:

e: Base de los logaritmos naturales.

B_d: Ancho de la zanja encima de la corona del tubo (m).

H_c: Altura de relleno sobre la corona del tubo (m)

H_e: Altura del plano de igual asentamiento (m)

La altura del plano de igual asentamiento se determinó numéricamente por medio del método de la secante con un error admisible del 0,01% de la siguiente ecuación:

$$\frac{e^{-2k\mu\left(\frac{H'_e}{B_d}\right)}-1}{-2k\mu}\left[\frac{H'}{B_d}-\frac{H'_e}{B_d}-\frac{1}{2k\mu}\right]-\frac{H'_e}{B_d}\left[\frac{H'}{B_d}-\frac{H'_e}{B_d}+\frac{1}{2}\frac{H'_e}{B_d}-\frac{1}{2k\mu}\right]$$
$$=\frac{2}{3}r_{sd}p'\left[\frac{e^{-2k\mu((H'_e)/B_d)}-1}{-2k\mu}+\frac{H'}{B_d}-\frac{H'_e}{B_d}\right]e^{-2k\mu(H'_e/B_d)}$$

Dónde:

$H'_e = H_e - p'B_d$

e: Base de los logaritmos naturales.

k: Coeficiente de empuje activo de Rankine.

μ: Coeficiente de fricción del relleno.

B_d: Ancho de la zanja encima de la corona del tubo (m).

H': Altura del terraplén sobre el Terreno natural.

Carga viva

Se realiza la consideración del tráfico del trafico proyectado para la zona, conforme a los lineamientos de la norma NS-035 de la EAAB específica al camión C4095 como el camión de diseño con la aplicación de una carga de 7500 Kg en una superficie de apoyo determinada por un rectángulo de dimensiones BxL (en sentido transversal y longitudinal del vehículo, respectivamente). Donde B=0.25 metros y L= 0.50 metros.

La presión sobre el tubo se calcula en el plano rectangular MxN que se encuentra a una profundidad Hc de la superficie. El matemático francés Boussinesq calculó la distribución de esfuerzos en un medio elástico semi-infinito debida a la aplicación de una carga puntual situada en la superficie. La solución asume un medio elástico, isotrópico y homogéneo lo

cual no concuerda con el suelo, sin embargo, procedimientos experimentales han demostrado que la solución aplicada a los suelos genera muy buenos resultados.

El método del tronco de pirámide produce resultados más conservadores que la solución de Boussinesq ya que no considera elasticidad alguna del medio de suelo:

$$\boldsymbol{P_o = \frac{P}{(B + 1,75H_c)(L + 1,75H_c)}}$$

Dónde:

Po: presión en kg/cm^2 que actúa sobre la superficie que se encuentra a la profundidad

HR (cm).

H_c: profundidad a considerar (cm).

P: carga por eje (kg).

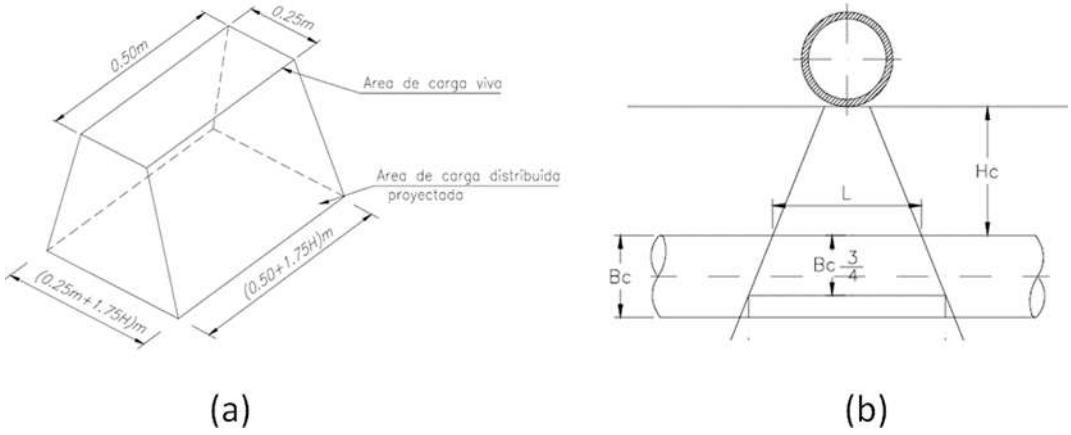


Figura 10-8. Distribución Wv en la profundidad, (b) Aplicación de Wv sobre el ducto.

Fuente: www.acueducto.com.co

Otro aspecto importante al considerar las cargas vivas es el llamado "factor de impacto". Las siguientes tablas se muestran el valor del factor de impacto para vías con pavimento y en afirmado.

Profundidad H_C (m)	**Factor If**
0,00-0,30	1,3
0,31-0,60	1,2
0,61-0,90	1,1
0,91 en adelante	1,0

Fuente: www.acueducto.com.co

A continuación, se presenta el factor de impacto para vías no pavimentadas:

Profundidad (m)	**Factor If**
0,00-0,15	1,5
0,16-0,26	1,4
0,27-0,34	1,3
0,35-0,45	1,2
0,46-0,54	1,1
0,55 en adelante	1,0

Fuente: www.acueducto.com.co

La carga viva incluyendo el impacto será:

$$W_V = P_0 If$$

Dónde:

W_v: carga viva, kg/cm

P_o: presión sobre la superficie que se encuentra a la profundidad HR, kg/cm^2

If: factor de impacto.

Criterios a verificar en las tuberías

La norma *NS-035* de la EAAB establece el chequeo de las siguientes condiciones para las tuberías de PVC

Material	Clasificación	Deflexión	Pandeo	Rotura de pared
PVC	Flexible	Verificar	Verificar	Verificar

Fuete: NS-035 de la EAAB

Para las tuberías de tipo GRP, se realizará las siguientes verificaciones:

Material	Clasificación	Deflexión	Pandeo	Cargas Combinadas
GRP	Flexible	Verificar	Verificar	Verificar

Fuete: NS-035 de la EAAB

Para las tuberías de Concreto, se realizará las siguientes verificaciones:

Material	Clasificación	Factor de seguridad de resistencia
CONCRETO	Rigida	Verificar

Fuete: NS-035 de la EAAB

Verificación de deflexiones de la tubería

La siguiente ecuación se conoce como la Fórmula modificada de lowa y fue desarrollada por M.G. Spangler, quien observó que el método de Marston para calcular cargas sobre tuberías enterradas no era adecuado para el caso de ductos flexibles. Spangler notó el efecto del suelo alrededor del tubo y su relación con la deflexión en las tuberías flexibles.

$$\boldsymbol{\Delta y = \frac{D_L \cdot K \cdot W \cdot (B_c/2)^3}{EI + 0,061 \cdot E' \cdot (B_c/2)^3}}$$

Dónde:

Δy: Deflexión de la tubería ante la carga (m)

D_L: Factor adimensional de retraso de la deflexión

K: Factor adimensional de soporte

W: Carga total impuesta (Carga Viva + Carga Muerta) (kN/m)

E: Módulo elástico del material de fabricación de la tubería (kN/m^2)

I: Momento polar de inercia de la sección transversal del ducto por metro lineal (m^4/m)

E': Módulo de reacción de la subrasante (kN/m^2)

B_c: Diámetro exterior del ducto

Con el propósito de presentar la deflexión como un porcentaje del diámetro del ducto, la norma

NS-035 de la EAAB provee la siguiente ecuación en donde se considera la rigidez (EI) del ducto como la rigidez anular:

$$\boldsymbol{Rigidez\ Anular = \frac{EI}{r^3} = \frac{(8EI)}{B_c^3}}$$

De esta forma el porcentaje de deflexión se expresa de la siguiente forma:

$$\boldsymbol{\frac{\Delta y}{B_c} = \frac{D_L \cdot K \cdot W}{\frac{8EI}{B_c^3} + 0,061E'} \cdot 100}$$

Es obligación considerar que no solamente el suelo que cubre el tubo está sujeto a esfuerzos, sino que el muro de la excavación (suelo natural) también contribuye en alguna medida a soportar las cargas horizontales del empuje activo. La rigidez "combinada" del material alrededor del tubo y del suelo natural puede obtenerse con ensayos experimentales. Este parámetro se conoce como el módulo de reacción de la subrasante (E´) y se determina a parir de la información geotécnica del terreno natural y de los materiales de cimentación, junto con la geometría de la instalación. El módulo de reacción de la subrasante se estima de la siguiente forma:

$$\boldsymbol{E' = S_c \cdot E_b'}$$

Dónde:

E_b': Módulo de elasticidad de los materiales del encamado (kN/m^2)

S_c: Factor adimensional de soporte combinado

El factor adimensional de soporte combinado (S_c) se estimó de acuerdo al Cuadro 4 expuesto en la norma *NS-035* de la EAAB, a partir de las relaciones de los módulos del terreno natural y de los materiales de cimentación ($E´_n/E´_b$) y de la relación de ancho de zanja y diámetro externo del ducto (B_d/B_c).

El factor de soporte (K) acomoda la respuesta de la tubería flexible a la fuerza opuesta ejercida por la cimentación debajo de la misma. La constante k varía en relación al ángulo θ que se haya conseguido en la instalación. Este valor es de suma importancia ya que es multiplicativo a la carga total sobre el tubo. Usualmente se toma este valor como k = 0,1.

Angulo de cimentación	**Factor de Soporte (k)**
0°	0,110
30°	0,108
45°	0,105
60°	0,102
70°	0,100
90°	0,096
120°	0,090
180°	0,083

Tabla 60. Constante de encamado k

Fuete: NS-035 de la EAAB

El otro parámetro en la fórmula de lowa para calcular las deflexiones es el factor de retardo de la deflexión, (D_L). Este factor "castiga" las deflexiones por cuanto Spangler investigó que la deflexión final se logra cuando el suelo está completamente consolidado, es decir, cuando el valor de la carga alcanza la carga del prisma. Este proceso puede durar varios años. El factor se determinó a partir de la información mostrada en la siguiente tabla:

Material de Tubería	**Factor de Retraso de deflexión (D_L)**
Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP)	1,50
Cloruro de Polivinilo (PVC)	1,50
Hierro Dúctil (DIP)	1,00
Acero (SP)	1,00
Ducto Cilíndrico Reforzado con acero (CCP)	1,00
Polietileno (PE)	1,50

Tabla 61. Factor de Retraso de deflexión

Fuete: NS-035 de la EAAB

Para el análisis se usaron los se usaron tubería de PVC y de CCP, como se mención la instalación será hará en zanja angosta. La carga viva será el peso del camión de diseño, adicionalmente todas las vías se encuentran pavimentadas.

Verificación de pandeo de la tuberia

En los tubos deformados, cuando están sometidos a una determinada carga crítica, puede producirse un aplastamiento o abolladura de su generatriz superior como se muestra en la siguiente figura:

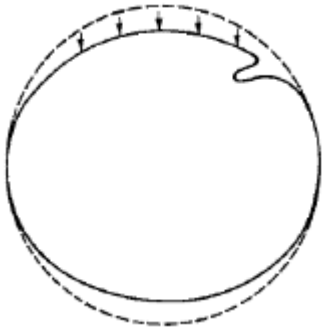


Figura 10-9. Abolladura localizada de pared.

Fuete: NS-035 de la EAAB

Por tal motivo se debe realizar una comprobación de la Estabilidad Dimensional del tubo, la cual consiste en determinar el margen de seguridad entre la carga crítica y la carga realmente existente. Se realiza teniendo en cuenta las influencias de la presión del terreno, presión exterior del agua (agua subterránea) y superposición de ambas presiones:

$$\boldsymbol{q_{ext} < q_{adm}}$$

$$\boldsymbol{q_{adm} = \left(\frac{1}{FS}\right)\left(32 R_w B' E' \frac{EI}{B_c^3}\right)} \qquad \boldsymbol{q_{ext} = \gamma_w h_w + R_w \frac{W_d}{B_c} + \frac{W_L}{B_c}}$$

Dónde:

q_{adm}: Carga admisible por pandeo (kN)

q_{ext}: Carga externa (kN)

FS: Factor de seguridad de diseño

R_w: Factor adimensional de flotación del agua

B': Coeficiente empírico adimensional de soporte elástico

E': Módulo de reacción de la subrasante

B_c: Diámetro externo del ducto (m)

h_w: Columna de agua por encima del ducto (m)

W_d: Carga muerta (kN/m)

W_L: Carga viva (kN/m)

$$\boldsymbol{FS = \begin{cases} 2,5 & H_c/B_c \geq 2 \\ 3,0 & H_c/B_c < 2 \end{cases}}$$

Dónde:

H_c: Altura de recubrimiento (m)

$$\boldsymbol{R_w = \begin{cases} 1 - 0,33\left(\frac{h_w}{H}\right) & 0 \leq h_w \leq H_c \\ 1 & h_w > H_c \end{cases}}$$

$$\boldsymbol{B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0,2133 H_c}}}$$

Verificación de rotura de la pared de la tuberia

Bajo este concepto se describe la condición en la cual el esfuerzo en el material de la pared del tubo pasa su límite de proporcionalidad hasta llegar a la fluencia, provocando la falla. La localización de estos esfuerzos es como se describe en la siguiente figura:

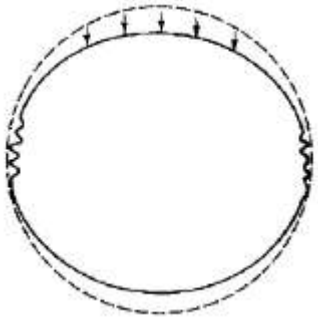


Figura 10-10. Falla de la pared

Fuete: NS-035 de la EAAB

El esfuerzo de compresión anular es el principal contribuyente en este límite de comportamiento y se define como:

$$\boldsymbol{Compresión\ anular} = \frac{\boldsymbol{W_T \cdot B_c}}{\boldsymbol{2A}} \leq \boldsymbol{\sigma_{c\ max}}$$

Dónde:

W_T: Carga Total sobre la tubería (kN/m)

B_c: Diámetro externo del tubo

A: Área de sección de la pared del tubo/unidad de longitud.

$\sigma_{c\ max}$: Resistencia máxima a la compresión del material e fabricación del ducto

Los valores de resistencia máxima a la compresión de los materiales de fabricación de los ductos empleados en el diseño de cimentación son los reportados por el fabricante y se muestran a continuación:

Material	**Clase**	$\sigma_{c\,max}$ **(kN)**
Cloruro de Polivinilo (PVC)	Novafort	67500

Fuete: NS-035 de la EAAB

Verificación de cargas combinadas

Se realiza la revisión de la máxima deformación resultante del efecto combinado de la presión interna y la deflexión, se debe encontrar cumpliendo los siguientes criterios:

$$\frac{\varepsilon_{pr}}{HDB} \leq \frac{1-\frac{\varepsilon_b r_c}{S_b}}{FS_{pr}}$$

$$\frac{\varepsilon_b r_c}{S_b} \leq \frac{1-\frac{\varepsilon_{pr}}{HDB}}{FS_b}$$

Donde:

ε_{pr}: Deformación de trabajo debido a la presión interna; $\varepsilon_{pr} = \frac{PN(B_c - t)}{2t_r E_H}$

PN: Presión nominal de la tubería [kPa]

B_C: Diametro exterior de la tubería [m]

t: Espesor de la pared [m]

t_r: Espesor de la capa de refuerzo de la tubería [m]

EH: Módulo de tensión circunferencial [kPa]

HDB: Base hidrostática de diseño

ε_b: Máxima deformación del anillo debido a la deflexión; $\varepsilon_b = D_f\left(\frac{\delta d}{B_C}\right)\left(\frac{t}{B_C}\right)$

δd: Máxima deflexión a largo plazo vertical permitida [m]

B_C: Diametro exterior de la tubería [m]

t: Espesor de la pared [m]

r_c: coeficiente de curvatura; Si $PN \leq 3000kPa \rightarrow r_c = 1 - \frac{PN}{3000}$ sí No $\rightarrow r_c = 1$

$FSPR$: Factor de diseño a presión= 1.8

FS_b: Factor de diseño a flexión = 1.5

Verificación de resistencia en tuberías

Diversas investigaciones han mostrado que la carga de Marston a la falla resulta ser varias veces mayor a la resistencia de compresión de tres puntos en tuberías rígidas norma ASTM C14 (W_{3D}). Esta carga se le denomina resistencia de campo y depende del tipo de encamado de la cimentación seleccionada. De acuerdo a lo anterior, Marston definió la siguiente relación:

$$\boldsymbol{Factor\ de\ Carga\ (FC) = \frac{Resistencia\ de\ Campo}{W_{3D}}}$$

Los factores de carga son establecidos por la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá (EAB) para cada uno de los tipos de cimentación en utilización de tuberías rígidas y se muestran en la norma NS-035.

