FONADE
Proyectos que transforman vidas

PROYECTO 2: ESTRUCTURACIÓN INTEGRAL PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO PARA LA REGIÓN DEL CATATUMBO PROVINCIA DE OCAÑA Y SUR DEL CESAR.

MUNICIPIO DE LAS SARDINATA LOCALIDAD DE LUIS VERO



Parque Natural Catatumbo Barí, Región del Catatumbo

Fuente: Parques Nacionales

PRODUCTO 4. ESTUDIOS Y DISEÑOS DE FACTIBILIDAD PARA CONTRUCCION.

VOLUMEN II – COMPONENTE TÉCNICO
II – 1 INFORME HIDRÁULICO

CIC-107-NTS-11-20-ITE-004-2017-04

Bogotá D.C, Junio de 2017

DNP Departamento Nacional de Planeación

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO 1
1. INTRODUCCIÓN 9
2. ESTUDIO DE POBLACIÓN Y DEMANDA 12
2.1 POBLACIÓN DE DISEÑO 12
2.1.1 Nivel de complejidad del sistema 12
2.1.2 Proyección de población 12
2.1.3 Periodo de Diseño 15
2.2 DEMANDA 16
2.2.1 Dotación Neta 16
2.2.2 Caudal Medio Diario 17
2.2.3 Caudal Máximo Diario 17
2.2.4 Caudal Máximo Horario 18
2.2.5 Proyección de la Demanda 18
3. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS EXISTENTES 20
3.1 SISTEMA DE ACUEDUCTO 20
3.1.1 Topología del Sistema Existente 20
3.1.2 Descripción del Sistema Existente 20
3.1.3 Resumen alternativa seleccionada 30
3.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO 30
3.2.1 Topología del Sistema Existente 31
3.2.2 Análisis y evaluación de las alternativas propuestas al sistema de alcantarillado. 33
4. DETERMINACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO 40
4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO 40
4.1.1 Conducciones 40
4.1.2 Criterios de Diseño de tanque de almacenamiento 46
4.2 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO 48
4.2.1 Coeficiente de Retorno 48
4.2.2 Conexiones Erradas 49
4.2.3 Caudal de Infiltración 49
4.2.4 Perímetro de Servicio 50
4.2.5 Periodo de Diseño 51

4.2.6 Población de Diseño 51
4.2.7 Dotación Neta 51
4.2.8 Áreas Aferentes 51
4.2.9 Estimación de la Población Aferente al Colector 55
4.2.10 Contribución de Aguas Residuales 55
4.2.11 Cálculo del Aporte de Conexiones Erradas al Sistema 58
4.2.12 Cálculo del Aporte de Infiltración al Sistema 59
4.2.13 Cálculo de Aportes por otros Usos 59
4.2.14 Caudal Medio Diario de Aguas Residuales 60
4.2.15 Cálculo del Caudal Máximo Horario 60
4.2.16 Factor de mayoración del Caudal Medio Diario 60
4.2.17 Definición del Caudal de Diseño 61
4.2.18 Definición del diámetro real interno 65
4.2.19 Velocidad en los colectores 65
4.2.20 Fuerzas tractivas 65
4.2.21 Relación máxima entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno 65
4.2.22 Distancia máxima entre cámaras de inspección 65
4.2.23 Caudal de Diseño 66
4.3 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 66
4.3.1 Tanque séptico 66
4.3.2 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente: 66
5. RESUMEN ESTUDIO HIDROLÓGICO 69
5.1 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN 69
5.2 ANÁLISIS DE CAUDALES MEDIOS 69
5.3 ANÁLISIS DE CAUDALES MÍNIMOS 70
5.4 ANÁLISIS DE CAUDALES MÁXIMOS 70
6. ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA Y TRATABILIDAD 70
6.1 TOMA DE MUESTRA 71
6.1.1 Tipo de muestra seleccionada 71
6.1.2 Control y vigilancia del muestreo, preservación y análisis 71
6.1.3 Recipientes para las muestras 71
6.1.4 Precauciones generales 72

6.1.5 Preservación de la muestra 72
6.1.6 Medición Variables in situ 72
6.1.7 Descripción del muestreo 73
6.2 EVALUACIÓN FÍSICO QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA 73
7. ESTUDIOS DE CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES 77
7.1 CARACTERIZACIÓN DE VERTIMIENTOS 77
7.1.1 Toma de Muestra 77
7.2 EVALUACIÓN FÍSICO QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA 80
7.2.1 Potencial de Hidrogeno 80
7.2.2 Temperatura 82
7.2.3 Oxígeno Disuelto 82
7.2.4 Nitrógeno Total 82
8. DISEÑOS HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO 83
8.1 SISTEMA DE CAPTACIÓN 83
8.2 DESARENADOR 87
8.2.1 Condiciones de Entrada 87
8.2.2 Cálculo de Parámetros 88
8.2.3 Cálculo de elementos del Desarenador 89
8.2.4 Tubería de Excesos 92
8.3 ADUCCIÓN 93
8.3.1 Alineamiento general de la Aducción 93
8.3.2 Metodología para el cálculo de pérdidas de energía 100
8.3.3 Modelo Hidráulico de la Línea de Aducción 102
8.3.4 Resultados de la Modelación Hidráulica 103
8.3.5 Cálculo de sobrepresiones generadas por golpe de ariete 105
8.4 DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE ACCESORIOS 105
8.4.1 Sistema de Purga en Línea 105
8.4.2 Sistema de Ventosa en Línea 108
8.4.3 Sistema de Seccionamiento o Corte 111
8.5 DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES 112
8.5.1 Evaluación de empujes hidráulicos 112
8.5.2 Anclaje en curva horizontal 112

8.5.3 Anclaje en curva vertical inferior 113
8.5.4 Anclaje en curva vertical superior 113
8.5.5 Anclajes diseño aducción 114
8.6 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE 120
8.6.1 Filtro Grueso Dinámico 120
8.6.2 Desinfección 142
8.6.3 Edificio De Operación 146
8.7 TRATAMIENTO DE LODOS: LECHOS DE SECADO 147
8.7.1 Edificio de Operación 148
8.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO 149
8.9 RED DE DISTRIBUCIÓN 149
8.9.1 Descripción de la Red de Distribución 150
8.9.2 Modelación Hidráulica Actual 152
8.9.3 Modelación Hidráulica Futura 153
8.9.4 Resultados de la Modelación Hidráulica 153
8.9.5 Válvula reductora de presión 156
8.10 MACROMEDIDOR 156
9. DISEÑOS HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO 158
9.1 DISEÑO DEL SISTEMA 158
9.1.1 Localización general de los pozos de inspección 158
9.1.2 Definición del caudal de diseño 161
9.2 COLECTORES 163
9.2.1 Descripción del Diseño del Sistema de Alcantarillado 170
9.2.2 Resultados Hidráulicos 172
9.3 POZOS DE INSPECCIÓN 174
9.4 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL 176
9.4.1 Diseño del sistema de tratamiento seleccionado 176
9.4.2 Diseño de la rejilla y canal de aducción 178
9.4.3 Pozo séptico + Filtro anaerobio de flujo ascendente 179
9.4.4 Pérdidas en el filtro anaerobio de flujo ascendente 184
9.4.5 Pérdidas en el lecho filtrante 184
9.4.6 Pérdidas en el orificio de alimentación 185

9.5 EMISARIO FINAL 186
9.6 FUENTE RECEPTORA 186
9.6.1 Caudales máximos 186
9.6.2 Dilución de la fuente 187
10. OTROS DISEÑOS Y ESTUDIOS 190
10.1 DISEÑOS ELÉCTRICOS Y ELECTROMECÁNICOS 190
10.2 DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS 190
11. CONCLUSIONES 191
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 192
ANEXOS 193

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Asignación de nivel de complejidad. 12
Tabla 2. Proyección de la población por lo diferentes métodos para el corregimiento de Luis Vero 13
Tabla 3. Proyección de la población final para el corregimiento de Luis Vero 14
Tabla 4. Período de diseño por Nivel de Complejidad del Sistema. 15
Tabla 5. Dotación neta por clima y Nivel de Complejidad del Sistema. 16
Tabla 6. Coeficiente de consumo máximo diario, k1, según el Nivel de Complejidad del Sistema. 18
Tabla 7. Coeficiente de consumo máximo horario, k2, según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución 18
Tabla 8. Caudales proyectados en el corregimiento Luis Vero 18
Tabla 9. Evaluación de la capacidad actual del sistema de captación 22
Tabla 10. Evaluación de la capacidad actual del desarenador 24
Tabla 11. Evaluación capacidad actual del tanque de almacenamiento 28
Tabla 12. Descripción de la red existente 29
Tabla 13. Red de alcantarillado existente corregimiento Luis Vero 32
Tabla 14. Concentración teórica de los vertimientos implementando el tratamiento propuesto 35
Tabla 15. Consulta objetivos de calidad regionales para la fuente receptora 36
Tabla 16. Matriz de ventajas y desventajas sistemas de tratamiento de Alcantarillado 36
Tabla 17. Evaluación alternativa PTAR 38
Tabla 18. Matriz normalizada multicriterio del sistema de alcantarillado de Luis Vero 39
Tabla 19. Consideraciones sobre la filtración en múltiples etapas 42
Tabla 20. Consideraciones sobre la filtración en múltiples etapas 43
Tabla 21. Granulometría lecho filtrante FGDi 44
Tabla 22. Composición del lecho de soporte 44
Tabla 23. Coeficiente de retorno de aguas residuales domésticas 49
Tabla 24. Caudal de Infiltración 49
Tabla 25. Parámetros de Diseño 51
Tabla 26. Áreas aferentes acumuladas por tramos 52
Tabla 27. Usos de Suelo según su Área Aferente 56
Tabla 28. Contribuciones industriales para industrias pequeñas 59
Tabla 29. Caudales aportantes al sistema 62
Tabla 30. Características de un agua residual doméstica típica. 67
Tabla 31. Valores finales vertidos, Tanque séptico + FAFA (ARD). 68
Tabla 32. % de Eficiencia de los sistemas 68
Tabla 33. % de Estaciones climatológicas seleccionadas 69
Tabla 34. Caudal medio estimado en los sitios de captación propuesto (l/s) 69
Tabla 35. Caudal mínimo estimado en los sitios de captación propuesto 70
Tabla 36. Caudal mínimo estimado en los sitios de captación propuesto 70
Tabla 37. Recipientes utilizados 71
Tabla 38. Resultados caracterización agua cruda. 74
Tabla 39. Preservación y almacenamiento de muestras. 78
Tabla 40. Resultados caracterización Vertimiento 80
Tabla 41. Datos iniciales para el diseño de la estructura de captación. 83

Tabla 42. Información de la fuente de abastecimiento, resultado capítulo de Hidrología 83
Tabla 43. Cálculos de diseño de la rejilla 84
Tabla 44. Cálculos de diseño de la rejilla y canal de aducción 86
Tabla 45. Alineamiento de la Tubería de Aducción 93
Tabla 46. Alineamiento de la Tubería de Aducción 101
Tabla 47. Coeficientes de pérdidas menores 102
Tabla 48. Datos de Entrada para el Modelo Hidráulico - Red Aducción 102
Tabla 49. Tiempos de Descarga para Válvulas de Purga 106
Tabla 50. Dimensionamiento de Purgas 108
Tabla 51. Dimensionamiento de Ventosas 110
Tabla 52. Dimensionamiento de Válvulas de Cortes 112
Tabla 53. Coeficientes de fricción de suelo – concreto 113
Tabla 54. Anclajes Horizontales 114
Tabla 55. Anclajes Verticales 116
Tabla 56. Granulometría lecho filtrante FGDi 123
Tabla 57. Composición del lecho de soporte 123
Tabla 58. Calibración del vertedero 127
Tabla 59. Número de unidades FLA respecto a la población 132
Tabla 60. Granulometría del lecho filtrante FLA 133
Tabla 61. Composición del lecho de soporte 133
Tabla 62. Calibración del vertedero 137
Tabla 63. Valores de Ct = K en mg-min/L para inactivación de quiste Giardia por Cloro libre para log 2 para Temperatura = 20°C 143
Tabla 64. Volumen de almacenamiento 149
Tabla 65. Tuberías, Diámetros y Áreas 150
Tabla 66. Presiones en nodos 154
Tabla 67. Características de los Macromedidores 157
Tabla 68. Localización de los Pozos de Inspección 159
Tabla 69. Resumen de los Caudales de Aportes al Sistema de Alcantarillado 161
Tabla 70. Capacidad Máxima Recomendada 164
Tabla 71. Dimensionamiento de los colectores 170
Tabla 72. Cumplimiento de Parámetros de Diseño 172
Tabla 73. Consulta objetivos de calidad regionales para la fuente receptora 187
Tabla 74. Caracterización vertimientos y fuente receptora, y objetivos de calidad 187
Tabla 75. Velocidades de sedimentación media para diferentes tipos y tamaños de partículas 189
Tabla 76. Condiciones hidráulicas para modelar vertimientos 189
Tabla 77. Balance de masa 189
Tabla 78. Streeter e Phelps 189