La verificación del límite por resistencia para tuberías rígidas se determina mediante la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{FS = \frac{W_{3D} FC}{W_T} = \frac{Carga\ de\ Campo}{W_T} > FSR}$$

Dónde:

FS: Factor de Seguridad

FSR: Factor de seguridad mínimo

FC: Factor de Carga

W_T: Carga Total (kN/m)

Los factores de seguridad mínimos FSR dependen del material de fabricación de la tubería rígida y se muestran a continuación:

Material	**FSR**
Concreto Reforzado	1,0
Concreto Simple	1,5
Gres	1,5

Fuete: NS-035 de la EAAB

10.2.3.1.3. Recomendaciones para los tramos a zanja abierta en tubería de PVC

Se plantea para las tuberías de PVC y GRP, la cimentación flexible de tipo 2, la cual provee un módulo equivalente de 11000 MPa, con el fin de cumplir los siguientes requisitos:

- Deflexión de la tubería
- Revisión de pandeo
- Rotura de pared

CIMENTACIÓN FLEXIBLE TIPO 2

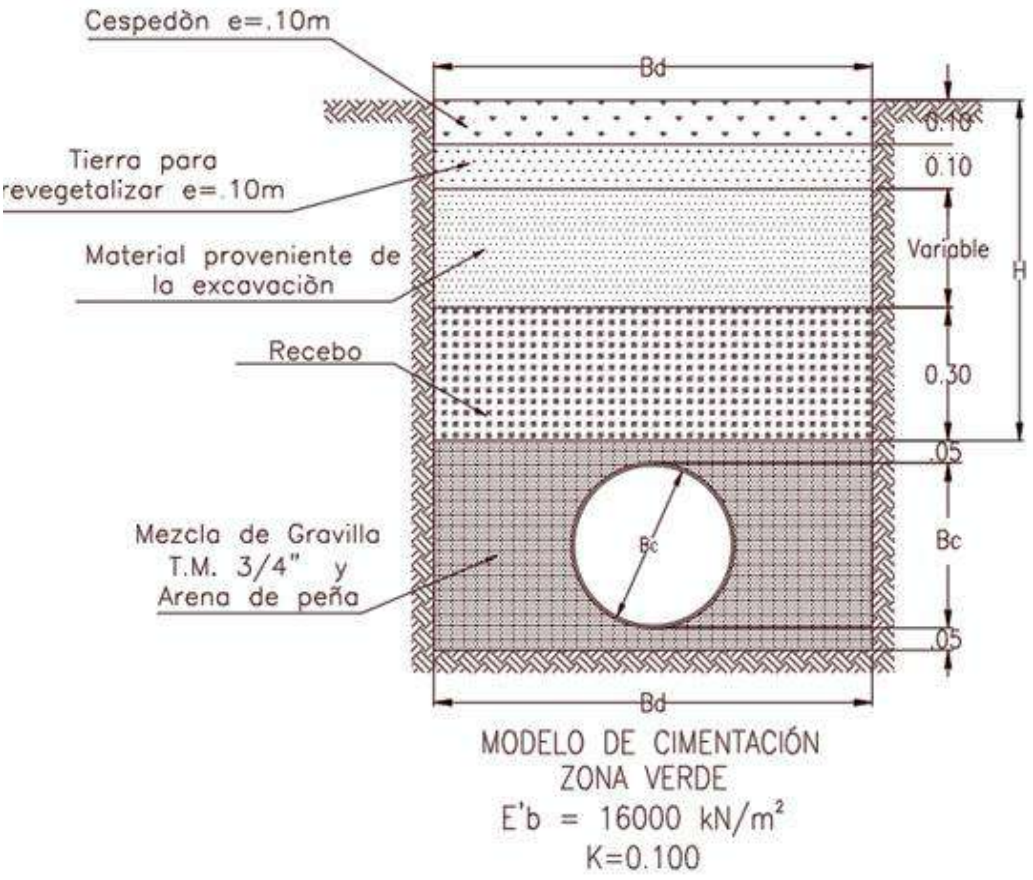


Figura 10-11. Cimentación propuesta para los tramos de tubería de la red de acueducto

Fuete: NS-035 de la EAAB

Es de precisar que tal como se evidencia en la anterior figura la tubería descansa sobre una cama de gravilla con espesor neto de 10 cm y se plantea una capa de transición compuesta por gravilla con un espesor de 60% el diámetro de la tubería, luego se plantea una capa suprayacente de recebo seleccionado el cual tiene un espesor equivalente de 30 cm más el 40% del diámetro de la tubería, a partir de ello se plantea instalar material tipo recebo hasta

alcanzar la zona de la estructura de pavimento o zona verde planteada, la cual depende directamente de las características insitu del mismo.

El sistema de cimentación debe cumplir con los espesores propuestos y tipos de materiales considerados, la profundidad a la clave de la tubería debe ser de mínimo 75 c, para el caso de vías peatonales o zonas verdes ó 120 cm si son vías vehiculares, tal como lo establece la norma NS-035 de la EAAB.

El modelo de cimentación consiste en una capa de arena de peña iniciando desde una profundidad de 5 cm por debajo de la cota batea hasta completar un espesor ascienda 5 cm de la cota clave, sobre la cual se instala una capa de recebo de mínimo 300mm y finalmente la estructura de pavimento o zona blanda según sea el caso.

Es de precisar que se realizó la determinación de los criterios de diseño para tuberias flexibles:

- Presión de pandeo
- Esfuerzo de rotura de pared
- Deflexión de la tuberia

Lo cual se evidencia que se encuentran dentro de los limites permisibles, tal como se evidencia en la tabla anterior.

De acuerdo con la norma NP-040 de la EAAB, se plantean las siguientes recomendaciones mínimas para los materiales considerados en la cimentación de la tuberia:

Arena de peña

- Debe encontrarse homogenea, sin presencia de ningun tipo de residuo antropico
- Indice de plasticidad=0%, No plastica.
- Porcentaje que pasa el tamiz 200 máximo 20%
- La distribución granulometrica debe encontrarse dentro del siguiente huso:

Tabla 62. Husos granulométricos

Tamiz	**Porcentaje que pasa**
3/8"	100%
No. 4	80% - 100%
No. 10	65% - 85%
No. 40	35% - 55%
No. 100	18% - 35%
No. 200	5% - 20%

Gravilla

- Debe encontrarse homogenea, sin presencia de ningun tipo de residuo antropico
- Desgaste en la maquina de los Ángeles menor al 50%
- Perdida en el ensayo de Solidez con sulfato de Magnesio menor al 21%
- La distribución granulometrica debe encontrarse dentro del siguiente huso:

Tabla 63. Husos granulométricos

Tamiz	**Porcentaje que pasa**
3/4"	100%
1/2"	80% - 100%
3/8"	55% - 75%

No. 4	0% - 15%

Mezcla de Gravilla y Arena

- Se plantea realizar la mezcla entre un 70% de gravilla y 30% de arena
- Debe encontrarse homogenea, sin presencia de ningun tipo de residuo antropico

Recebo seleccionado

- Debe encontrarse homogeneo, sin presencia de ningun tipo de residuo antropico
- Contenido de materia organica menor al 1%
- Tamaño máximo del material debe ser de 1”
- Porcentaje que pasa el tamiz 200 máximo 25%
- Limite liquido menor al 45%
- Indice de plasticidad debe ser menor al 12%
- Porcentaje que pasa el tamiz 200 máximo 20%
- La distribución granulometrica debe encontrarse dentro del siguiente huso:

Tabla 64. Husos granulométricos

Tamiz	**Porcentaje que pasa**
1”	100%
No. 4	30% - 75%
No. 40	10% - 40%
No. 200	5% - 25%

La instalacion de la arena se debe realizar en capas de 5 cm de espesor mediante apisonado con pisones apropiados o planchas vibratorias y se debe realizar el control de calidad del

material mediante la verificación de los requisitos propuestos anteriormente, el porcentaje mínimo de compactación de la capa instalada debera ser mínimo el 90% del peso unitario seco máximo de laboratorio.

La instalacion del recebo se debe realizar en capas de 15 cm de espesor mediante apisonado con pisones apropiados o planchas vibratorias y se debe realizar el control de calidad del material mediante la verificación de los requisitos propuestos anteriormente, el porcentaje mínimo de compactación de la capa instalada debera ser **mínimo** el 90% del peso unitario seco máximo de laboratorio y la capacidad de soporte de la capa evaluado bajo ese nivel de compactación debera ser de mínimo el 10%.

Para los tramos de tuberia planteados mediante el método de zanja abierta que se proyecten justo debajo de una estructura de pavimento preexistente esta se debe reconformar con el criterio de que se debe conservar la calidad y magnitud del espesor de los materiales preexistentes.

10.2.4. Estudio Hidrológico

Salazar de las Palmas, ubicado en el centro del departamento de Norte de Santander, importante corredor turístico de la subregión zona de integración fronteriza con Venezuela. El municipio cuenta con una superficie aproximada de 493.44 km^2, ocupando el puesto 14 del departamento en extensión territorial.

De acuerdo con la división política departamental, Salazar, colinda con los municipios de Villa Caro y Gramalote en la zona norte, Arboledas al Sur, al oriente con Durania y Santiago al occidente con Cáchira y Villacaro. Salazar cuenta con una extensión urbana de 2.5 km^2, y se encuentra 52 kilómetros de la ciudad de Cúcuta.

Demográficamente, Salazar alberga 8834 habitantes, de acuerdo con el censo nacional del DANE, distribuida en una población rural de 5082 habitantes (57.5%) y urbana con 3752 (42.5%) del total municipal.

Las cuencas objeto de estudio se abordan con los puntos de concentración de las bocatomas de las quebradas previamente mencionadas y presentadas en la Figura 10-96.

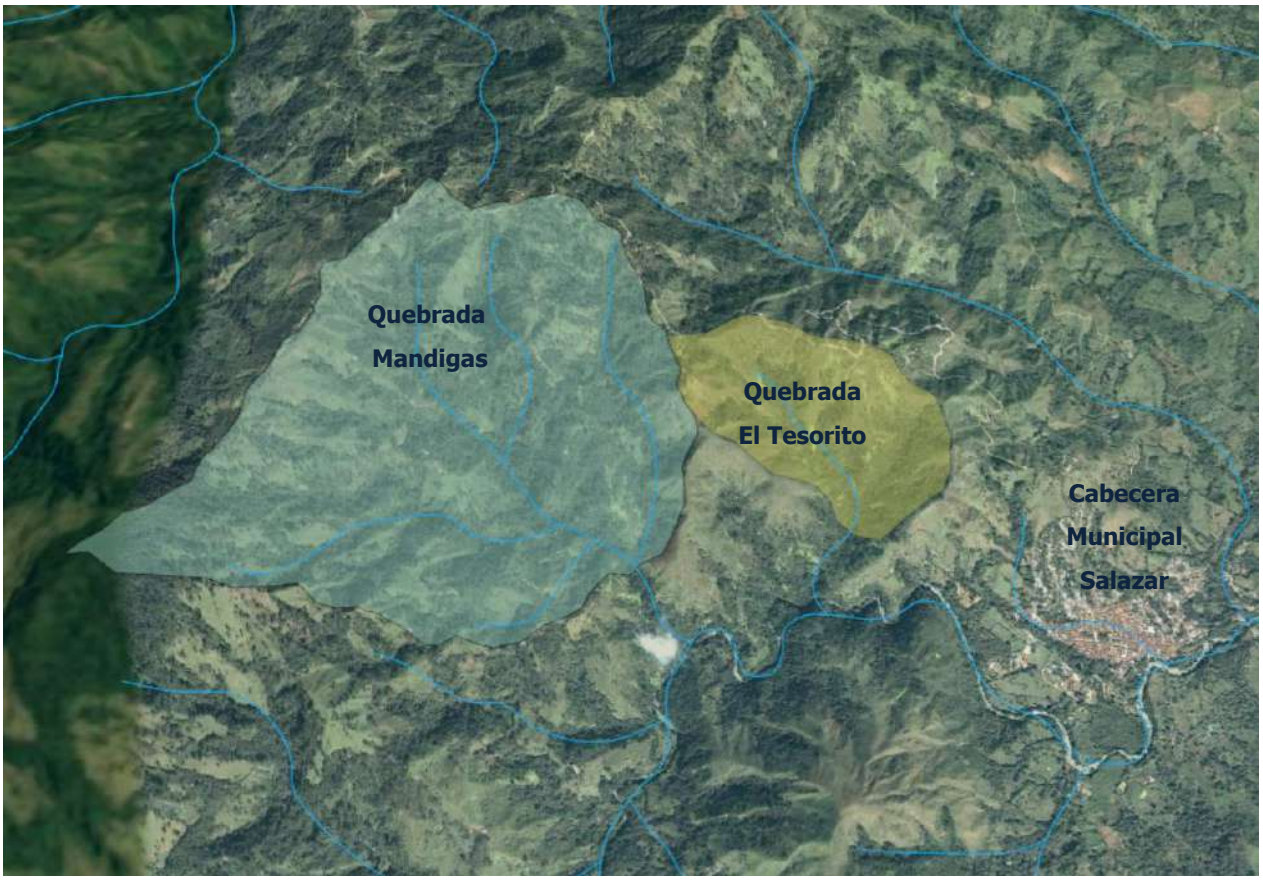


Figura 10-96.Localización espacial de la zona de estudio.

- ***RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE***

A partir de la información pertinente del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales –IDEAM, se determinan las estaciones hidrometeorológicas aferentes a la zona del estudio y se procede a recopilar la totalidad de la documentación correspondiente a dichas estaciones. Estas, debido a su proximidad con el área de estudio tienen mediciones que pueden ser representativas para llevar a cabo un análisis hidrológico. De la revisión y clasificación de tal información, es factible determinar cuáles datos pertenecientes a dichas estaciones son aptos para la elaboración del estudio de hidrología con base en los modelos estadísticos tradicionales, garantizando que los productos reflejen las condiciones de la zona.

- ***INFORMACIÓN IDEAM***

Las estaciones hidrometeorológicas cercanas a la zona de influencia del proyecto se seleccionaron a partir del catálogo de estaciones del IDEAM. Las estaciones meteorológicas se presentan en la Tabla 10-65 y las hidrológicas en la Tabla 10-66.

Tabla 10-65 Estaciones Meteorológicas con Influencia en la Zona de Estudio.

Nombre	Código	Tipo	Período de Registro	Variable	Entidad
GRAMALOTE	16020010	PM	1958 – XX	Valores totales diarios de precipitación (mm) Valores totales mensuales de precipitación (mm) Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm)	IDEAM
SANTIAGO CAIMITO	16020030	PM	1973 - XX	Valores totales diarios de precipitación (mm) Valores totales mensuales de precipitación (mm) Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm)	IDEAM
ARBOLEDAS	16020050	PM	1958 -XX	Valores totales mensuales de precipitación (mm) Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm)	IDEAM
DONJUANA LA 2	16010020	PM	1973 – XX	Valores totales diarios de precipitación (mm) Valores totales mensuales de precipitación (mm) Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm)	IDEAM
SALAZAR	16025030	CP	1973 – XX	Valores totales mensuales de precipitación (mm) Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Temperatura media diaria (°C)	IDEAM

ESCUELA AGRICOLA CACHIRA	23195180	CM	1972 -XX	Valores totales mensuales de precipitación (mm) Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Temperatura media diaria (°C)	IDEAM

Fuente: IDEAM (2019).

Tabla 10-66 Estaciones Hidrológicas con Influencia en la Zona de Estudio.

Nombre	Código	Tipo	Período de Registro	Variable	Entidad
POMARROSOS LOS	16027010	LG	1985 - XX	Caudales medios diarios (m3/s)	CAR

Fuente: IDEAM.

- ***CAUDALES MÁXIMOS***

Como resultados del modelo HEC-HMS, se obtienen los hidrogramas de caudales al inicio y fin de cada uno de los tramos, la visualización de estos se realiza a través de la herramienta denominada Junction, ya que cada punto, posee aportes de caudal, que corresponden a los caudales de las cuencas, áreas de aporte aferentes al tramo y los caudales que se tienen como resultados del comportamiento hidrológico aguas arriba del punto que se está analizando, se presentan los hidrogramas obtenidos para cada uno de los tramos y que van a corresponder a los caudales con que se realiza el respectivo análisis hidráulico, posterior a la presente modelación hidrológica:

Tabla 10-67 Caudales máximos para la cuenca Quebrada Mandingas

Resumen de Caudales	
Tr (Años)	**Qmáx (m3/s)**
2	5.55
5	9.21
10	13.12
25	20.23
50	27.36
100	36.25

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10-68 Caudales máximos para la cuenca Quebrada Tesorito

Resumen de Caudales	
Tr (Años)	**Qmáx (m3/s)**
2	2.45
5	4.10
10	5.84
25	8.94
50	11.99
100	15.73

Fuente: Elaboración Propia.

- ***CAUDALES MEDIOS MULTIANUALES***

Con los resultados del modelo topológico para las fuentes, se estimaron los caudales medios multianuales describiendo los resultados presentados en la tabla a continuación.

Tabla 10-69 Resultados de caudales mensuales multianuales para el modelo de tanques, Quebrada Mandingas

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Medio Anual
Caudales medios multianuales (m^3/s)	0.27	0.19	0.22	0.42	0.42	0.23	0.16	0.17	0.28	0.49	0.73	0.51	0.34
Caudales medios multianuales (L/s)	273.19	190.34	217.53	423.53	419.79	228.17	158.84	167.00	278.77	485.88	730.89	509.85	340.32

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10-70 Resultados de caudales mensuales multianuales para el modelo de tanques, Quebrada El Tesorito

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Medio Anual
Caudales medios multianuales (m^3/s)	0.06	0.04	0.06	0.13	0.11	0.05	0.03	0.05	0.09	0.15	0.19	0.12	0.06
Caudales medios multianuales (L/s)	58.59	41.54	60.46	133.00	106.43	47.42	33.02	47.17	86.25	146.25	194.56	118.31	58.59

Fuente: Elaboración propia.

- ***CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES MEDIOS***

La curva de duración de caudales o curva de permanencia es la representación gráfica en orden decreciente de los caudales observados en un tiempo determinado para un porcentaje de excedencia.

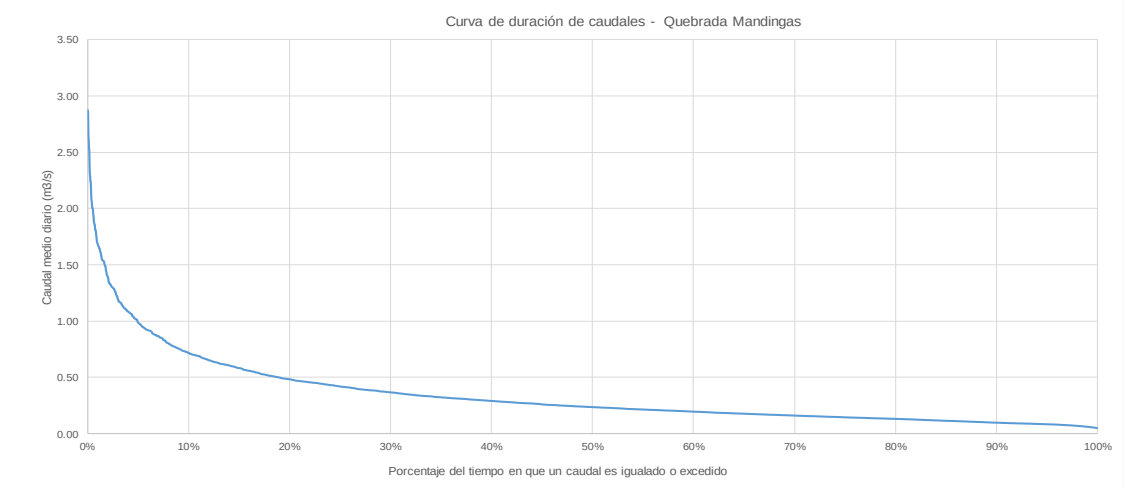


Figura 10-97.Curva de duración de caudales – Quebrada Mandingas Fuente: Elaboración propia.

.

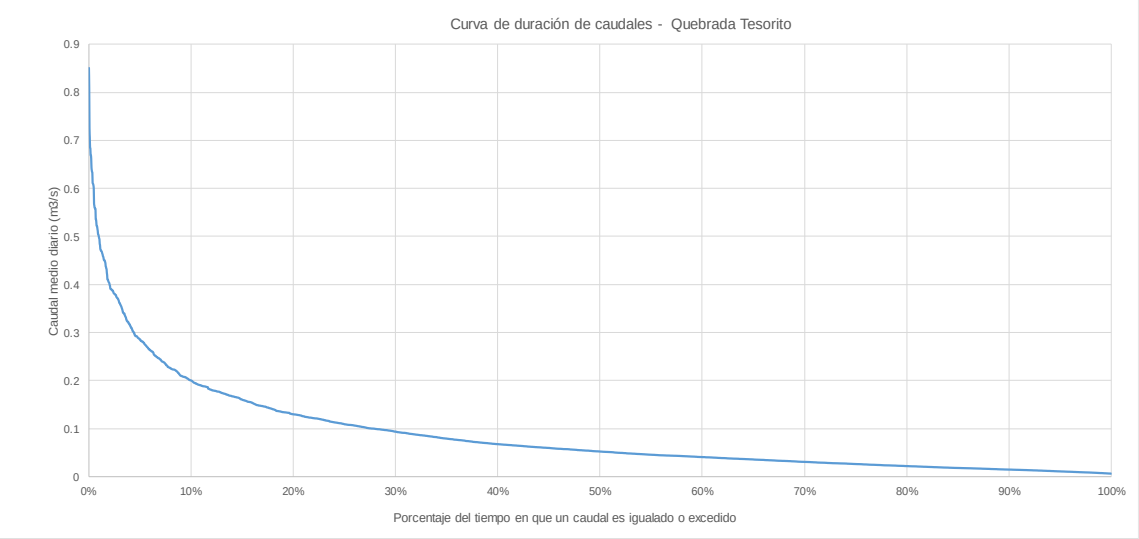


Figura 10-98.Curva de duración de caudales – Quebrada El Tesorito. Fuente: Elaboración propia.

- ***CAUDALES ECOLÓGICOS, AMBIENTALES Y SEGUROS***

De acuerdo con el Decreto 1076 de 2015, se define como caudal ambiental al: "Volumen de agua necesario en términos de calidad, cantidad, duración y estacionalidad para el sostenimiento de los ecosistemas acuáticos y para el desarrollo de las actividades socioeconómicas de los usuarios aguas abajo de la fuente de la cual dependen tales ecosistemas".

Siguiendo la Resolución 865 del año 2004, como primera aproximación al caudal ambiental puede adoptarse el valor máximo de caudal ecológico obtenido mediante la aplicación de las siguientes metodologías:

- **Mínimo histórico:** a partir de curvas de duración de caudales medios diarios, propone como caudal mínimo ecológico el caudal promedio multianual de mínimo 5 a máximo 10 años que permanece el 97.5% del tiempo y cuyo período de recurrencia es de 2.33 años (valor medio de los caudales mínimos).

- **Porcentaje de Descuento:** El IDEAM ha adoptado como caudal mínimo ecológico un valor aproximado del 25% del caudal medio mensual multianual más bajo de la corriente en estudio.
- **Reducción por caudal ambiental:** El caudal ecológico en esta aproximación corresponde al 25% del caudal medio multianual en condiciones de oferta media.

El caudal captado por la bocatoma de los acueductos deberá considerar al caudal ecológico como el flujo de agua mínimo necesario para el sostenimiento del ecosistema como la flora y la fauna de la corriente de agua, buscando que las quebradas mantengan sus condiciones naturales.

Tabla 10-71 Caudales Ecológicos y Ambientales

Cuenca	Caudal Ecológico (l/s) – Met-1	Caudal Ecológico (l/s) – Met-2	Caudal Ecológico (l/s) – Met-3
Quebrada Mandingas	71.14	39.71	85.08
Quebrada El Tesorito	9.48	8.26	22.81

Fuente: Elaboración propia.

El caudal seguro, se calcula como el caudal del promedio multianual de la curva de duración de caudales con un porcentaje de excedencia del 95%.

Tabla 10-72 Caudal Seguro

Cuenca	Caudal Seguro (l/s)
Quebrada Mandingas	82.19
Quebrada El Tesorito	11.55

Fuente: Elaboración propia.

- ***ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÍNIMOS***

La estimación de caudales mínimos se desarrolló mediante la aplicación de la metodología de regionalización presentada en el Atlas Hidrológico de Colombia y propuesto por la

UNALMED-UPME (2000). Para cada cuenca, se utilizaron las estaciones presentadas en la Tabla 10-65, donde se obtuvieron los datos de precipitación total diaria. De igual forma, se utilizaron los resultados morfométricos de las cuencas.

A partir de las características morfométricas de las cuencas, es posible deducir algunas propiedades de respuesta hidrológica. La regionalización de características medias como la media y desviación estándar relaciona las características físicas y climáticas de las cuencas a través de parámetros estadísticos de caudales extremos, considerando que la zona tiene escasa información de estaciones hidro climatológicas que entreguen una perspectiva completa del comportamiento del caudal en estaciones que en su mayoría no pertenecen a la red de drenaje principal estudiada.

La estimación de la temperatura media anual, la evapotranspiración potencial y real por las ecuaciones previamente mostradas son presentadas en la Tabla 10-73. Considerando las condiciones críticas para las cuales se estiman los caudales mínimos, se utilizaron los resultados de evapotranspiración real obtenidos por la metodología de Cenicafé, obteniéndose como resultado la Tabla 10-74.

La estimación de la temperatura media anual, la evapotranspiración potencial y real por las ecuaciones previamente mostradas son presentadas en la Tabla 10-73. Considerando las condiciones críticas para las cuales se estiman los caudales mínimos, se utilizaron los resultados de evapotranspiración real obtenidos por la metodología de Cenicafé, obteniéndose como resultado la Tabla 10-74.

Tabla 10-73 Estimación de la Evapotranspiración Real.

Cuenca (Bocatoma)	Área (m2)	Precipitación (mm/año)	Temperatura media anual (°C)	Evapotranspiración Potencial (ETP)	Evapotranspiración Real (ETR) Budyko	Evapotranspiración Real (ETR) - Turc (mm/año)

				ETP Thornthwaite (mm/año)	**ETP Cenicafé (mm/año)**	**Thornthwaite (mm/año)**	**Cenicafé (mm/año)**	**L**	
Q Tesorito	821,618.36	2509.990	21.74	997.70	1303.55	900.40	1127.05	1357.14	1207.54
Q Mandingas	3,410,300.67	2502.553	20.34	904.63	1245.32	825.44	1085.64	1229.68	1114.53

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10-74 Estimación de caudales mínimos para diferentes períodos de retorno

Cuenca (Bocatoma)	**Caudales mínimos $Q_{mín}$ (m^3/s)**										
	C_μ	**C_σ**	**$\mu_{mín}$**	**$\sigma_{mín}$**	**2**	**5**	**10**	**20**	**25**	**50**	**100**
Q Mandingas	0.295	0.11	0.045	0.017	0.044	0.031	0.025	0.021	0.019	0.016	0.013
Q El Tesorito	0.295	0.11	0.009	0.003	0.009	0.006	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003

Fuente: Elaboración Propia.

- **Análisis De Niveles Mínimos, Medios Y Máximos**

Una vez calculados los caudales medios, máximos y mínimos, se procedió a calcular sus niveles utilizando el perfil topográfico de los cauces de las quebradas estudiadas y procesadas mediante el software AutoCAD Civil, posteriormente los resultados de la superficie y el alineamiento del cauce es articulado mediante modelación en HEC – RAS. A continuación, se describen las secciones del perfil de las quebradas, modelado para los diferentes caudales.

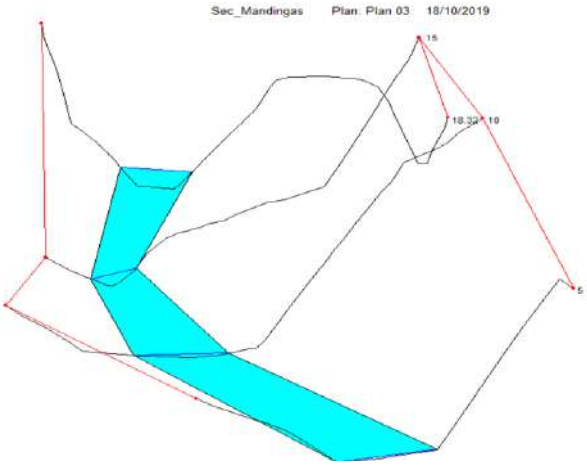


Figura 10-99.Sección Transversal Quebrada Mandingas. Fuente: Elaboración Propia.

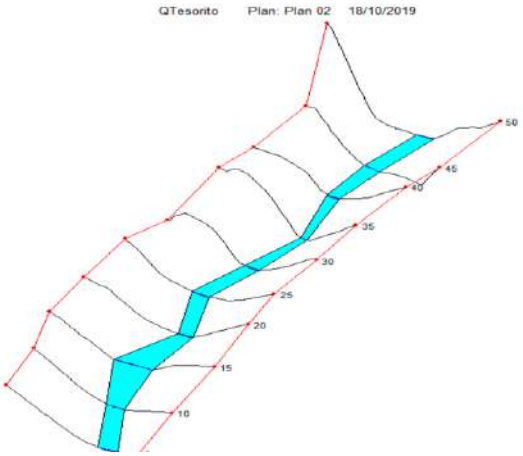


Figura 10-100.Sección Transversal Quebrada Tesorito. Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se presentan los resultados para los niveles máximos, mínimos y medios, para las cuencas estudiadas.

Tabla 10-75 Niveles máximos Quebrada Mandingas

Tr	Q Total (m3/s)	Cota mínima del cauce (m)	Cota lámina de agua (m)	Cota lámina de agua (m)	Velocidad (m/s)	Área (m^2)	Tirante (m)
Tr 2	5.55	1072	1073.11	1.11	1.9	2.91	4.81
Tr 5	9.21	1072	1073.23	1.23	2.61	3.53	5.21
Tr 10	13.12	1072	1073.43	1.43	2.82	4.65	5.83
Tr 25	20.23	1072	1073.73	1.73	3.13	6.47	6.5
Tr 50	27.36	1072	1073.97	1.97	3.37	8.12	7.09
Tr 100	36.25	1072	1074.29	2.29	3.32	10.92	9.84

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10-76 Niveles mínimos Quebrada Mandingas

Tr	Q Total (m3/s)	Cota mínima del cauce (m)	Cota lámina de agua (m)	Cota lámina de agua (m)	Velocidad (m/s)	Área (m^2)	Tirante (m)
Tr 2	0.04	1072	1072.31	0.31	0.11	0.42	1.77
Tr 5	0.03	1072	1072.3	0.30	0.08	0.39	1.72
Tr 10	0.03	1072	1072.29	0.29	0.07	0.38	1.7
Tr 25	0.02	1072	1072.28	0.28	0.05	0.36	1.68
Tr 50	0.02	1072	1072.27	0.27	0.05	0.35	1.66
Tr 100	0.01	1072	1072.27	0.27	0.04	0.34	1.64

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10-77 Niveles medios mensuales Quebrada Mandingas

Mes	Q Total (m3/s)	Cota mínima del cauce (m)	Cota lámina de agua (m)	Cota lámina de agua (m)	Velocidad (m/s)	Área (m^2)	Tirante (m)
Enero	0.27	1072	1072.46	0.46	0.38	0.72	2.17
Febrero	0.19	1072	1072.42	0.42	0.3	0.63	2.07
Marzo	0.22	1072	1072.44	0.44	0.33	0.66	2.1
Abril	0.42	1072	1072.52	0.52	0.5	0.85	2.34
Mayo	0.42	1072	1072.52	0.52	0.49	0.85	2.33
Junio	0.23	1072	1072.44	0.44	0.34	0.67	2.12
Julio	0.16	1072	1072.41	0.41	0.27	0.6	2.02
Agosto	0.17	1072	1072.41	0.41	0.28	0.61	2.03
Septiembre	0.28	1072	1072.47	0.47	0.39	0.72	2.18
Octubre	0.49	1072	1072.55	0.55	0.53	0.91	2.4

Noviembre	0.73	1072	1072.63	0.63	0.65	1.13	2.67
Diciembre	0.51	1072	1072.56	0.56	0.55	0.93	2.42
Medio Mensual	0.34	1072	1072.49	0.49	0.44	0.78	2.25

Fuente: Elaboración Propia.