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Proyección población Corregimiento Luis Vero 14
Figura 2. Caudal medio diario, máximo diario y máximo horario para el corregimiento de Luis Vero 19
Figura 3. Descripción del Sistema Existente 20
Figura 4. Tubería de Aducción,..... 23
Figura 5. Esquema de desarenador actual del sistema de acueducto del corregimiento Luis Vero..... 24
Figura 6. Componentes de línea de aducción desarenador – PTAP..... 26
Figura 7. Esquema tanque de almacenamiento del sistema de acueducto de Luis Vero..... 27
Figura 8. Tanque de almacenamiento del sistema de acueducto de Luis Vero..... 27
Figura 9. Red de distribución actual del sistema de auceducto del corregimiento de Luis Vero 29
Figura 10. Esquema de alternativa No. 3 sistema de acueducto del corregimiento Luis Vero 30
Figura 11. Esquema del sistema de alcantarillado actual del corregimiento Luis Vero 31
Figura 12. Problemas en el sistema de alcantarillado actual del corregimiento Luis Vero 31
Figura 13. Red de alcantarillado actual del corregimiento de Luis Vero..... 32
Figura 14. Vertimiento del sistema de alcantarillado Luis Vero 32
Figura 15. Esquema de un Sistema FiME 43
Figura 16. Perímetro de servicios definido para la localidad 50
Figura 17. Áreas Aferentes del Sistema de Alcantarillado Sanitario..... 52
Figura 18. Usos de Suelo por área aferente..... 56
Figura 19. Línea de aguas..... 67
Figura 20. Línea de lodos..... 67
Figura 21. Presa de Toma con caudal mínimo (Corte)- HEC RAS..... 87
Figura 22. Información cargada en software de Modelación 103
Figura 23. Presiones en la Red de Aducción..... 104
Figura 24. Línea Piezométrica de la Aducción..... 104
Figura 25. Esquema Isométrico de Filtro Grueso Dinámico 121
Figura 26. Componentes Básicos de un Filtro Lento en Arena 131
Figura 27. Planteamiento de la Red de Distribución..... 150
Figura 28. Situación actual red Acueducto (presiones) 153
Figura 29. Optimización red de distribución, sectorización..... 153
Figura 30. Resultados de modelación en red de distribución (escenario futuro) 154
Figura 31. Válvula reguladora de presión 156
Figura 32. Instalación típica macromedidor tipo Woltmann 157
Figura 33. Planteamiento del Sistema de Alcantarillado..... 159
Figura 34. Tirante de la Tubería 165
Figura 35. Cotas Claves y Bateas de la Tubería 169
Figura 36. Pozo de Inspección Tipo 174
Figura 37. Esquema sistema de tratamiento corregimiento Luis Vero 176
Figura 38. Vista de Perfil del Emisario Final 186

1. INTRODUCCIÓN

Como resultado de la Fase I: "Pre factibilidad, análisis y selección de alternativas" del presente contrato, para la localidad de Luis Vero del municipio de Sardinata, se definió la alternativa de optimización del sistema de acueducto, la cual contempla el aprovechamiento de la infraestructura existente, debido al buen estado físico y funcional de la misma, por lo cual se proyecta la instalación de dispositivos de control y el diseño de la planta de tratamiento de agua potable. Debido a que la localidad no cuenta con sistema de alcantarillado se plantea el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario convencional, así como de la planta de tratamiento de agua residual.

Una vez seleccionada y concertada la alternativa para cada sistema se procede a la ejecución de la fase II: "Estudios y diseños en factibilidad, sostenibilidad y presentación del proyecto", la cual contempla seis productos:

PRODUCTO 4. ESTUDIOS Y DISEÑOS DE FACTIBILIDAD PARA CONSTRUCCIÓN
PRODUCTO 5. PLAN DE OPERACIÓN Y SOSTENIBILIDAD
PRODUCTO 6. INFORME DE FACTIBILIDAD
PRODUCTO 7. PRESENTACIÓN FINAL DEL PROYECTO ESTRUCTURADO
PRODUCTO 8. DOCUMENTOS MODELOS REQUERIDOS EN LA ETAPA PRECONTRACTUAL
PRODUCTO 9. PREPARACIÓN DOCUMENTAL DE LOS PROYECTOS PARA LA PRESENTACIÓN AL OCAD

Este documento hace parte del producto 4 "Estudios y diseños de factibilidad para construcción", el cual está divido en tres volúmenes, a continuación se describe de forma general el contenido de los mismos.

Volumen I. Componente Ambiental: Contendrá la documentación necesaria para que el municipio solicite a la autoridad ambiental competente la licencia ambiental, los permisos, concesiones y autorizaciones requeridas por la normatividad ambiental nacional.

Volumen II. Componente Técnico: Contendrá el resumen del estudio de población y demanda, se determinan los criterios de diseño, estudios topográficos, estudios hidrológicos y/o hidrogeológicos, estudios de suelos y/o geotécnicos, estudios de calidad de agua y tratabilidad, estudios de caracterización de las aguas residuales,

diseños hidráulicos con sus respectivas memorias de cálculo, diseños estructurales, diseños eléctricos y electromecánicos, diseños arquitectónicos y las especificaciones técnicas, cantidades de obra, presupuesto del plan de obras e inversiones y análisis de precios unitarios, programación de la ejecución de obras e inversiones, costo de operación y mantenimiento y el presupuesto y estructuración de la interventoría para la implantación de cada uno de los proyectos. Contemplando finalmente los planos generales de la localidad, planos del sistema de acueducto, planos del sistema de alcantarillado, planos estructurales, planos eléctricos, planos arquitectónicos, planos prediales y demás planos necesarios.

El volumen II se organiza por las diferentes áreas profesionales de los diseños. En cumplimiento de lo establecido en el documento de estudios previos para el producto 4, en la siguiente tabla se presenta el contenido que se desarrolla en este producto y en qué informe técnico se encuentra.

CONTENIDO	INFORME TÉCNICO
I. Estudio de población y demanda	Vol.II-1 Hidráulico
II. Determinación de los criterios de diseño	Vol.II-1 Hidráulico
III. Estudios Topográficos	Vol.II-2 Topografía
IV. Estudios Hidrológicos	Vol. II-6 Informe de Hidrología NTS-CSR-HIDRO-ITE-004-2017
V. Estudios de Geotecnia	Vol.II-3 Geotecnia
VI. Estudios de Calidad de agua y tratabilidad	Vol.II-1 Hidráulico
VII. Estudios de caracterización de las aguas residuales	Vol.II-1 Hidráulico
VIII. Diseños hidráulicos	Vol.II-1 Hidráulico
IX. Diseños estructurales	Vol.II-4 Estructural
X. Diseños eléctricos y electromecánicos	Vol.II-7 Eléctrico
XI. Diseños arquitectónicos	Vol.II-1 Hidráulico
XII. Especificaciones técnicas	Vol.II-5 Presupuesto
XIII. Planos de construcción	Vol.II-6 Planos
XIV. Presupuesto del plan de obras e inversiones y análisis de precios unitarios	Vol.II-5 Presupuesto
XV. Programación de la ejecución de obras e inversiones	Vol.II-5 Presupuesto
XVI. Costos de operación y mantenimiento	Vol.II-5 Presupuesto
XVII. Presupuesto y estructuración de la interventoría	Vol.II-5 Presupuesto
XVIII. Análisis predial y gestión de predios	Vol.I Ambiental
XIX. Gestión Ambiental	Vol.III Predial

Volumen III. Componente Predial: Contendrá el análisis predial en donde se elaboró una ficha predial por cada uno de los predios que se ven afectados por el proyecto. También se incluyó la gestión hecha para facilitar el trámite de adquisición de los predios y/o permisos de servidumbre.

El presente documento corresponde al Informe Hidráulico II-1, por lo cual a continuación se presentan los estudios y diseños a nivel de factibilidad para el sistema de acueducto y alcantarillado para la localidad de Las Mercedes en el municipio de Sardinata, departamento de Norte de Santander.

Finalmente es importante resaltar que al mejorar la prestación del servicio de acueducto y la implementación del sistema de alcantarillado en la localidad de Las Mercedes, tal como lo está promoviendo el Departamento Nacional de Planeación (DNP) a través del FONADE, hará que los habitantes de la localidad de Las Mercedes tengan una mejor calidad de vida.

2. ESTUDIO DE POBLACIÓN Y DEMANDA

La metodología utilizada en la estimación de la población para el periodo de diseño se basa en la implementación de los métodos de evaluación adoptados por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 título B. En el producto 2, volumen I, se encuentra la descripción a detalle de la metodología adoptada, el análisis de los resultados obtenidos con los métodos de proyección de la población con los cuales se obtuvieron las tasas de crecimiento, población base, población flotante y finalmente la población de diseño para los sistemas de acueducto y alcantarillado.

2.1 POBLACIÓN DE DISEÑO

Se realizó un análisis del crecimiento poblacional a partir de información estadística de los censos realizados hasta la fecha por parte del Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas- DANE, los censos revisados fueron los de 1951, 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005 correspondientes al Departamento de Norte de Santander, específicamente en el Municipio de Sardinata, lo anterior con el propósito de estimar las tasas de crecimiento para realizar la proyección de población de la zona en estudio. La información base para la implementación de dichas proyecciones es la obtenida a partir de la indagación realizada en campo con las diferentes entidades de la zona.

2.1.1 Nivel de complejidad del sistema

Para determinar el nivel de complejidad del sistema el RAS establece en su numeral A.3.1 la siguiente categorización:

Tabla 1. Asignación de nivel de complejidad.

Nivel de complejidad del sistema	Población* (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	**< 2.500**	**Baja**
Medio	2.501 – 12.500	Baja
Medio alto	12.501 – 60.000	Media
Alto	> 60.000	Alta

*Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante
Fuente: Ras 2000, Titulo B.

Tomando como proyección de población la resultante mediante la aplicación del método geométrico, y adoptando un periodo previsible de diseño de 25 años, la población urbana de 599 habitantes permite asignar al municipio un nivel de complejidad **Bajo**. De igual forma la capacidad económica del corregimiento se considera baja, por lo cual un nivel de complejidad bajo es correcto en este sistema.

2.1.2 Proyección de población

De acuerdo con los métodos de proyección recomendados por el RAS, con base en la población base definida de 410 habitantes y las tasas seleccionadas para cada método, 1.14% para los métodos geométrico y exponencial, y 0.32% de la población base para el método aritmético es decir 1 hab/año para el centro poblado del corregimiento de Luis Vero, y estimando un periodo de diseño de 25 años para un nivel de complejidad bajo, en la tabla y figura a continuación presenta la proyección de la población realizada.

Tabla 2. Proyección de la población por lo diferentes métodos para el corregimiento de Luis Vero

Horizonte	Año	Método aritmético	Método geométrico	Método exponencial
0	2016	410	410	410
1	2017	411	415	415
2	2018	413	419	419
3	2019	414	424	424
4	2020	415	429	429
5	2021	417	434	434
6	2022	418	439	439
7	2023	419	444	444
8	2024	420	449	449
9	2025	422	454	454
10	2026	423	459	460
11	2027	424	464	465
12	2028	426	470	470
13	2029	427	475	475
14	2030	428	481	481
15	2031	430	486	486
16	2032	431	492	492
17	2033	432	497	498
18	2034	434	503	503
19	2035	435	509	509
20	2036	436	514	515
21	2037	438	520	521
22	2038	439	526	527
23	2039	440	532	533
24	2040	441	538	539
25	2041	443	544	545

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

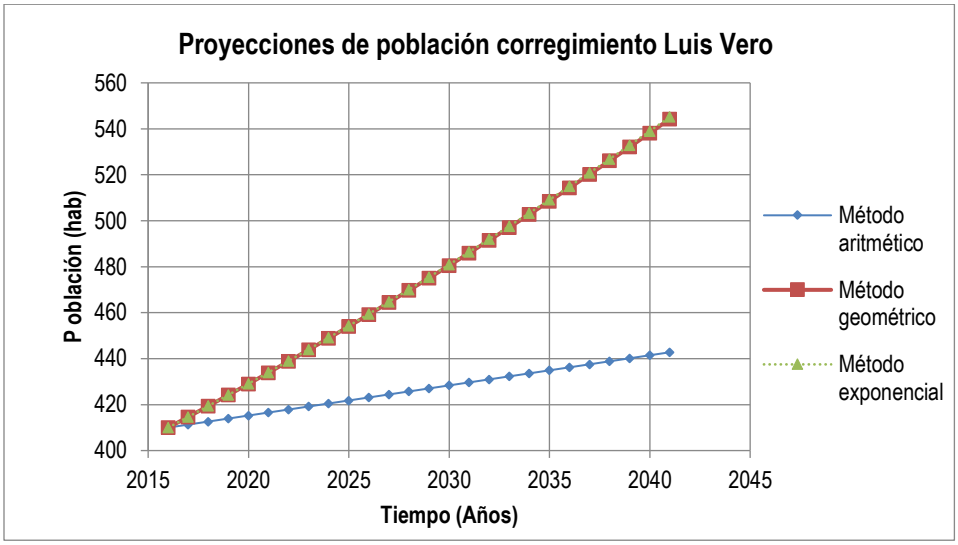


Figura 1. Proyección población Corregimiento Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

De acuerdo con lo anterior se concluye que el método aritmético presenta un crecimiento poblacional muy bajo, la población obtenida por los métodos geométrico y exponencial es similar, sin embargo por el método exponencial se obtiene un número mayor de habitantes, por lo anterior se consideró que el método geométrico es el más adecuado para representar el crecimiento poblacional del centro poblado. A continuación se presenta la población final determinada para el proyecto, adoptando la proyección obtenida por este método y considerando una población flotante de 54 personas, en el año 2041 se prevé una población total de 599 habitantes en el corregimiento.

Tabla 3. Proyección de la población final para el corregimiento de Luis Vero

Horizonte	Año	Método geométrico	Población flotante	Población total
0	2016	410	41	451
1	2017	415	41	456
2	2018	419	42	461
3	2019	424	42	467
4	2020	429	43	472
5	2021	434	43	477
6	2022	439	44	483
7	2023	444	44	488
8	2024	449	45	494
9	2025	454	45	499
10	2026	459	46	505
11	2027	464	46	511
12	2028	470	47	517
13	2029	475	48	523
14	2030	481	48	529
15	2031	486	49	535

Horizonte	Año	Método geométrico	Población flotante	Población total
16	2032	492	49	541
17	2033	497	50	547
18	2034	503	50	553
19	2035	509	51	559
20	2036	514	51	566
21	2037	520	52	572
22	2038	526	53	579
23	2039	532	53	585
24	2040	538	54	592
25	**2041**	**544**	**54**	**599**

Fuente: Ras 2000, Titulo B.