La captación de la quebrada Mandingas tiene su bocatoma en la abscisa K0+018.32, arrojando los siguientes resultados:

Tabla 10-78 Niveles máximos Quebrada Tesorito

Tr	Q Total (m3/s)	Cota mínima del cauce	Cota lámina de agua	Altura lámina de agua (m)	Velocidad (m/s)	Área (m^2)	Tirante (m)
Tr 2	2.45	1008.25	1008.73	0.48	1.72	1.42	4.82
Tr 5	4.1	1008.25	1008.86	0.61	1.98	2.07	5.31
Tr 10	5.84	1008.25	1008.98	0.73	2.15	2.71	5.83
Tr 25	8.94	1008.25	1009.14	0.89	2.43	3.68	6.23
Tr 50	11.99	1008.25	1009.28	1.03	2.62	4.57	6.54
Tr 100	15.73	1008.25	1009.43	1.18	2.81	5.6	6.93

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10-79 Niveles mínimos Quebrada Tesorito

Tr	Q Total (m3/s)	Cota mínima del cauce	Cota lámina de agua	Altura lámina de agua (m)	Velocidad (m/s)	Área (m^2)	Tirante (m)
Tr 2	0.01	1008.25	1008.29	0.04	0.55	0.02	0.72
Tr 5	0.01	1008.25	1008.29	0.04	0.42	0.01	0.63
Tr 10	0	1008.25	1008.28	0.03	0.41	0.01	0.59
Tr 25	0	1008.25	1008.28	0.03	0.41	0.01	0.57
Tr 50	0	1008.25	1008.28	0.03	0.34	0.01	0.57
Tr 100	0	1008.25	1008.28	0.03	0.28	0.01	0.57

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10-80 Niveles medios mensuales Quebrada Tesorito

Mes	Q Total (m3/s)	Cota mínima del cauce	Cota lámina de agua	Altura lámina de agua (m)	Velocidad (m/s)	Área (m^2)
Enero	0.06	1008.25	1008.35	0.1	0.73	0.08
Febrero	0.04	1008.25	1008.34	0.09	0.68	0.06
Marzo	0.06	1008.25	1008.35	0.1	0.73	0.08
Abril	0.13	1008.25	1008.39	0.14	0.88	0.15
Mayo	0.11	1008.25	1008.38	0.13	0.84	0.13
Junio	0.05	1008.25	1008.34	0.09	0.7	0.07
Julio	0.03	1008.25	1008.33	0.08	0.64	0.05
Agosto	0.05	1008.25	1008.34	0.09	0.69	0.07
Septiembre	0.09	1008.25	1008.37	0.12	0.79	0.11
Octubre	0.01	1008.25	1008.3	0.05	0.58	0.03
Noviembre	0.19	1008.25	1008.42	0.17	0.96	0.2

Diciembre	0.01	1008.25	1008.3	0.05	0.47	0.03
Medio Mensual	0.06	1008.25	1008.35	0.1	0.73	0.08

Fuente: Elaboración Propia.

10.2.5. Diseño Estructural

El diseño estructural comprende todos los cálculos necesarios para garantizar la estabilidad de toda la estructura. En el diseño se incluyen análisis de cargas, diseño de cimentaciones, y cantidades de refuerzo, todo esto bajo los lineamientos de la normativa actual sobre el tema (NSR-10). Este estudio se puede encontrar en el ANEXO N°32-DISEÑO ESTRUCTURAL

10.2.6. Diseño Eléctrico Del Sistema De Acueducto

El informe de diseño, cálculos realizados y planos eléctricos se encuentran en el ANEXO N°33-DISEÑO ELECTRICO.

10.2.7. Estudio Predial

Mediante un trabajo conjunto con la Oficina de Planeación de la Alcaldía Municipal de Salazar de las Palmas se identificó en el plano de catastro el Numero Catastral de los predios requeridos para el diseño de las estructuras del sistema de acueducto del casco urbano del Municipio. El cual se puede observar en el ANEXO N°48- ESTUDIO PREDIAL

10.2.8. Estudios De Impacto Ambiental

En el presente capítulo se procederá a evaluar los impactos ambientales que se tendrían en la zona en base a la ejecución del proyecto de consultoría, para dicho estudio se debe tener en cuenta los impactos positivos y negativos generados por la ejecución de los trabajos de campo, y en base a los resultados obtenidos se deben proponer distintas acciones de mitigación, prevención o compensación. Adicionalmente se brindará información relevante respecto a los permisos de concesión de agua, ocupación de cauces, ocupación de predios, disponibilidad de canteras y disposición de escombros en el área de estudio.

- ***LÍNEA BASE AMBIENTAL***

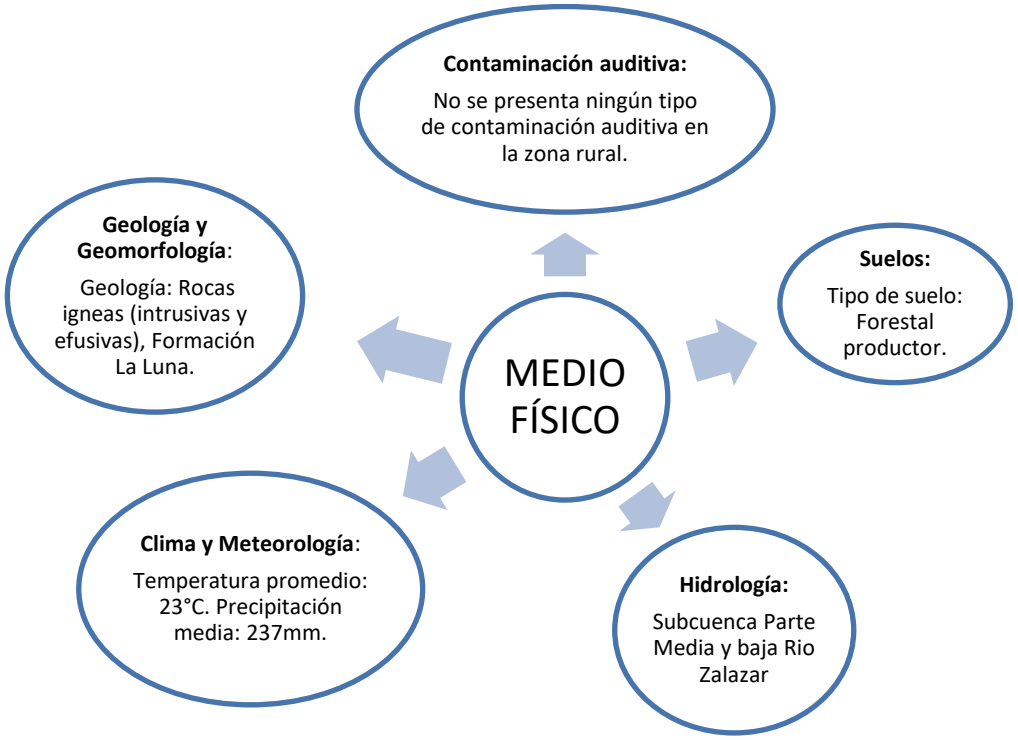


Figura 10-101.Línea Base Medio Físico. Fuente: Propia.

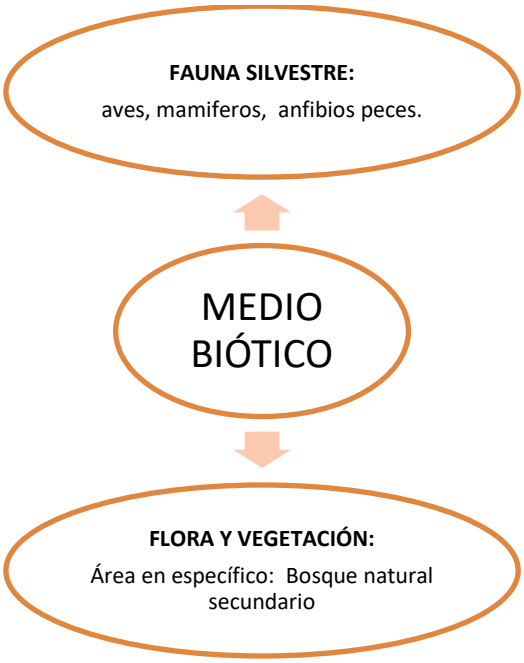


Figura 10-102.Línea Base Medio Biótico. Fuente: Propia.

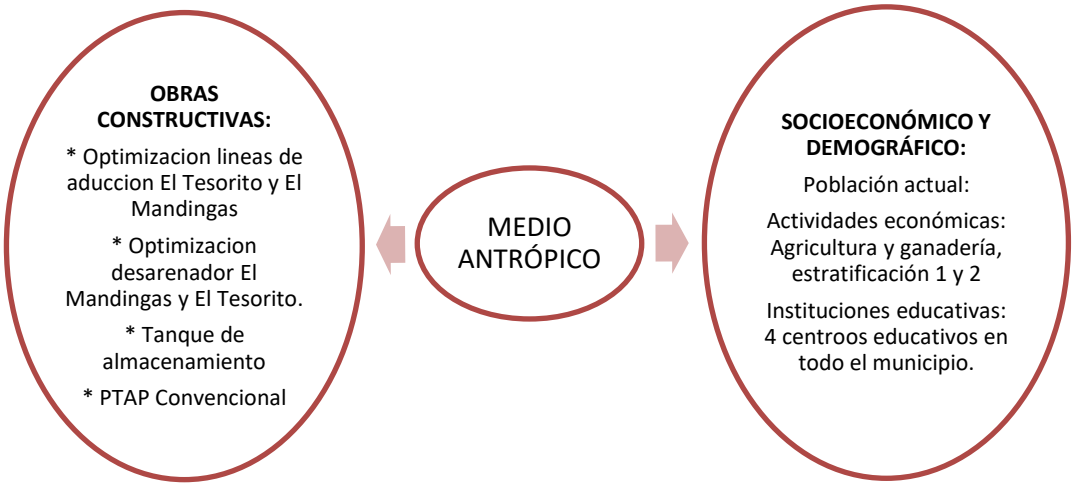


Figura 10-103.Línea Base Medio Antrópico. Fuente: Propia.

En primera instancia se procede a realizar la línea de base ambiental en la cual se describe el área de influencia del presente proyecto, se deben identificar y evaluar los impactos que pudiera generar afectación sobre el medio ambiente. A partir del presente estudio se obtendrá la información necesaria para la identificación y evaluación de impactos, la línea base contiene una descripción de los componentes y procesos del ambiente físico, biótico, humano y constructivo.

- ***IMPACTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS POR LA EJECUCIÓN DE LA OBRA***

Con el objetivo de realizar la evaluación de los impactos positivos y negativos por la ejecución de las obras para el sistema de acueducto veredal en el presente estudio de impacto ambiental se optó por la elaboración de una matriz cualitativa y cuantitativa, esta metodología fue escogida en base al alcance del proyecto, población a beneficiar e información existente.

En dichas matrices se procederá a evaluar las actividades constructivas a desarrollar y su correspondiente funcionamiento, por medio de esta evaluación se procederá a determinar el grado de afectación en cada uno de los sectores de interés; a continuación en la Tabla 10-81 se presenta la matriz cualitativa del presente estudio de impacto ambiental en la cual se demarca con una X los parámetros que afectan los diferentes sectores tenidos en cuenta, teniendo en cuenta el tamaño de presentación de dicha tabla se puede remitir al ANEXO N°35-MATRIZ ESTUDIO IMPACTO AMBIENTAL para una mejor apreciación de la misma.

Tabla 10-81. Matriz cualitativa de análisis de impactos. Fuente: Propia.

				ACCIONES											
				FASE DE CONSTRUCCION											
				OBRAS PRELIMINARES				*MOVIMIENTO DE TIERRAS*				*FUNCIONAMIENTO*			
				LOCALIZACION Y REPLANTEO	INSTALACIONES (SEÑALES, DEMARCACIÓN)	ADECUACION (DESCAPOTE Y LIMPIEZA)	TRANSPORTE DE EQUIPO	EXCAVACION PTAP	EXCAVACIONES PARA ZANJAS	EXCAVACIÓN TANQUE Y CASETA	EXCAVACION POZO	CASETA DE OPERACIÓN	REDES ELECTRICAS	CERRAMIENTO	NUMERO DE ITERACIONES
FACTORES MEDIO AMBIENTALES	FISICO	AIRE	MATERIAL PARTICULAR	X		X	X	X	X	X	X	X			8
			RUIDO			X	X	X		X	X	X			6
		SUELO	EROSIÓN					X							1
			INESTABILIDAD				X	X			X				3
			SEDIMENTACIÓN												0
			COMPACTACIÓN				X		X	X					3
			REMOCIÓN DE TIERRA			X	X			X	X				4
		SUELO	ESCORRENTÍA SUPERFICIAL			X		X		X		X			4
			CALIDAD DE AGUA												0
			FLUJO SUBTERRÁNEO												0
			RÉGIMEN FLUVIAL												0
			VARIACIÓN DEL FLUJO												0
			VIDA ACUÁTICA												0
	BIOLOGICO	FLORA Y FAUNA	CUBIERTA VEGETAL	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X	10
			TALA O DESBROCE	X				X	X		X	X		X	6
			DIVERSIDAD BIOLÓGICA												0
			ESPECIES TERRESTRES EN PELIGRO												0
			ESPECIES ACUATICOS EN PELIGRO												0
	SOCIO	ECONOMICOS	USO ACTUAL DEL SUELO	X				X	X	X	X	X		X	7
			POTENCIAL AGROPECUARIO	X					X			X			3
			POTENCIAL TURÍSTICO Y RECREACIÓN							X					1
			RIESGOS SANITARIOS												0
			POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA												0
	CU	LT.	PAISAJE	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	11

En la tabla presentada se identifican los parámetros medio ambientales afectados por el desarrollo de las labores de construcción en la cual se aprecia claramente que el factor con mayor impacto es el paisaje, la cobertura vegetal y el material particulado producto en su mayoría por las excavaciones que se van a llevar a cabo.

Por otra parte, se aprecia que la población económicamente activa se vería directamente beneficiada teniendo en cuenta la creación de puestos administrativos y operativos para el correcto funcionamiento del sistema, adicional a esto la calidad de vida de los habitantes mejoraría significativamente al contar con un servicio de acueducto para suplir los problemas de calidad, continuidad y cobertura presentes actualmente.

Posterior al análisis cualitativo se procede a realizar un análisis cuantitativo de cada una de las interacciones, a continuación, en la Tabla 10-82 se presentan los parámetros y valores de afectación a tener en cuenta para la matriz cuantitativa de afectación ambiental.

Tabla 10-82. Índices de afectación de referencia. Fuente: Propia.

CONVENCION	**DESCRIPCION DEL IMPACTO**	
1	AFECTACION CERO	NO AFECTAN LOS RECURSOS Y SON TEMPORALES
2	AFECTACION MINIMA DEL ZONA	
3	AFECTACION MEDIA DE LA ZONA	
4	AFECTACION ALTA A LA ZONA	
4	AFECTACION PARCIAL DE RECURSOS RENOVABLES	AFECTACIÓN MÍNIMA, MEDIA, PARCIAL O TOTAL
5	AFECTACION TOTAL A RECUSOS RENOVABLES	
6	AFECTACION MINIMA A RECURSOS NO RENOVABLES	
7	AFECTACION MEDIA A RECURSOS NO RENOVABLES	
8	AFECTACION TOTAL A RECURSOS NO RENOVABLES	

Una vez determinadas las convenciones a emplear en el análisis cuantitativo se procede a completar la matriz presentada en la Tabla 10-83, en dicha tabla se establecen las obras con mayor afectación y en las cuales es necesario generar procesos de prevención, mitigación o compensación.

Tabla 10-83. Matriz cuantitativa de análisis de impactos. Fuente: Propia.

				ACCIONES											
				FASE DE CONSTRUCCION											
				OBRAS PRELIMINARES				*MOVIMIENTO DE TIERRAS*				*FUNCIONAMIENTO*			
				LOCALIZACION Y REPLANTEO	INSTALACIONES (SEÑALES, DEMARCACIÓN)	ADECUACION (DESCAPOTE Y LIMPIEZA)	TRANSPORTE DE EQUIPO	EXCAVACION PTAP	EXCAVACIONES PARA ZANJAS	EXCAVACION TANQUE Y CASETA	EXCAVACION POZO	CASETA DE OPERACIÓN	REDES ELECTRICAS	CERRAMIENTO	NUMERO DE ITERACIONES
FACTORES AMBIENTALES	FISICO	AIRE	MATERIAL PARTICULAR	2	1	3	2	3	2	2	2	2	1	1	19,00
			RUIDO	1	1	2	3	2	1	2	2	2	1	1	16,00
		SUELO	EROSIÓN	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	11,00
			INESTABILIDAD	1	1	1	2	2	1	1	2	1	1	1	13,00
			SEDIMENTACIÓN	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			COMPACTACIÓN	1	1	1	2	1	2	2	1	1	1	1	12,00
			REMOCIÓN DE TIERRA	1	1	3	2	1	1	2	2	1	1	1	14,00
		SUELO	ESCORRENTÍA SUPERFICIAL	1	1	3	1	2	2	2	1	2	1	1	15,00
			CALIDAD DE AGUA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			FLUJO SUBTERRÁNEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			RÉGIMEN FLUVIAL	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			VARIACIÓN DEL FLUJO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			VIDA ACUÁTICA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
	BIOLOGICO	FLORA Y FAUNA	CUBIERTA VEGETAL	3	2	2	2	3	2	3	2	2	1	2	21,00
			TALA O DESBROCE	2	1	1	1	3	2	1	2	2	1	2	17,00
			DIVERSIDAD BIOLÓGICA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			ESPECIES TERRESTRES EN PELIGRO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			ESPECIES ACUATICOS EN PELIGRO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
	SOCIO	ECONOMICOS	USO ACTUAL DEL SUELO	2	1	1	1	2	2	1	2	2	1	2	16,00
			POTENCIAL AGROPECUARIO	2	1	1	1	1	2	1	1	2	1	1	13,00
			POTENCIAL TURÍSTICO Y RECREACIÓN	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			RIESGOS SANITARIOS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
			POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10,00
	CU	LT.	PAISAJE	2	3	2	2	3	2	3	2	2	2	3	23,00
				31,00	27,00	33,00	32,00	37,00	32,00	33,00	32,00	32,00	25,00	29,00	

Identificada con su respectivo color en base a las convenciones establecidas en la Tabla 10-82 se aprecia que la mayor parte de las actividades no presenta ningún tipo de afectación al medio ambiente (señalado en color verde), una parte importante presenta una afectación mínima de la zona (señalado en color naranja) y cinco actividades representan una afectación media (señalado en color rojo). A continuación, se presentan las actividades generales a realizar en las labores de construcción y operación con su respectivo índice de afectación calculado, el análisis realizado sobre el mismo y medidas de mitigación o prevención a ejecutar.

- **LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO**

FICHA DE MANEJO No. 1 - Localización y replanteo

TIPO DE MEDIDA
Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA
Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación de la cubierta vegetal

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA Es una actividad de poca duración y con un índice de afectación medio para el medio ambiente con un valor de 31, los factores más afectado por la ejecución de este ítem es la cubierta vegetal, desbroce del suelo, y potencial agropecuario de la zona en base a las características socioeconómicos del municipio. Medida de mitigación o compensación: Reforestación de la zona una vez terminadas las labores de construcción, y desarrollo de actividades agropecuarias en el resto del lote a intervenir.

- **INSTALACIONES**

FICHA DE MANEJO No. 2 - Instalaciones

TIPO DE MEDIDA
Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA
Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación de la cubierta vegetal

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA
Los impactos provocados por instalaciones (señales y demarcación) presenta un índice de afectación bajo con un valor de 27, este parámetro afecta temporalmente el medio ambiente en cuanto a paisajismo teniendo en cuenta que las señalizaciones son provisionales mientras se realizan las labores de construcción durante aproximadamente 4 meses.

Medida de mitigación o compensación: Correcto manejo de las señales y demarcaciones durante las labores de construcción, y pertinente extracción de las mismas una vez terminada la ejecución del proyecto.

- **ADECUACIÓN**

FICHA DE MANEJO No. 3 - Adecuación

TIPO DE MEDIDA

Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA

Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación de la cubierta vegetal

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

Las labores de adecuación tienen un impacto ambiental considerable con un valor de 33, este parámetro presenta una afectación media teniendo en cuenta que son actividades que involucran maquinaria y manejo de gran cantidad de material.

Medida de mitigación o compensación: Correcto manejo, disposición y retiro de sobrantes, reforestación de la zona una vez terminadas las labores de construcción, y adecuación de una cerca viva en los limistes del lote para el control de las aguas de escorrentía.

- **TRANSPORTE DE EQUIPO**

FICHA DE MANEJO No. 4 - Transporte de Equipo

TIPO DE MEDIDA

Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA

Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación de la cubierta vegetal

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

Considerando la topografía del sector y vías de acceso, el manejo de la maquinaria es una actividad crítica dado que se deberán acondicionar tramos para la circulación de los equipos a lo largo de la ejecución de la obra.

Medida de mitigación o compensación: Implementación de equipos que no generen cargas mayores a las condiciones máximas del suelo permitidas en base a los resultados obtenidos en el estudio geotécnico realizado durante las labores de campo. Adicionalmente de debe garantizar el correcto estado de manutención y funcionamiento de la totalidad de la maquinaria a emplear, deberán estar planeadas adecuadamente las labores de construcción en los cuales se deba emplear maquinarias que produzcan altos niveles de ruido con el objetivo de mitigar y controlar la contaminación auditiva

- **EXCAVACIONES PARA ZANJAS**

FICHA DE MANEJO No.5 – EXCAVACIONES PARA ZANJAS

TIPO DE MEDIDA

Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA

Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación al paisajismo y contaminación del aire por emisión de material

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

Teniendo en cuenta que se proyecta realizar excavaciones de poca profundidad y 60 cm de ancho se determinan un índice de afectación media con un valor de 32, se establece que la afectación no será permanente ya que la tubería se encontrará completamente protegida para evitar su manipulación y posible vandalismo por parte de la población. Teniendo en cuenta que la tubería no se encontrara a grandes profundidades se debe aclarar que no es posible la manipulación del suelo en las áreas muy próximas al trazado de la totalidad de la red de distribución por tal motivo se ve afectado el uso del suelo en el sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas

Medida de mitigación o compensación: Gran porcentaje del material excavado será implementado para rellenar la misma zanja, posteriormente se procederá a añadir una cubierta vegetal con el objetivo de no afectar la escorrentía superficial y paisajismo de la zona. La afectación del uso del suelo se verá compensada en el mejoramiento del índice de calidad de vida de los pobladores. Deberán evitarse excavaciones y remociones de suelo innecesarias, ya que las mismas producen daños al hábitat, perjudicando a la flora y fauna silvestre, e incrementan procesos erosivos, inestabilidad y escurrimiento superficial del suelo. Asimismo, se afecta al paisaje local en forma negativa.

- **EXCAVACIÓN TANQUE DE ALMACENAMIENTO**

FICHA DE MANEJO No.6 – EXCAVACIÓN TANQUE DE ALMACENAMIENTO

TIPO DE MEDIDA
Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA
Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación al paisajismo y contaminación del aire por emisión de material

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

Por medio del análisis realizado se establece que la presente actividad cuenta con un índice de afectación medio de 32, con base a las dimensiones finales del sistema de almacenamiento se establece la necesidad de realizar una amplia excavación en el lote proyectado para las obras de construcción. Teniendo en cuenta que será modificada el tipo de superficie se aumentará significativamente la escorrentía de la zona y el paisajismo del lote con base a las dimensiones de las dos estructuras.

Medida de mitigación o compensación: Correcto manejo, disposición y retiro de sobrantes en las zonas dispuestas por la Alcaldía al momento de ejecutar dicha actividad; reforestación de la zona una vez terminadas las labores de construcción. Adecuación de una cerca viva en los linderos del lote a fin de adecuar las instalaciones a las características ecológicas actuales y construcción de la caseta de operación en la parte superior del tanque de almacenamiento con el objetico de disminuir el área de afectación. Deberán evitarse excavaciones y remociones de suelo innecesarias, ya que las mismas producen daños al hábitat, perjudicando a la flora y fauna silvestre, e incrementan procesos erosivos, inestabilidad y escurrimiento superficial del suelo. Asimismo, se afecta al paisaje local en forma negativa.

- **CASETA DE OPERACIONES**

FICHA DE MANEJO No.7 – CASETA DE OPERACIONES

TIPO DE MEDIDA

Prevención, control y mitigación

OBJETIVO DE LA MEDIDA

Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación al paisajismo y contaminación del aire por emisión de material

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

Por medio del análisis de los factores a intervenir por la operación de la caseta de operación se establece un índice de afectación medio con un valor de 33, en base a la modificación del tipo de superficie el factor de mayor modificación son las características del suelo como cubierta vegetal y escorrentía superficial, adicionalmente en base a las dimensiones generales de la estructura será modificado el paisajismo de la zona.

Medida de mitigación o compensación: Reforestación de la zona una vez terminadas las labores de construcción. Correcta estabilización de los taludes durante las actividades de excavación. Adecuación de una cerca viva en los linderos del lote a fin de adecuar las instalaciones a las características ecológicas actuales y control de escorrentía superficial..

- **CERRAMIENTO**

FICHA DE MANEJO No.8 – CERRAMIENTO

TIPO DE MEDIDA	OBJETIVO DE LA MEDIDA
Prevención, control y mitigación	Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación al paisajismo y contaminación del aire por emisión de material

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

Por medio del análisis realizado se establece que la presente actividad cuenta con un índice de afectación medio de 29, con base a las dimensiones finales del sistema de almacenamiento se establece la necesidad de realizar una amplia excavación en el lote proyectado para las obras de construcción. Teniendo en cuenta que será modificada el tipo de superficie se aumentará significativamente la escorrentía de la zona y el paisajismo del lote con base a las dimensiones de las dos estructuras.

Medida de mitigación o compensación: Correcto manejo, disposición y retiro de sobrantes en las zonas dispuestas por la Alcaldía al momento de ejecutar dicha actividad; reforestación de la zona una vez terminadas las labores de construcción. Adecuación de una cerca viva en los linderos del lote a fin de adecuar las instalaciones a las características ecológicas actuales y construcción de la caseta de operación en la parte superior del tanque de almacenamiento con el objetico de disminuir el área de afectación. Deberán evitarse excavaciones y remociones de suelo innecesarias, ya que las mismas producen daños al hábitat, perjudicando a la flora y fauna silvestre, e incrementan procesos erosivos, inestabilidad y escurrimiento superficial del suelo. Asimismo, se afecta al paisaje local en forma negativa.

- **REDES ELÉCTRICAS**

FICHA DE MANEJO No. 9 - Eléctrico

TIPO DE MEDIDA	OBJETIVO DE LA MEDIDA
Prevención, control y mitigación	Implementar acciones con el fin de prevenir, controlar y mitigar la afectación de la cubierta vegetal

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA

La operación de las redes eléctricas no genera impacto ambiental significativo como se ve reflejado en el bajo índice calculado con un valor de 25. Las áreas de instalación de acometidas eléctricas son menores al 5% del área total del proyecto.

Medida de mitigación o compensación: Se establece como compensación a la modificación del paisajismo la disponibilidad de acometida eléctrica a la población de la zona en base a la necesidad de diseñar una acometida eléctrica hasta el lote donde se proyecta construir los sistemas de captación y potabilización.

10.3. Permisos Ambientales

Con el objetivo de completar el estudio de impacto ambiental al diseño del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas se procederá a brindar la información general de los requerimientos de caudales, permiso de concesión de aguas y predios.

10.3.3. Permiso De Concesión De Agua

A continuación, se presenta la normatividad y correspondientes trámites referentes a los permisos ambientales requeridas para la ejecución del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

Solicitud concesión de aguas

1. Documentos que acrediten la personería jurídica del solicitante Sociedades: Certificado de existencia y representación legal (expedición no superior a 3 meses) Juntas de Acción

Comunal: Certificado de existencia y representación legal o del documento que haga sus veces, expedido con una antelación no superior a 3 meses.

2. Poder debidamente otorgado cuando se actúe por medio de apoderado. Propietario del inmueble: Certificado de tradición y libertad (expedición no superior a 3 meses) Tenedor: Prueba adecuada que lo acredite como tal y autorización del propietario o poseedor. Poseedor: Prueba adecuada que lo acredite como tal.
3. Censo de usuarios para acueductos municipales.
4. Información sobre los sistemas para la captación, derivación, conducción, restitución de sobrantes, distribución y drenaje, y sobre las inversiones, cuantía de las mismas y término en el cual se van a realizar.
5. Información prevista en el capítulo IV, título III del Decreto 1541 de 1978, para concesiones con características especiales

Para la Optimización del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas se requiere de la ampliación de la concesión vigente de 14 lps a 25 lps se propone una ampliación gradual de la oferta del caudal requerido para la optimización del sistema:

Resolución 327 del 26 de mayo de 2017

- Caudal concesionado de las fuentes de abastecimiento de 14 lps proveniente de las fuentes de abastecimiento de la Quebrada El Mandingas y El Tesorito.
- Ampliar demanda Año 2021 a 2031 aumentar la concesión a 21 lps
- Ampliar demanda Año 2031 a 2041 aumentar la concesión a 24 lps
- Ampliar demanda Año 2041 a 2046 aumentar la concesión a 25 lps

10.3.4. Requerimiento De Caudal

Una vez calculada la proyección poblacional se procedió a realizar los cálculos correspondientes al caudal de diseño del presente sistema de acueducto del casco urbano, se puede remitir al

numeral 4.2 ESTUDIO DE DOTACION Y DEMANDA DE AGUA POTABLE en el cual se presentan la metodología implementada y resultados obtenidos.

10.3.5. Ocupación De Predios

Mediante un trabajo conjunto con la Oficina de Planeación de la Alcaldía del municipio del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas se identificó en el plano de catastro el Numero Catastral de los predios requeridos para el diseño de las estructuras del sistema de acueducto. El cual se puede observar en el ANEXO N°48- ESTUDIO PREDIAL

11. TARIFAS

El cálculo de los costos y tarifas del servicio de acueducto es de vital importancia con el objetivo de garantizar el correcto funcionamiento del sistema en el corto, mediano y largo plazo con un cobro de tarifas justas para el usuario.