2.1.3 Periodo de Diseño

Teniendo en cuenta lo estipulado en la Resolución 2320 del 27 de noviembre de 2009 y el numeral B.4.4.1 del RAS respecto a los periodos de diseño, se tiene que para todos los componentes del sistema el período de diseño depende directamente del nivel de complejidad del sistema, así:

Tabla 4. Período de diseño por Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Período de diseño
Bajo, Medio y Medio alto	**25 años**
Alto	30 años

Fuente: Ras 2000, Titulo B.

De manera que el periodo de diseño para todos los elementos este proyecto es de **25 años**, de acuerdo con el nivel de complejidad establecido anteriormente. De acuerdo la población base definida de 410 habitantes y las tasas seleccionadas para cada método, 1.14% para los métodos geométrico y exponencial, y 0.32% de la población base para el método aritmético es decir 1 hab/año para el centro poblado del corregimiento de Luis Vero, y estimando un periodo de diseño de 25 años para un nivel de complejidad bajo, a continuación en la se presenta la proyección de la población realizada.

Proyección de la población final para el corregimiento de Luis Vero

Horizonte	Año	Método geométrico	Población flotante	Población total
0	2016	410	41	451
1	2017	415	41	456
2	2018	419	42	461
3	2019	424	42	467
4	2020	429	43	472
5	2021	434	43	477
6	2022	439	44	483

Horizonte	Año	Método geométrico	Población flotante	Población total
7	2023	444	44	488
8	2024	449	45	494
9	2025	454	45	499
10	2026	459	46	505
11	2027	464	46	511
12	2028	470	47	517
13	2029	475	48	523
14	2030	481	48	529
15	2031	486	49	535
16	2032	492	49	541
17	2033	497	50	547
18	2034	503	50	553
19	2035	509	51	559
20	2036	514	51	566
21	2037	520	52	572
22	2038	526	53	579
23	2039	532	53	585
24	2040	538	54	592
25	**2041**	**544**	**54**	**599**

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

2.2 DEMANDA

En este aparte se presentan los parámetros o criterios requeridos para la proyección de la demanda de agua para el sistema de acueducto para la localidad de Luis Vero.

2.2.1 Dotación Neta

Para el cálculo de la dotación neta, la Resolución 2320 del 27 de noviembre de 2009 e igualmente el RAS en el numeral 2.5.2 establece que en caso de no tener datos históricos de consumo en la zona de interés, la dotación neta asumida debe cumplir lo siguiente:

Tabla 5. Dotación neta por clima y Nivel de Complejidad del Sistema.

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

Fuente: Ras 2000, Titulo B.

Para un nivel de complejidad bajo y entendiéndose como clima cálido aquella zona del territorio nacional que se encuentre por debajo de 1000 msnm, se adopta para este proyecto una dotación neta de **100 *L/hab.-día***,

considerando que en este caso se tiene CLIMA CÁLIDO tanto por su altimetría, como por sus temperaturas medias.

2.2.1.1 Pérdidas Técnicas

Las pérdidas técnicas máximas admitidas, de acuerdo con resolución 2320 del 2009 para el diseño del sistema de acueducto son del 25%. Actualmente no hay pérdidas cuantificables por tal motivo lo más recomendable es asumir unas pérdidas técnicas del 25%, en el sistema de distribución.

2.2.1.2 Dotación bruta

De acuerdo con la Resolución 2320 de 2009 expedida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial y el numeral B.2.7 del RAS, la dotación bruta para el diseño de cada uno de los elementos que conforman un sistema de acueducto, indistintamente del nivel de complejidad, se debe calcular de la siguiente manera:

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

Dónde:

d_{bruta}: Dotación bruta
d_{neta}: Dotación neta
$\%p$: Pérdidas máximas admisibles. El porcentaje de pérdidas máximas admisibles no deberá superar el 25%.

Por lo tanto se tiene una dotación bruta de **133 *L/hab.-día***.

2.2.2 Caudal Medio Diario

El caudal medio diario (Q_{md}) corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño, el cual debe calcularse utilizando la siguiente ecuación:

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

d_{bruta}: Dotación bruta en L/hab*día

Para la proyección de la demanda de agua en el sistema se considera que la población estimada para el periodo de retorno seleccionado es de **599 *hab.***, consistentemente con el método seleccionado en la sección *Proyecciones de Población*, con lo cual se obtiene, para este caso, un caudal medio diario de **0.92 *L/s*** para el año correspondiente al periodo de diseño.

2.2.3 Caudal Máximo Diario

El caudal máximo diario, QMD, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. Corresponde a la mayoración del caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1, así:

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

Se adopta como valor de k_1: 1.3, con base en la tabla B.2.5 del RAS 2000.

Tabla 6. Coeficiente de consumo máximo diario, k1, según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	K1
Bajo	**1.30**
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

Fuente: Ras 2000, Titulo B.

Para este proyecto el coeficiente de consumo máximo diario es de **1.3** considerando el nivel de complejidad anteriormente encontrado, y por lo tanto el caudal máximo diario, para el año correspondiente al periodo de diseño es de **1.2 *L/s***.

2.2.4 Caudal Máximo Horario

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 que se presenta en la Tabla 7, según la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * k_2$$

Tabla 7. Coeficiente de consumo máximo horario, k2, según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución.

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	**1.60**	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

Fuente: Ras 2000, Titulo B.

Teniendo en cuenta que no se dispone de información suficiente para hacer el cálculo de dicho coeficiente con base en mediciones, se toma un valor de **1.6** con base en el nivel de complejidad y en el tamaño de la red objeto de este proyecto. Así el caudal máximo horario para el año correspondiente al periodo de diseño es de **1.92 *L/s***.

2.2.5 Proyección de la Demanda

A continuación en se resumen los cálculos anteriormente detallados para diferentes años del periodo de diseño, suponiendo que la cobertura total se alcanza desde el inicio del proyecto y que el porcentaje de pérdidas técnicas se mantiene constante en su valor máximo permitido.

Tabla 8. Caudales proyectados en el corregimiento Luis Vero

H	*Años*	*Población*	*D. neta*	*Perdidas*	*D. bruta*	*Qmd*	*QMD*	*QMH*	*Vol regulación*
		hab	*L/hab.dia*	*%*	*L/hab.dia*	*L/s*	*L/s*	*L/s*	*M3*
0	**2016**	**451**	**100**	**0.25**	**133**	**0.70**	**0.90**	**1.45**	**15.63**
1	2017	456	100	0.25	133	0.70	0.92	1.46	15.81