De acuerdo con las leyes 142 de 1994 y 689 de 2001 (por la cual se modifica parcialmente la ley 142) los criterios a tener en cuenta para el correcto cálculo de los costos y definición de tarifas son:

- **Eficiencia económica**: Los usuarios no pueden ser responsables ni se pueden trasladar a estos los sobrecostos de una mala gestión por parte de la entidad prestadora del servicio.
- **Neutralidad**: Cada consumidor tendrá derecho a tener el mismo tratamiento tarifario que cualquier otro si las características de los que ocasiona a las empresas de servicios públicos son iguales.
- **Solidaridad y redistribución**: Los usuarios de estratos altos, comerciales e industriales ayuden a la conformación de un fondo de solidaridad y redistribución en el cual ayuden a los usuarios de estratos bajos a cubrir los costos de sus consumos básicos.
- **Suficiencia financiera**: Las tarifas calculadas deben garantizar la recuperación de los gastos de administración y de los costos de operación, mantenimiento, expansión, reposición y rehabilitación del sistema.
- **Simplicidad**: Las fórmulas de tarifas se elaborarán en forma tal que se facilite su compresión, aplicación y control.
- **Transparencia**: El régimen tarifario será explícito y completamente público para la totalidad de los usuarios y partes involucradas.
- **Carácter integral**: Toda tarifa tendrá un carácter integral en el sentido de que supondrá una calidad y grado de cobertura del servicio.

En base a lo estipulado en la Resolución 287 de 2004 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico se procede a realizar los cálculos correspondientes al cálculo de las tarifas para las entidades prestadoras de los servicios públicos domiciliarios con menos de 2.500 suscriptores. Como se estipula en el ARTICULO 2.o de la Resolución, las fórmulas tarifarias incluyen un cargo fijo y un cargo por unidad de consumo explicados y calculados a continuación.

CARGO FIJO

El cargo fijo para cada uno de los servicios se determina en base a los **costos medios administrativos** de la entidad prestadora.

Teniendo en cuenta la población objetivo del presente proyecto, se estipula la siguiente alternativa para el cálculo de los costos medios de administración (CMA).

$$CMA = \frac{\sum Gastos\ de\ administracion}{No.Suscriptores\ facturados}$$

$$\Sigma\ Gastos\ de\ admisnitracion; \quad No.de\ suscriptores = 1004\ usuarios\ (2021)$$

$$CMA = \$\ 3400/suscriptor\ mes$$

CARGO POR CONSUMO

El cargo por consumo se compone de tres factores y está directamente relacionado con el número de metros cúbicos consumidos por cada usuario:

- Costos de operación
- Costos medios de tasas ambientales
- Costos medios de inversión

Costos de operación (CMO)

$$CMO = \frac{\sum Costos\ totales\ de\ Operacion}{m^3 producido * (1 - p *)}$$

Una vez establecidos los parámetros involucrados se procede a realizar el cálculo de los costos medios administrativos.

$$CMO = \$\ 2409\ /m^3 facturado$$

Costos medios de inversión (CMI)

Por costos de inversión se entiende como los gastos que presentara la entidad con el objetivo de ampliar la capacidad de producción y suministro del sistema de acueducto para atender el crecimiento poblacional. Teniendo en cuenta que el sistema de acueducto se proyecta construir y fue diseñado para un periodo de diseño de 25 años (2021-2046) no se considera necesario establecer los costos medios de inversión y corresponderán a un valor de $36,00 pesos para el presente proyecto.

Costo medio de largo plazo (CMLP)

Corresponde a la suma de los costos medios de operación, costos medios de tasas ambientales y costos medios de inversión.

$$CMLP = CMO + CMI + CMT$$

$$CMLP = \$\ 2.718\ /m^3 facturado$$

Se aclara que el valor del costo medio de largo plazo es supuesto en base a la ausencia de una tasa de uso real, a continuación, se presentan los costos fijos y por consumo obtenidos para el presente proyecto de acueducto:

Tabla 11-1. Tarifas

FORMA DE ABASTECIMIENTO		Costos Por m3	cargo fijo	factura sin subsidio	factura con subsidio

3 HP-24 Horas	ESTRATO 1	$ 815,28	$ 1.700,00	$ 38.728,98	$ 12.298,69
	ESTRATO 2	$ 1.630,57	$ 2.720,00	$ 38.728,98	$ 23.917,39
	ESTRATO 3	$ 2.309,97	$ 3.060,00	$ 38.728,98	$ 33.089,63

12. DISPONIBILIDAD DE CANTERAS Y DISPOSICION DE ESCOMBROS EN EL AREA DE ESTUDIO

12.1. Fuentes De Materiales

Se ha realizado una exploración del entorno de la zona de proyecto, con el fin de localizar posibles fuentes de materiales para abastecer las necesidades de materiales del trazado, tales como agregados para subbase granular, base granular, concreto estructural y mezcla asfáltica.

Los depósitos aluviales del Río Pamplonita están constituidos por arenas, gravas y bloques de muy diversa composición y tamaño. Las arenas son limosas con grano de cuarzo de 1/20 mm-1mm de diámetro y predominio de los tamaños finos hasta 0.5 mm. El tamaño limo alcanza entre 5 y 10% por volumen; se presentan cristales de moscovita con diámetros hasta 1 mm en porcentaje inferior al 1% por volumen. Estas arenas se explotan generalmente en forma artesanal con volúmenes de extracción bajos, dada la poca capacidad de reposición del río. En la región se utilizan como materiales para pañete y revoque.

A continuación, se indican las fuentes de materiales seleccionadas:

- PLANTA TRITURADORA LOS VADOS.
    - Ubicada a la altura del PR 126+500 de la vía Pamplona-Cúcuta en su costado izquierdo.
    - Titular: Pavimentos y Construcciones, LTDA (empresa explotadora Consorcio San Simón)
    - Área total: 89 Has
    - Municipios: Cúcuta y Los Patios
    - Localización: desembocadura de la quebrada Villa Felisa en el río Pamplonita
    - MAQUINARIA Y EQUIPOS. Disponen de una planta trituradora con molino primario, molino secundario, criba y arenero. Como equipos adicionales disponen de pala cargadora, retroexcavadora y volquetes.
    - Productos y precios

- Acceso a la fuente, estado y características y distancia; el acceso a la fuente es directamente desde la carretera en su costado derecho sentido Pamplona, por lo que su estado y características son idóneas. La distancia al peaje de Los Acacios es de aproximadamente 7,5 km.
- Cubicación. Mayor de 1.000.000 Ton.
- Contacto. Elba Marleny Sánchez Martínez (esanchez@mincivil.com)



Figura 12-1.Sitio de acopio de material.



Figura 12-2.Planta de trituración.

La instalación dispone de los permisos pertinentes de licencia ambiental y de concesión minera, documentación facilitada por el propietario, así como lista de precios orientativa y materiales producidos en las instalaciones.

- PLANTA TRITURADORA RETROSAENZ.
    - Las instalaciones de trituración se encuentran ubicadas a la altura del PR 99+500 de la vía pamplona-Cúcuta, al otro lado de río Pamplonita.
    - Titular: Sr. Dimas Martín Mora (empresa explotadora Retrosaenz Construcciones SA).
    - Área total: 12.9 Has
    - Municipio: Bochalema
    - Localización: intersección del carreteable que conduce de Bochalema a la vereda Zarcuta.
    - MAQUINARIA Y EQUIPOS. Disponen de DOS plantas trituradoras, cada una con molino primario, molino secundario, criba y arenero. Como equipos adicionales disponen de pala cargadora, retroexcavadora y volquetes.
    - Productos y precios (archivo adjunto).
    - Acceso a la fuente, estado y características y distancia. Las instalaciones se encuentran al otro lado del río Pamplonita, con acceso desde la carretera mediante puente en el PR 99+500 a una distancia de unos 600 metros desde la carretera. El camino es de unos 3 metros de ancho y está sin carpeta asfáltica en gran parte del mismo, pero es transitable para vehículos pesados.
    - Cubicación. Mayor de 1.000.000 Ton.
    - Contacto. Sheiller Saenz (gerencia@retrosaenzconstructores.com)



Figura 12-3.Vía de acceso a trituradora Retrosaenz



Figura 12-4.Planta de trituración.

La instalación dispone de los permisos pertinentes de licencia ambiental y de concesión minera, documentación facilitada por el propietario, así como lista de precios orientativa y materiales producidos en las instalaciones.

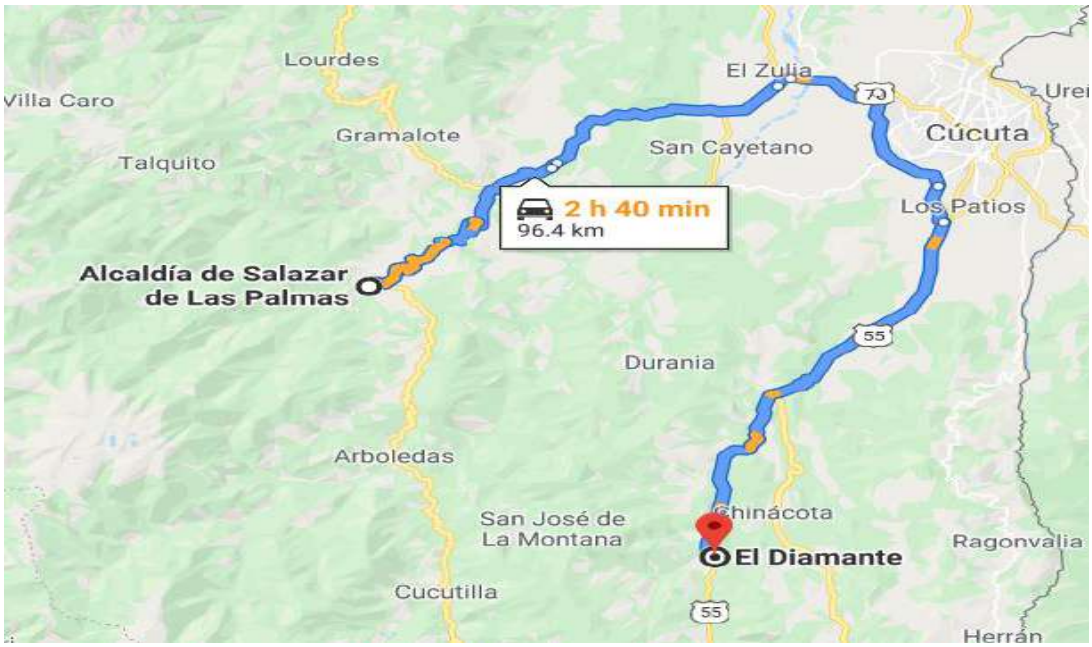


Figura 12-5.Localización Trituradora Retro Sáenz

MINA EL SUSPIRO.

- Localizada en la vereda Agualinda, a 3 km de la vía Pamplona-Cúcuta en su costado derecho, en el PR 129+600. Esta explotación transporta el material extraído a una planta trituradora ubicada en el anillo vial de Cúcuta, a la altura del km 8, propiedad de la empresa CEMEX.



Figura 12-6.Vía panorámica Mina El Suspiro.

MINA PECHO DE VACA.

- Ubicada en la carretera a Durania, a unos 6 km de la vía Pamplona-Cúcuta en su costado izquierdo, desde el PR 113+400. Es una mina propiedad del sr. Camilo Parada (tel. 3118230058) el cual nos informa que se encuentra en la actualidad tramitando los permisos y licencias para su explotación. No dispone de instalaciones de trituración ni cribado.



Figura 12-7. Frente de extracción de La Mina Pecho de Vaca.

INSTALACIONES PROVISIONALES DE OBRA.

- En la actualidad, se localizan dos instalaciones de trituración y fabricación de agregados provisionales, para el suministro de los actuales trabajos de reparación de puntos críticos que está realizando la concesionaria, los cuales se alimentan igualmente de los depósitos del río Pamplonita. Esta opción de obtención de agregados deberá ser tramitada durante la ejecución futura de las obras, al ser concesiones provisionales limitadas en el tiempo.



Figura 12-8.Localización de una de las fuentes provisionales



Figura 12-9.Acopio de material para su posterior trituración.