H	Años	Población	D. neta	Perdidas	D. bruta	Qmd	QMD	QMH	Vol regulación
		hab	L/hab.dia	%	L/hab.dia	L/s	L/s	L/s	M3
2	2018	461	100	0.25	133	0.71	0.93	1.48	15.99
3	2019	467	100	0.25	133	0.72	0.94	1.50	16.18
4	2020	472	100	0.25	133	0.73	0.95	1.51	16.36
5	2021	477	100	0.25	133	0.74	0.96	1.53	16.55
6	2022	483	100	0.25	133	0.74	0.97	1.55	16.74
7	2023	488	100	0.25	133	0.75	0.98	1.57	16.93
8	2024	494	100	0.25	133	0.76	0.99	1.59	17.12
9	2025	499	100	0.25	133	0.77	1.00	1.60	17.31
10	2026	505	100	0.25	133	0.78	1.01	1.62	17.51
11	2027	511	100	0.25	133	0.79	1.02	1.64	17.71
12	2028	517	100	0.25	133	0.80	1.04	1.66	17.91
13	2029	523	100	0.25	133	0.81	1.05	1.68	18.12
14	2030	529	100	0.25	133	0.82	1.06	1.70	18.32
15	2031	535	100	0.25	133	0.82	1.07	1.72	18.53
16	2032	541	100	0.25	133	0.83	1.08	1.74	18.74
17	2033	547	100	0.25	133	0.84	1.10	1.76	18.96
18	2034	553	100	0.25	133	0.85	1.11	1.78	19.17
19	2035	559	100	0.25	133	0.86	1.12	1.80	19.39
20	2036	566	100	0.25	133	0.87	1.14	1.82	19.61
21	2037	572	100	0.25	133	0.88	1.15	1.84	19.84
22	2038	579	100	0.25	133	0.89	1.16	1.86	20.06
23	2039	585	100	0.25	133	0.90	1.17	1.88	20.29
24	2040	592	100	0.25	133	0.91	1.19	1.90	20.52
25	**2041**	**599**	**100**	**0.25**	**133**	**0.92**	**1.20**	**1.92**	**20.76**

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

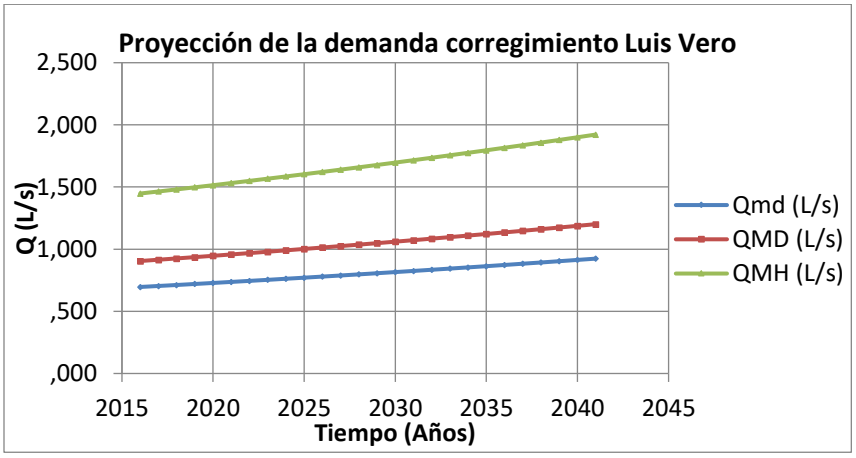


Figura 2. Caudal medio diario, máximo diario y máximo horario para el corregimiento de Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

A continuación se presenta un resumen de los sistemas existentes en la localidad de Luis Vero, en primer lugar se describe los componentes de cada sistema, se presenta un resumen del diagnóstico hidráulico de cada componente, se presenta la alternativa seleccionada que se concertó con las autoridades del municipio y los líderes de la comunidad.

3.1 SISTEMA DE ACUEDUCTO

3.1.1 Topología del Sistema Existente

El sistema de acueducto del corregimiento de Luis Vero existente tiene como fuente de abastecimiento la quebrada Chiquinquira o río Tibu, está compuesto por una bocatoma de fondo, tanque desarenador, tanque de almacenamiento y la red de distribución del centro poblado. Anteriormente el sistema también se abastecía de la quebrada Guaduas (nombrada por la comunidad como quebrada fría), pero según la información obtenida en campo la estructura de captación fue destruida por eventos de crecidas ocurridas, adicional a esto la línea de aducción fue hurtada.

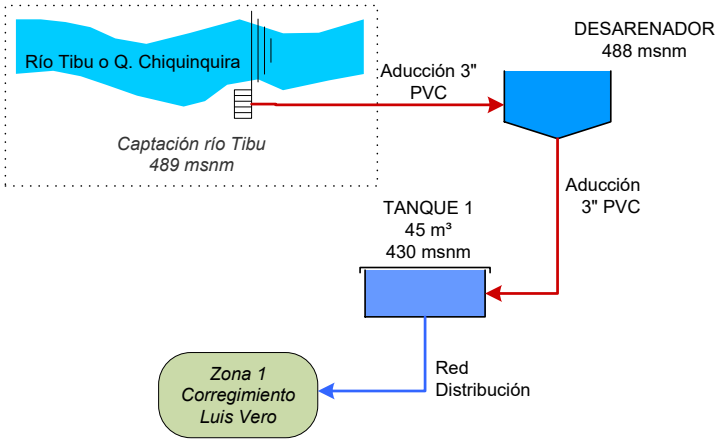


Figura 3. Descripción del Sistema Existente
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Actualmente tiene una cobertura del 100% del corregimiento con un número aproximado de 105 suscriptores, según la información reportada por la comunidad en las visitas a campo realizadas, el sistema es operado por la comunidad de manera gratuita. El personal encargado de la operación y mantenimiento es un fontanero contratado por la junta de acción comunal, el mantenimiento se realiza según sea requerido, ya que no existe un manual de procedimientos de operación y mantenimiento del sistema, por lo cual el equipo y herramientas utilizado consisten en herramienta menor, de igual forma el corregimiento no cuenta con un programa de uso eficiente del agua. Debido a la falta de instrumentación del sistema no fue posible determinar las presiones máximas y mínimas en las conducciones y sistemas de distribución.

3.1.2 Descripción del Sistema Existente

A continuación se presentará un resumen del producto 1 "Verificación de información preliminar y estado actual de la infraestructura existente y alternativas propuestas"

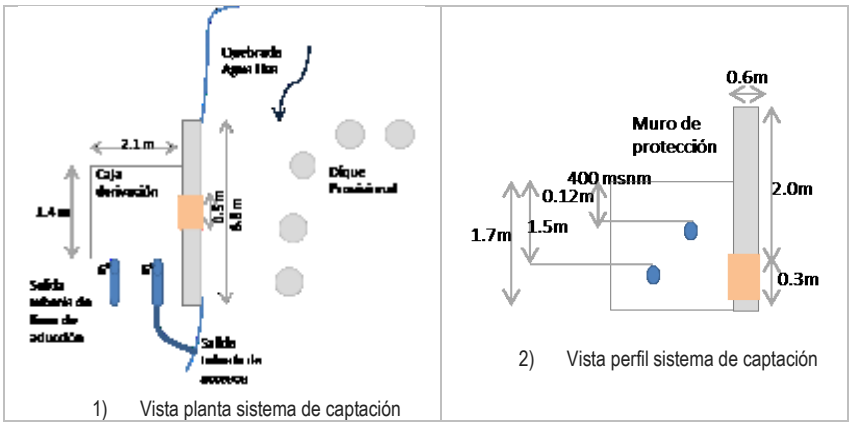
3.1.2.1 Fuente de Abastecimiento

El sistema de acueducto de Luis Vero actualmente se abastece de la quebrada Chiquinquira o río Tibu según el EOT 2000, pero esta es conocida como "caño" según la comunidad, esta pertenece a la cuenca del río Tibu, la cual según los reportes de la comunidad no tiene la capacidad suficiente para el abastecimiento del centro poblado, lo cual se ha evidenciado en los periodos de verano en los cuales se ha tenido que realizar racionamiento de agua, adicional a esto actualmente se conduce agua por medio de mangueras provenientes de otras fuentes con el propósito de aumentar el caudal y suplir la demanda, contario a esto la cuenca de la quebrada Chiquinquira según el mapa de Índice de Escasez del Plan de Ordenamiento Territorial 2000 del municipio de Sardinata se encuentra en un nivel no significativo (<1%) que indica que la demanda no es significativa con relación a la oferta. El día 4 de Julio de 2016 se estimó un caudal de 0.9 L/s por medio del método de aforo de velocidad superficial.

.

3.1.2.2 Captación

El sistema de captación actual del sistema de acueducto del corregimiento Luis Vero se encuentra localizada en las coordenadas X: 1,126,829.02 y Y: 1,423,600.08 según la información levantada en campo el día 4 de julio de 2016. Está compuesto por una bocatoma de fondo y caja de derivación. El sistema de captación se encuentra en mal estado, y no se recomienda que este sea utilizado para la optimización del sistema de acueducto. No se cuenta con información de concesiones, ni propietario del predio disponible.



1) Vista planta sistema de captación

2) Vista perfil sistema de captación

Figura. Esquema del sistema de captación actual del sistema del acueducto del corregimiento Las Mercedes
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

La caja de derivación tiene 0.9 m largo por 0.9 m de ancho y 0.33 m de profundidad en concreto reforzado, que según inspección visual se encuentra en excelente estado. En está ingresa directamente el caudal captado de la bocatoma y se deriva el agua captada por medio de una tubería de PEAD de 3". El sistema de captación cuenta con una tubería de rebose pero no tiene dispositivos de control.

La bocatoma de fondo fue construida aproximadamente en el año 1970 según la información reportada por la comunidad, la estructura de captación está conformada por aleta derecha e izquierda en muy mal estado, no cuenta con rejilla en la captación, ni muros laterales. La estructura presenta fisuras y filtraciones ocasionadas por crecientes, arrastre de material del cauce y por la falta de mantenimiento.

La caja de derivación es de 1.4 m largo por 1.0 m de ancho y 0.5 m de profundidad en concreto reforzado, que según inspección visual se encuentra en mal estado, en la parte superior de esta caja se tomó un nivel de referencia de 489 msnm (sujeto a la precisión del GPS), en está ingresa directamente el caudal captado de la bocatoma y el caudal de otras fuentes, y se deriva el agua captada por medio de una tubería de PVC de 3" localizada a una distancia de 0.33 m (cota clave) del nivel de referencia. En el sistema de captación no existe tubería de rebose ni dispositivos de control.

Tabla 9. Evaluación de la capacidad actual del sistema de captación

Características Bocatoma				**Observaciones**
Ancho del canal (B) [m]		0.20		Tomadas de campo No tiene rejilla
Longitud de la rejilla (L) [m]		0.30		
Diámetro de barrotes (b (S)) [pulg]		0.00		
Diámetro de barrotes (b (S)) [m]		0.00		
Separación entre barrotes (a) [m]		0.30		
Velocidad entre barrotes (Vb) [m/s]		0.10		Máximo 0.15 [m/s]
Caudal de diseño (QMD) [L/s]		0.905		Tomado del análisis de demanda de agua.
2 veces QMD [L/s]		1.81		
K		0.90		
Chequeo hidráulico				
Parámetro	**Ecuación**	**Resultado**	**Calificación**	**Observaciones**
Área neta de la rejilla (Aneta) [m²]	A_{neta}	0.060	-	No tiene rejilla
Caudal a través de la rejilla (Q) [m³/s]	Q	0.005	-	Debe captar 2 veces el QMD
Caudal a través de la rejilla (Q) [L/s]		5.400	Cumple	
Perdidas en la rejilla (hm) (m)	k_m	0.000	-	-
	$h_m = k_m \times \frac{v^2}{2g}$	0.0000	-	
Chequeo por otras disposiciones				
Parámetro			**Calificación**	**Observaciones**
Muros laterales			No Cumple	Según inspección visual
Canal de aducción			Cumple	En mal estado
Cámara de recolección			Cumple	En mal estado

Vertedero de excesos	No Cumple	Según inspección visual
Tubería de excesos	No Cumple	Según inspección visual
Acceso al sitio de ubicación	Cumple	Camino de herradura
Cerramiento	No Cumple	No cuenta con cerramiento

Fuente: Consorcio INAR CONDESA Agosto 2016

3.1.2.2.1 Deficiencias

A continuación se enumeran las deficiencias y razones por las cuales se sugiere el cambio de la bocatoma existente por una nueva diseñada en este proyecto:

- Estructuras en muy mal estado de conservación
- Presenta fisuras y filtraciones
- Excedencia del periodo de diseño (47 años)
- No cuenta con rejilla de entrada
- Inexistencia de estructuras de desfogue, control o inspección

3.1.2.3 Aducción Captación – Desarenador

La línea de aducción fue construida en el año 1950 según la información suministrada por la comunidad, la distancia desde la salida de la bocatoma hasta la entrada del desarenador es de 50 m (sujeta a precisión), consiste en una tubería de 3" en PVC (RDE 21) que se encuentra en estado regular ya que presenta averías que no fueron correctamente reparadas, se observó perdida en la pintura de recubrimiento y no cuenta con las estructuras adecuadas en los pasos elevados, donde la tubería se encuentra soportada por trozos de madera presentes. El sistema de aducción no posee accesorios como válvulas, purgas, ventosas y/o cámaras de quiebre, adicional la tubería no está protegida de factores externos que puedan ocasionar daños a la misma. Según la información obtenida en campo este sistema ha tenido un correcto funcionamiento, es decir el agua captada llega de forma adecuada al tanque desarenador, lo que indica que no presenta problemas de presión u otros similares. No se observaron problemas en la ubicación del trazado de la red referentes a la estabilidad del terreno u otros considerables para cambiar éste, por lo tanto el trazado se considera viable para ser optimizado realizando la sustitución de tuberías y la adecuación de los accesorios requeridos.

.