CONCRETOS Y TRITURADOS EL ZULIA



Figura 12-10.Centro de Acopio Concretos y Triturados El Zulia

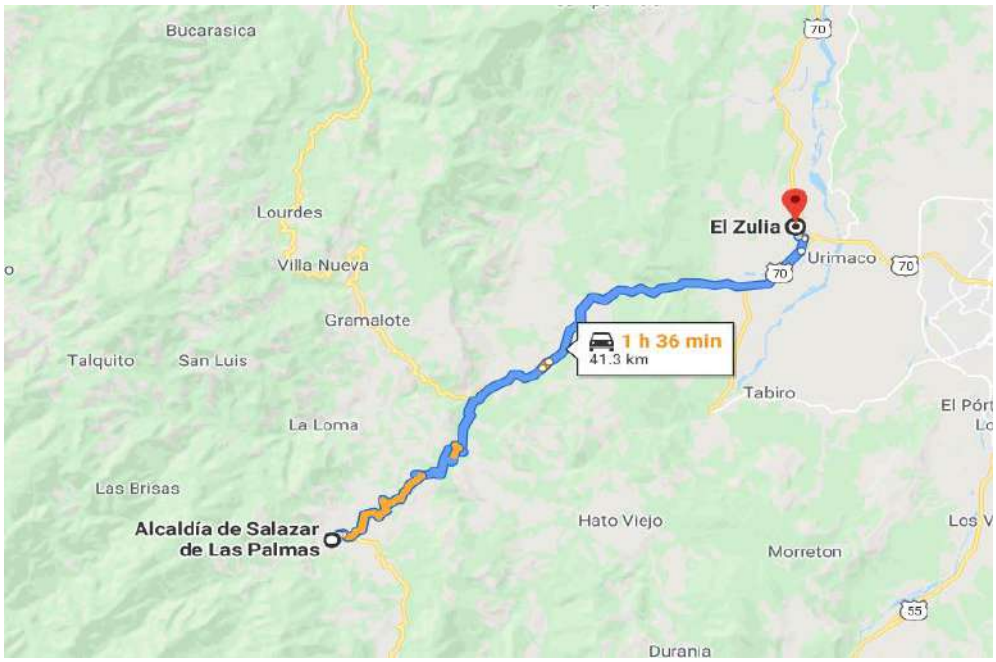


Figura 12-11.Localización Concretos y triturados El Zulia

TRITURADOS EN OCAÑA

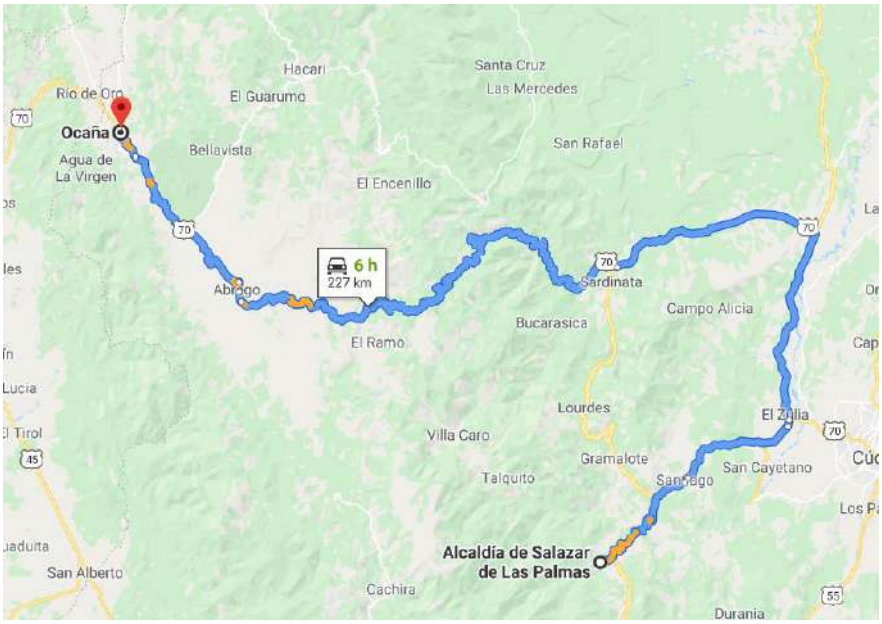


Figura 12-12.Localización triturados en el Municipio de Ocaña

MATERIALES DESDE LA CIUDAD PRINCIPAL CUCUTA A SALAZAR DE LAS PALMAS

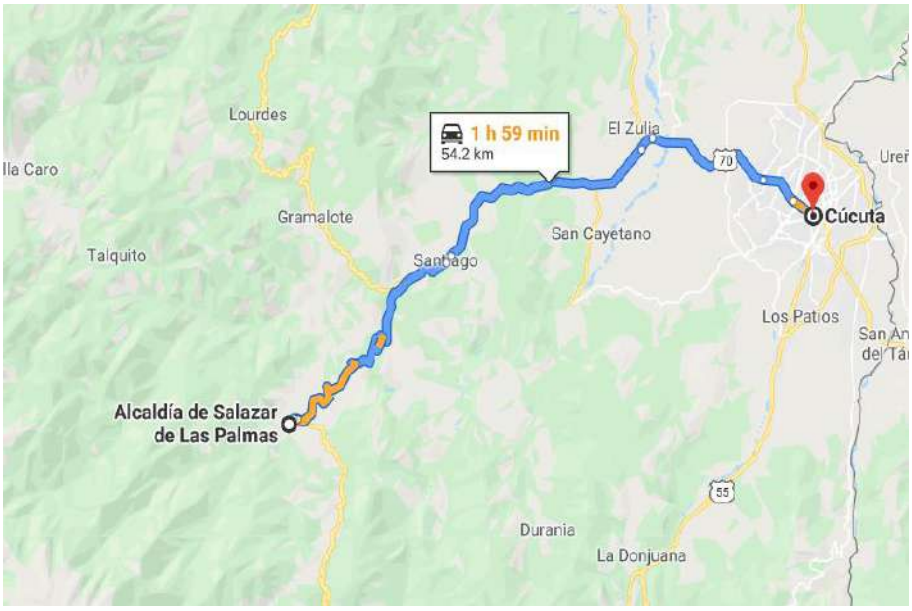


Figura 12-13.Compra de materiales desde la ciudad principal Cúcuta

12.2. Botaderos

Según información de CORPONOR, en el Departamento Norte de Santander, los 40 municipios que lo conforman generan alrededor de 735 toneladas diarias de residuos sólidos, unas 268.000 toneladas en el año 2008 y se registra un incremento del 8,2% entre el 2007 y 2008.

Aún se hallan sitios de disposición final en botaderos a cielo abierto, afectando el medio ambiente y los recursos naturales, y colocando en riesgo la salud pública y el bienestar de la comunidad en general. En este sentido se identifica como problemática, que algunos municipios no cuentan con sitios de disposición final adecuado por razones de encontrarse alejados de los rellenos regionales, falta de recursos económicos, carencia en la disponibilidad de sitios u oferta ambiental para su localización en el territorio de su jurisdicción, carencia en la capacidad administrativa, técnica y operativa para el servicio y la gestión, así como decisión política, presentándose por ello un rezago significativo frente a la responsabilidad ambiental de gestionar de manera adecuada sus residuos y desechos sólidos. Sin embargo, todos los municipios del Departamento Norte de Santander

cuentan con los Planes de Gestión Integral de Residuos Sólidos (PGIRS), formulados en los años 2004, 2005 y 2006, de los cuales 13 de los 40 lo han adoptado (el 32,5% de los municipios). Los PGIRS no han cumplido de manera rigurosa con su propósito, ya que la mayoría de los programas y proyectos formulados no se han implementado, desarrollado, y no se encuentran debidamente articulados con los Planes de Desarrollo Municipales (PDM).

El cumplimiento de los PGIRS en los programas y proyectos del corto plazo, fue evaluado por CORPONOR en el año 2008 arrojando un 23% de cumplimiento por parte de los municipios.

Cerca del 80% de los residuos generados se disponen adecuadamente en rellenos sanitarios y celdas transitorias. Los municipios de Cúcuta, Ocaña, Pamplona y Tibú, operan rellenos sanitarios y celdas transitorias, de carácter regional, que atienden a 33 municipios y están localizados en áreas de conformidad con el ordenamiento territorial y cuentan con autorización y seguimiento ambiental, siendo Cúcuta el municipio donde se localiza el Relleno Sanitario Regional Guayabal que atiende el 88,5% de los residuos que se disponen adecuadamente en el departamento provenientes de 19 municipios y presenta una vida útil de 50 años, seguido del relleno sanitario La Madera del Municipio de Ocaña que atiende seis (6) municipios entre ellos dos (2) del Departamento del Cesar (Río de Oro y González), con una vida útil de 32 años, y es el segundo relleno del departamento. En los municipios de Pamplona se atienden 8 municipios en el relleno sanitario de La Cortada y uno en Municipio de Tibú, donde se adelantan proyectos para la construcción y operación de nuevos rellenos sanitarios con una proyección en su vida útil de 25 años.

A pesar de existir un bajo nivel de cumplimiento y compromiso por implementar y desarrollar los PGIRS por parte de las administraciones municipales, se cuenta con un insumo básico que resulta esencial y es que los planes se encuentran formulados lo que facilitaría su revisión, corrección y ajuste. A través de los PGIRS se evidencian esencialmente cuatro grandes líneas: fortalecimiento institucional para la creación o para la transformación de empresas de servicios públicos de aseo, la administración y operación del servicio por lo menos en los componentes esenciales, el impulso al desarrollo e implementación del aprovechamiento técnico, y la promoción de la capacitación y

la participación de la comunidad en todos los niveles sobre la gestión integral de residuos sólidos. En este sentido existen instituciones en el nivel nacional, regional y local, que pueden aportar unirse a través de voluntades.

Se cuentan con rellenos sanitarios regionales debidamente localizados, operados por empresas de servicios públicos domiciliarios constituidos legalmente, con capacidad financiera, económica, administrativa y operativa, que prestan el servicio de disposición final a 32 municipios y pueden atender los restantes, ya que las condiciones de localización resultan relativamente equidistantes a todos los municipios de la región donde se encuentran. Lo anterior indica que en materia de disposición final de residuos el departamento cuenta con significativo potencial que puede garantizarse hasta el año 2050.

La más importante es la ubicada en el municipio de Los Patios, denominada Escombrera Metropolitana Agualinda de características como se presenta seguidamente;

- Acceso, estado y características y distancia: El acceso es desde la propia carretera Pamplona-Cúcuta, en su costado derecho sentido Pamplona en el PR 129+600 a través de la vereda de Agualinda, recorriendo una distancia de 2.3 km. Por pista sin carpeta asfáltica, pero en muy buen estado, con una anchura de 5-8 metros en todo su recorrido.
- Capacidad. Mayor a 6.000.000 m3

Dispone de una concesión de 300 meses a contar desde septiembre de 2009, y se localiza en la vereda de Agualinda a 2.3 km de la vía Pamplona-Cúcuta en el PR 129+600 costado derecho. Según información facilitada por el encargado sr. Eusebio Pérez (tel. 3008655130) la superficie concesionada es de unas 3 Has. En los planos del informe se delimita la superficie aproximada y su localización.

La otra zona autorizada se localiza en la salida de Pamplona hacia Chitagá en su costado izquierdo, junto a la vereda la Cortada. En la zona se ha construido recientemente una planta de aprovechamiento y tratamiento de residuos sólidos correspondiente al Proyecto de Gestión

Integral de residuos sólidos del municipio de Pamplona de características como se describe seguidamente:

- Dueño del predio. Desconocido.
- Área del predio 85.361,82 m3.
- Acceso, estado y características y distancia. El acceso es desde la carretera de Pamplona a Chitagá, junto a la vereda la Cortada a la altura del PR65+000, por lo que su estado y características son óptimas. La distancia a las obras es de 50 metros.
- Capacidad. Mayor de 2.000.000 m3

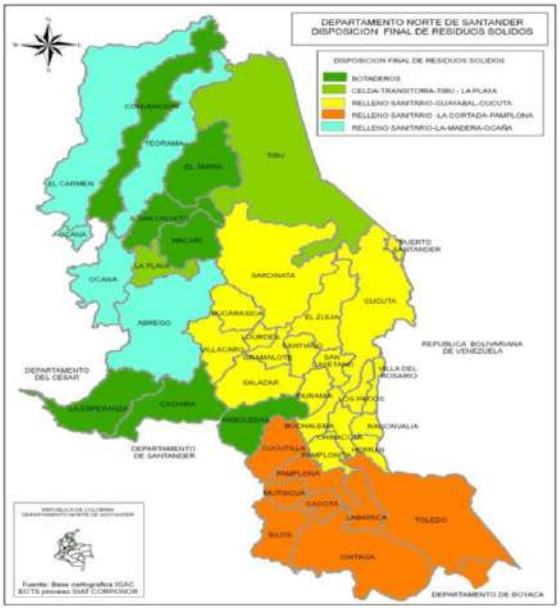


Figura 12-14.Sistema de Información –SIA. Subdirección de Planeación y Fronteras. 2009



Figura 12-15.Localización Escombrera Metropolitana Agua linda.



Figura 12-16. Localización del Proyecto de gestión integral de residuos sólidos municipio de Pamplona.

En la actualidad, las obras que está ejecutando la concesionaria San Simón en la reparación de puntos críticos está utilizando como botadero zonas entre el río Pamplonita y la carretera, las cuales con el consiguiente tratamiento posterior de integración ambiental consiguen un doble

efecto beneficioso: por un lado, se protege la carretera de la socavación del río, y por otro se ganan superficies allanadas que pueden ser objeto de cultivo por los propietarios de los predios.



Figura 12-17.Localización del botadero actual de las obras que se están ejecutando por el concesionario San Simón.

Por ello, se han localizado diversas zonas que podrían ser susceptibles durante la ejecución de las obras de realizarse el mismo tratamiento. (Escombrera Metropolitana Agualinda y Planta de Tratamiento de residuos sólidos de Pamplona).



Figura 12-18.Áreas susceptibles al empleo como zonas de botaderos.

A continuación, se presenta la localización de la Escombrera Metropolitana Agua linda

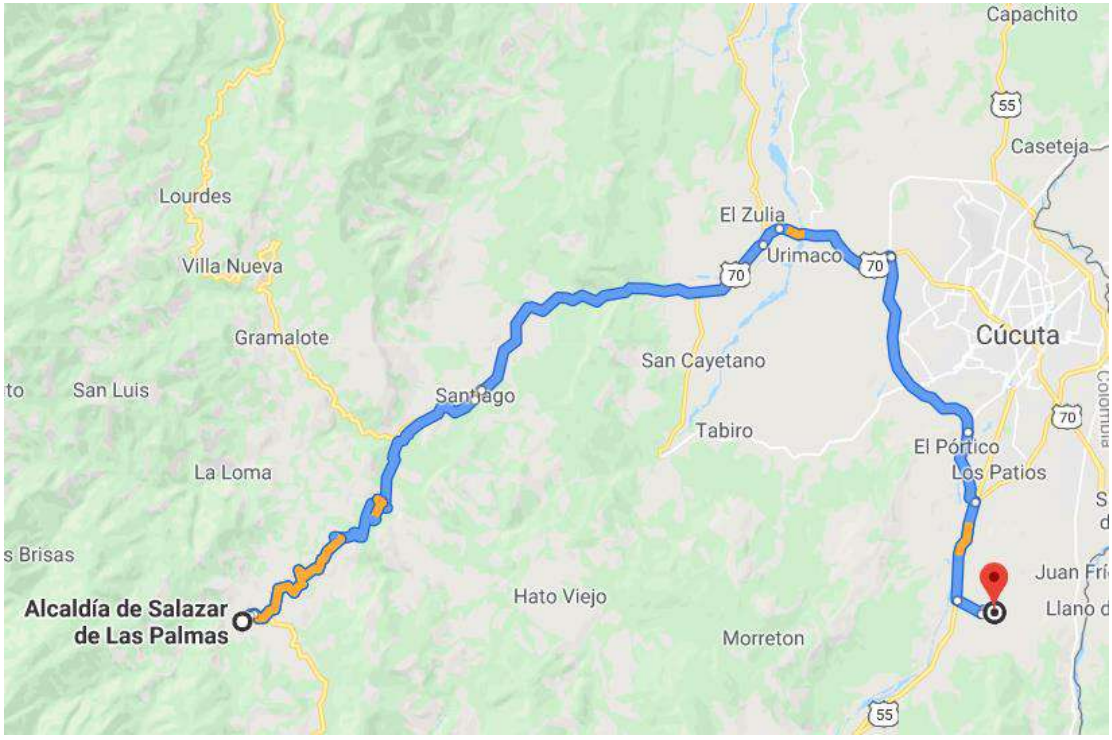


Figura 12-19.Localización Escombrera Metropolitana Agua linda.

13. FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL

Durante el desarrollo del contrato 0084 del 2017 se le el fortalecimiento al casco urbano del Municipio de Salazar de las Palmas. El plan de acción se adjunta en el ANEXO N°50-FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL

Plan de fortalecimiento (Actividades de Corto, mediano y Largo Plazo)

- Actividades legales y administrativas
  1. Estudio de Viabilidad
  2. Peticiones, Quejas y Recursos- Implementar
  3. Depuración de Cartera (Estimación de intereses)
  4. Implementar Evaluación de Desempeño del Personal
  5. Administración de Materiales
  6. Plan Anual de Compras
  7. Elaboración de Formatos para el Manual de Procedimientos
  8. Sistema de Control Interno
  9. Procedimiento de Selección de Personal
  10. Curso de Inducción de Personal
  11. Programa permanente de control de pérdidas y agua no contabilizada
  12. Patrimonio de servicios
- Actividades financieras y comerciales
  13. Procedimiento para la ejecución del presupuesto anual
  14. Implementación de nuevas tarifas de Acueducto y Alcantarillado
  15. Gestión para cobrar el servicio de Aseo con el área rural con la empresa de energía
  16. Lectura de Medidores
  17. Criticas y revisión previa
  18. Actualización de niveles tarifarios
  19. Control índice de recaudo
  20. Implementación de sistema de costos y gastos ABC
  21. Programa de Capacitación en uso eficiente y ahorro del agua
  22. Programa de Capacitación en Saneamiento Básico
  23. Patrimonio por servicios
  24. Reposición de Medidores
  25. Registro actualizado de agua producida y facturada

- Actividades Técnicas y operativas
  26. Existencia de Planos actualizados de redes
  27. Registro Permanente del número y tipos de daños por sectores
  28. Formato de reporte de control de fugas, pérdidas físicas en tanques
  29. Procedimiento para detectar y controlar los reboses de tanques de almacenamiento
  30. Programa permanente de vigilar, inspeccionar y limpiar cuentas en la fuente abastecedora
  31. Implementación de procedimientos para la administración de planos y menorías técnicas
  32. Procedimiento para el seguimiento y control de la calidad del agua
  33. Existencia de Planos actualizados de componentes del sistema
  34. Actualización Catastro de Suscriptores
  35. Programa de detección de fugas no visibles
  36. Adopción de normas del RAS en las obras de la USP
  37. POI y capacitación en requisitos técnicos



Figura 13-1.Actividades a corto plazo No 1

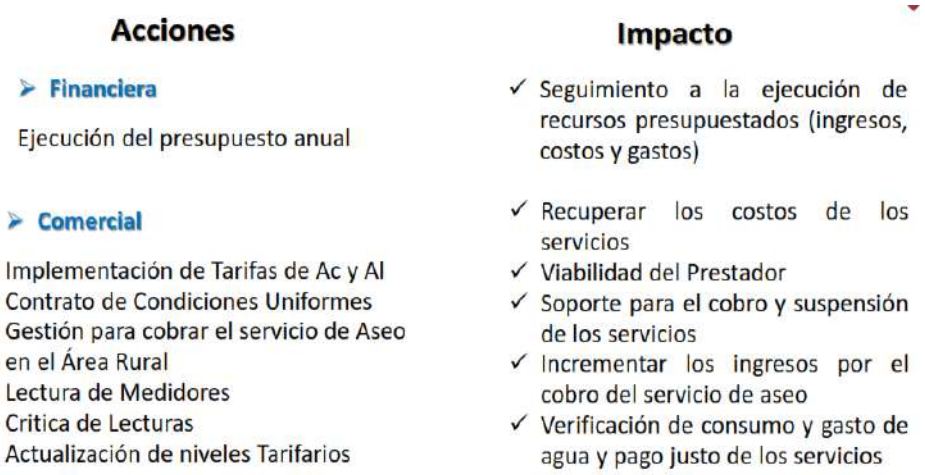


Figura 13-2.Actividades a corto plazo No 2

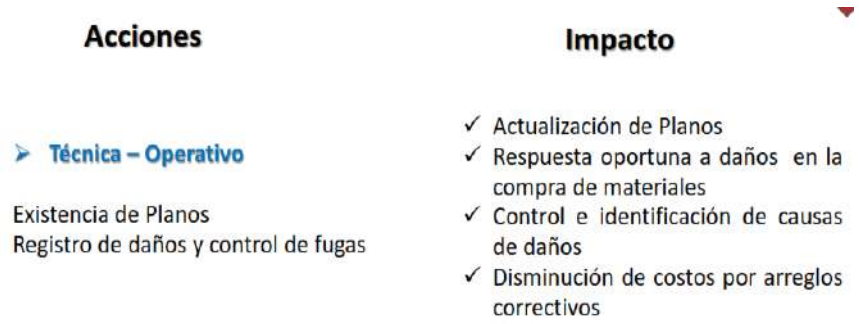


Figura 13-3.Actividades a corto plazo No 3

14. MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE POTABILIZACION

La planta de potabilización a implementar en el casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas es una planta de tecnología convencional con lavado de filtros con energía hidráulica construida en concreto reforzado para aumentar la resistencia a la intemperie.

Las principales tareas de operación en una planta de potabilización son:

- Purga de lodos (Ver ANEXO N°37-MANUAL OPERATIVO PTAP-P se observa en el capítulo 1.6.1. Purga de lodos)
- Mantenimiento y operación de las estructuras (Ver ANEXO N°37-MANUAL OPERATIVO PTAP-P se observa en el capítulo 2. Operación y Mantenimiento)
- Preparación y dosificación de los químicos (Ver ANEXO N°37-MANUAL OPERATIVO PTAP-se observa en el capítulo 1.7 preparación de solución de químicos)
- Lavado de las unidades de filtración (Ver ANEXO N°37-MANUAL OPERATIVO PTAP-P se observa en el capítulo 6.1.8.3. Lavado de Filtros)

Se puede remitir al ANEXO N°37-MANUAL OPERATIVO PTAP-P en el cual se presente la documentación completa del manual de operación.

Con base a las alternativas propuestas para la optimización de cada una de las estructuras que componen el sistema de acueducto del casco urbano y las respectivas soluciones a cada una de las problemáticas detectadas, se procede a presentar los catálogos técnicos del equipamiento necesario y recomendado para el diseño del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

Por medio de los catálogos técnicos se puede identificar fácilmente las características principales y específicas de cada equipamiento, dimensiones generales, proceso de instalación y mantenimiento. En el ANEXO N°40-CATALOGOS TECNICOS se presentan los catálogos técnicos de los siguientes componentes:

- Tubería PVC

- Accesorios PVC
- Válvulas
- Macromedidores
- Micromedidores

15. OPTIMIZACION DEL SISTEMA CON ANALISIS PARA LA DISMINUCION DEL INDICE DE AGUA NO CONTABILIZADA

Teniendo en cuenta que la mayor parte de la población rural de Colombia no cuentan con un sistema de micromedición y la pequeña fracción de población que realiza pagos mensuales es por medio de una tasa fija establecida por las entidades encargadas de los sistemas de acueductos, en la actualidad se presentan grandes desperdicios del agua a lo largo de la nación. Por tales motivos es de vital importancia educar a la población en cuanto al uso adecuado y aprovechamiento del agua con base a la problemática ambiental actual y disminución de los recursos hídricos a nivel mundial.

En general el agua no contabilizada es el agua que ingresa al sistema de distribución y no es registrada en el sistema de micromedición y se fundamenta en diferentes causas:

- **Estructuras de Captación y Desarenación:** Fugas por uniones en mal estado, perforaciones en las tuberías, ventosas en mal estado, rebose de la estructura de desarenación y derivaciones fraudulentas.
- **Estructuras de Potabilización:** Fallas en el sistema de macromedición, filtración en las estructuras de concreto, fugas en los accesorios y rebose de tanques.
- **Sistema de distribución:** Daños visibles y no visibles, fugas en válvulas y conexiones domiciliarias, falla del sistema de micromedición y conexiones clandestinas.

El objetivo principal del presente capitulo por medio del análisis de la disminución de pérdidas e índice de agua no contabilizada es: Garantizar el uso racional del recurso teniendo en cuenta la importancia de las fuentes hídricas.

Según la Resolución 315 de 2005 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA) el cálculo del índice de agua no contabilizada del prestador del servicio de acueducto se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$IANC_i = \frac{AP - AF}{AP} * 100$$

$$AP = Agua\ producida\ en\ m^3\ en\ el\ sistema\ de\ acueducto\ (medida\ a\ la\ salida\ de\ la\ PTAP)$$

$$AF = Agua\ facturada\ en\ m^3\ en\ el\ sistema\ de\ acueducto \quad i = Periodo\ de\ analisis$$

El cálculo del índice de agua no contabilizada deberá ser realizado una vez se encuentre en funcionamiento el nuevo sistema de acueducto para cada periodo. A continuación, se procederá a realizar la descripción, metodología y actividades propuestas por parte de la consultoría para cumplir el objetivo principal del presente capitulo.

15.1. IMPLEMENTACIÓN DE MICROMEDICIÓN

De acuerdo con la información tomada durante el catastro del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas cuenta con sistema de micromedición a excepción de 173 usuarios pertenecientes a los sectores 3,4 y 5.

Los consumos excesivos y desperdicios generados por la población serán controlados principalmente por la implementación de un sistema de micromedición teniendo en cuenta que el cobro de la tarifa mensual dependerá directamente del consumo realizado por cada usuario.

Los registros del sistema de micromedición deben estar en buenas condiciones y no ser alterados por los usuarios o personal de operación, por lo tanto, se debe hacer una revisión continua de los mismos con el objetivo de garantizar una lectura correcta del consumo de agua efectuado por cada domicilio en el periodo de facturación establecido.

15.2. CONTROL DE FUGAS Y CONEXIONES CLANDESTINAS

El control de fugas y conexiones clandestinas son uno de los principales factores en el aumento del índice de agua no contabilizada en los sistemas de acueducto, por tales motivos es de vital importancia garantizar el correcto control y disposición de actividades preventivas a la hora de prestar el servicio de agua potable.

Control de fugas

Es necesario en primera instancia garantizar el correcto proceso de construcción de la totalidad de los componentes del sistema de acueducto proyectado a fin de evitar posibles fugas en los accesorios o tuberías, filtraciones por fisuras en las estructuras y conexiones mal realizadas de las acometidas.

Una vez se encuentre en funcionamiento el sistema y teniendo en cuenta la vida útil y calidad de los materiales establecidos en las memorias de cálculo, no se proyecta realizar labores de optimización u adecuación del sistema en los primeros años de operación; sin embargo es necesario que el personal operativo se encuentre realizando labores de revisión y verificación del estado de los componentes con el objetivo de garantizar que no se presentan fallas y evitar la fuga del agua cruda o potable.

Una de las principales actividades a desarrollar en caso de fallas del sistema, es realizar el debido control en los tiempos de atención a los daños teniendo en cuenta la gran cantidad de agua que es desperdiciada en dichas situaciones. Si es posible se deberán realizar las inspecciones de las redes con equipo especializado con el objetivo de garantizar su correcto funcionamiento y prevención de fugas.

Conexiones clandestinas

Una de las ventajas de no tener las tuberías de distribución y conducción expuestas es dificultar el acceso a las mismas por parte de la población para su manipulación previniendo conexiones clandestinas y daños de las mismas, teniendo en cuenta que la principal actividad de la población es la agricultura se debe tener especial cuidado con las conexiones clandestinas que puedan realizar los habitantes particularmente para las actividades de riego de los cultivos existentes en la zona.

Es obligación de la entidad encargada de la prestación del servicio la vigilancia y control de las conexiones clandestinas, teniendo en cuenta que la población objetivo manifestó su

inconformidad en cuanto posible cobro de tarifas dadas las situaciones socio-económicas de la zona.

15.3. SISTEMA DE MACROMEDICIÓN

Por medio de la implementación de macromedición en el sistema de acueducto se podrá cuantificar la cantidad exacta de agua potabilizada y calcular el índice de agua no contabilizada en los correspondientes periodos de facturación por medio de la implementación de la ecuación previamente presentada. Se debe tener claro que es necesario realizar ajustes de calibración al sistema de macromedición con el propósito de obtener valores reales a la hora del cálculo del índice y su correspondiente análisis con diferentes periodos.

15.4. USO EFICIENTE DEL AGUA Y AHORRO

Con base a lo estipulado por la Ley 373 de 1997 por la cual se establece el programa para el uso eficiente y ahorro del agua, en el Artículo 1o se especifica que todo plan ambiental regional y municipal debe incorporar obligatoriamente un programa para el uso eficiente y ahorro de agua.

Teniendo en cuenta lo establecido en la normatividad Colombiana se procedió a solicitar la información correspondiente a la oficina de desarrollo rural de la Alcaldía Municipal sobre los planes de uso eficiente y ahorro del agua. Pero no hay planes en el municipio para dar cumplimiento a la normatividad colombiana vigente.

15.5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DOMICILIARIO

Los sistemas de almacenamiento domiciliario son de gran importancia a la hora del ahorro y buen aprovechamiento del recurso hídrico, pues garantizan un flujo continuo en las instalaciones internas y buen manejo del agua por parte de los usuarios al no tener un flujo intermitente.

Es necesario dar a entender a la población objetivo la importancia del mantenimiento y buena operación de los tanques domiciliarios pues estas estructuras pueden presentar constantes fugas

y escapes de agua dado su mal estado aumentando los cobros mensuales del servicio de acueducto a cada usuario. Estas actividades de socialización deben ser realizadas por la entidad prestadora del servicio en conjunto con la Alcaldía Municipal una vez empiecen las labores de construcción de las optimizaciones del sistema de acueducto del casco urbano.

15.6. FORMATOS DE REGISTRO Y CONTROL

Con el objetivo de realizar un seguimiento y control adecuado a la totalidad de los componentes e insumos a emplear en el sistema de potabilización y captación, se debe contar con unos formatos de control y registro los cuales deben ser diligenciados por el personal operativo. Se puede remitir al ANEXO N°38-FORMATOS DE REGISTRO en el cual se presentan los siguientes formatos:

- Estado general de los componentes
- Control de dosificación de químicos
- Registro de capacidad del tanque de almacenamiento
- Control de medición de caudales

16. DOCUMENTOS DE APOYO CONSTRUCTIVO

Una vez determinado las dimensiones, las características y los materiales de las estructuras diseñadas de manera detallada, es necesario presentar documentación que apoye al personal que construirá la obra.

Estos documentos son: especificaciones técnicas, análisis de precios unitarios, presupuestos y cronograma de obra.

16.1. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

La determinación de los precios unitarios se basa en los insumos, cantidades, desperdicios establecidos y unidad en cada uno de los ítems a emplear en la creación del presupuesto de obra, se puede remitir al ANEXO N°44-PRESUPUESTO DE OBRA en el cual se presentan los APU´s implementados en el desarrollo del presente proyecto.

16.2. MEMORIAS DE CÁLCULO

Los cálculos de las cantidades de obra son de vital importancia con el objetivo de determinar el presupuesto de forma correcta, se puede remitir al ANEXO N°41-CANTIDADES DE OBRA en cual se presentan los cálculos detallados de cada uno de los componentes contemplados en el diseño del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de Salazar de las Palmas.

16.3. PRESUPUESTO DE OBRA

Con el objetivo de establecer el presupuesto de obra de forma correcta es necesario en primera instancia fijar los precios unitarios de cada una de las actividades a desarrollar y cálculo de las cantidades de obra con base a los planos definitivos de diseño. El presupuesto completo de la obra se presenta en el ANEXO N°44-PRESUPUESTO DE OBRA.

16.4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las elaboraciones de las especificaciones técnicas de construcción son necesarias para el control de calidad de la obra, cálculo de cantidades y pago de las obras a ejecutar. En el ANEXO N°47-ESPECIFICACIONES TECNICAS se presentan todas las especificaciones técnicas necesarias para la construcción de los diseños presentados en este informe.

16.5. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS

El cronograma de ejecución de obras es de vital importancia con el objetivo de controlar y registrar de forma adecuada los tiempos de construcción de cada una de las actividades a ejecutar, en dicho cronograma se evidencia la ruta crítica del proyecto (señalada en color rojo) por la cual se establecen las actividades con mayor importancia a desarrollar en los tiempo establecidos para el correcto cumplimiento del plazo total para las actividades de construcción; se puede remitir al ANEXO N°45-CRONOGRAMA DE OBRA en el cual se presenta el cronograma.



ANGELA PATRICIA NIÑO CAMELO
C.C. 1.026.567.387
MP 25202-276757 CND

ANEXOS

- ANEXO Nº1. POT
- ANEXO Nº2. PDM
- ANEXO Nº3. POMCA
- ANEXO Nº4. NECESIDAD DEL PROYECTO
- ANEXO Nº5. IDEAM
- ANEXO Nº6. SISBEN
- ANEXO Nº7. DANE
- ANEXO Nº8. CERT USUARIOS
- ANEXO Nº9. NBI
- ANEXO Nº10. IRCA
- ANEXO Nº11. CENSO
- ANEXO Nº12. PGIRS
- ANEXO Nº13. PSMV
- ANEXO Nº14. DNP
- ANEXO Nº15. CONCESIONAGUAS
- ANEXO Nº16. PROY POB
- ANEXO Nº17. CERTIFICACIONES
- ANEXO Nº18. REG FOT
- ANEXO Nº19. EVAL. ESTRUCTURAS
- ANEXO Nº20. MODEL DIAG
- ANEXO Nº21. TAB. RESULTADOS
- ANEXO Nº22. HIDROLOGIA
- ANEXO Nº23. TOPOGRAFIA
- ANEXO Nº24. CALIDAD DE AGUAS
- ANEXO Nº25. PLANOS DE CATASTRO
- ANEXO Nº26. ALTERNATIVAS
- ANEXO Nº27. Presupuesto Alt
- ANEXO N°28-DISEÑO HIDRAULICO
- ANEXO N°29-MODELACION
- ANEXO N°30-CALIDAD DEL AGUA
- ANEXO N°31-ESTUDIO GEOTECNCO
- ANEXO N°32-DISEÑO ESTRUCTURAL
- ANEXO N°33-DISEÑO ELECTRICO
- ANEXO N°34- ESTUDIO TOPOGRAFIA

- ANEXO N°35-MATRIZ ESTUDIO IMPACTO AMBIENTAL
- ANEXO N°36-SERVIDUMBRES
- ANEXO N°37-MANUAL OPERATIVO PTAP-P
- ANEXO N°38-FORMATOS DE REGISTRO
- ANEXO N°39-PERMISO CONCESION DE AGUA
- ANEXO N°40-CATALOGOS TECNICOS
- ANEXO N°41-CANTIDADES DE OBRA
- ANEXO N°42-COTIZACIONES
- ANEXO N°43-ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
- ANEXO N°44-PRESUPUESTO DE OBRA
- ANEXO N°45-CRONOGRAMA DE OBRA
- ANEXO N°46-PLAN FINANCIERO
- ANEXO N°47- ESPECIFICACIONES TECNICAS
- ANEXO N°48- ESTUDIO PREDIAL
- ANEXO N°49- PGIR
- ANEXO N°50- FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL
- ANEXO N°51- MVCT
- ANEXO N°52- PLANOS