Figura 4. Tubería de Aducción,
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

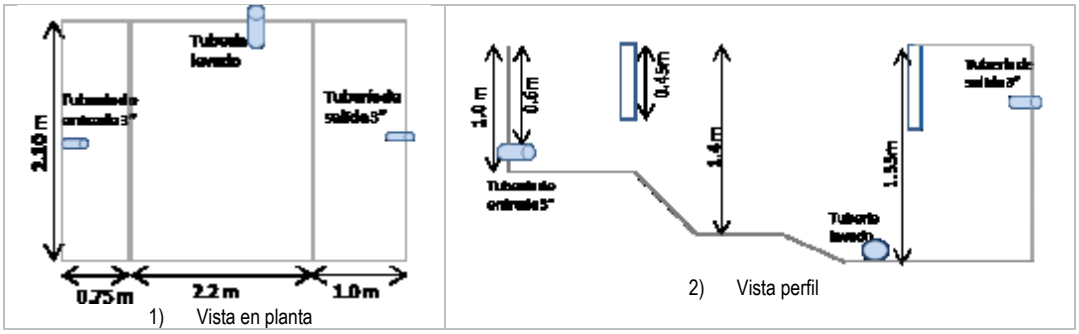
3.1.2.3.1 Deficiencias

A continuación se enumeran las deficiencias y razones por las cuales se sugiere el cambio de la tubería de aducción al desarenador existente por una nueva diseñada en este proyecto:

- Tubería con fugas y reparaciones artesanales ineficiente
- Excedencia del periodo de diseño (67 años)
- Instalación de tubería expuesta sin medidas de protección
- Afectación por factores ambientales externos, generando riesgo de falla por cristalización.

3.1.2.4 Desarenador

El desarenador existente se encuentra localizado en las coordenadas X: 1,126,879.78 y Y: 1,423,605.10 en las cercanías del río, fue construido en el año 1972 según la información suministrada por la comunidad con dimensiones de 4.0 m de largo por 2.0 m de ancho aproximadamente y espesor de los muros de 0.20 m en concreto reforzado, en la siguiente figura se presenta un esquema del desarenador actual según la información levantada en campo. Se encuentra en mal estado, ya que presenta múltiples fisuras que ocasionan filtraciones, la estructura no posee dispositivos de control en la entrada ni en la salida.



1) Vista en planta 2) Vista perfil

Figura 5. Esquema de desarenador actual del sistema de acueducto del corregimiento Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

La tubería de entrada es de 3" en PVC y se encuentran dos tuberías de salida una que se encuentra sellada y la otra es en PVC de 3". El desarenador lo conforma una cámara de entrada en regular estado de 0.75 m de largo por 2.0 m de ancho. La zona de sedimentación posee una pantalla deflectora en estado regular y la tolva de acumulación de sedimentos en mal estado ya que se observa sedimentada, en el fondo de esta zona se encuentra una tubería de lavado de 3" en hierro dúctil, que no se encuentra en funcionamiento. Dada la antiguada de la estructura no se consideran adecuada para el periodo de diseño futuro, ya que no se puede garantizar el correcto estado de ésta en este periodo, de igual forma la normatividad estructural referente en el año de construcción difiere a la actual. No se determinaron inconvenientes en la ubicación actual respecto a problemas de estabilidad de suelos o amenaza de inundación

Tabla 10. Evaluación de la capacidad actual del desarenador

Características desarenador		Observaciones
Profundidad útil de sedimentación (H) [m]	1.3	Medidas tomadas en campo

Características desarenador				Observaciones
Ancho (B) [m]		1.7		
Longitud (L) [m]		3		
Pendiente de fondo (s) [%]		5%		
Caudal (Q) QMD [m³/s]		0.000905		Tomado del análisis de demanda de agua.
Caudal (Q) [L/s]		0.905		
Chequeo hidráulico				
Parámetro	**Ecuación**	**Resultado**	**Calificación**	**Observaciones**
Velocidad de sedimentación (Vs) [cm/s]	$V_s = \frac{g}{18}\frac{(\rho_s - \rho)}{\mu}d^2$	0.21	-	RAS B.4.3.
Tiempo que tardaría la partícula en llegar al fondo (t) [seg]	t = H / Vs	612	-	
Para una n=1 (Deflectores deficientes o sin ellos) remoción del 75%	Número de Hazen	3.00	-	López Cualla (1995)
Tiempo de retención hidráulico (θ) [hr]	θ= n x t	0.51	Cumple	Rango entre 20 min y 4 horas
Área superficial del tanque (As) [m²]	As= B x L	5.10	-	
Relación longitud - ancho	L / B	1.76	No Cumple	Rango de 3 a 5, López Cualla (1995), mínimo 4 RAS 2000
Profundidad mínima y máxima [m]	H	1.30	Cumple	Rango entre 1.5m-4m (López Cualla,1995), mín 0.75 RAS 2010
Pendiente de fondo	s	5%	Cumple	Rango entre 1% - 8%
Carga hidráulica superficial (q) [m³/m² d]	q=Q / As	15.33	Cumple	Rango entre 15 - 80 ,m^3/m^2 día (López Cualla, 1995),
Velocidad de sedimentación teórica Vo)[cm/s]	q	0.02	-	
Relación de velocidades	Vs / Vo	11.96	No Cumple	Equivalente al número de Hazen, para determinar el grado n
Velocidad horizontal (Vh) [cm/s]	Vh = Q / (H x B)	0.04	-	No debe superar la V max
Velocidad horizontal máxima (Vh max)	20 x Vh	0.82	Cumple	
Chequeo por otras disposiciones				
Parámetro		**Calificación**		**Observaciones**
Paso directo		No Cumple		No tiene paso directo
Dirección tubería o canal de llegada		No Cumple		Según inspección visual
Dispositivo de entrada		No Cumple		No tiene dispositivo de entrada
Dispositivos de salida		No Cumple		No tiene dispositivo de salida
Dispositivos de limpieza		No Cumple		No está en funcionamiento
Dispositivos de rebose		No Cumple		No tiene dispositivo de rebose
Acceso al sitio de ubicación		Cumple		Camino de herradura
Cerramiento		No Cumple		No tiene cerramiento

Fuente: Consorcio INAR CONDESA Agosto 2017

3.1.2.4.1 Deficiencias

A continuación se enumeran las deficiencias y razones por las cuales se sugiere el cambio del desarenador existente por uno nuevo diseñada en este proyecto:

- Excedencia del periodo de diseño (45 años)
- Inexistencia de estructuras de desfogue, control o inspección
- Múltiples fisuras
- Estructura incompleta y expuesta a la contaminación
- Estructura sedimentada sin mantenimiento

3.1.2.5 Planta de Tratamiento

Actualmente el sistema de acueducto del corregimiento de Luis Vero no cuenta con planta de tratamiento de agua potable.

3.1.2.6 Aducción Desarenador – Tanque

La línea de aducción fue construida en el año 2001 según la información suministrada por la comunidad, la distancia desde la salida del desarenador hasta la entrada al tanque de almacenamiento es de 500 m (sujeta a precisión), consiste en una tubería de 3" en PVC (RDE 21) que se encuentra en regular estado según la información reportada en la visita de campo, esta se encuentra enterrada pero en algunos sectores se observan tramos descubiertos. Ésta no contiene válvulas de cierre, cámaras de quiebre, ventosas ni válvulas de purga. Según la información obtenida en campo este sistema ha tenido un correcto funcionamiento ya que el agua llega de forma adecuada al tanque de almacenamiento. Respecto a la ubicación del trazado de la red no se han presentado problemas referentes a la estabilidad del terreno u otros considerables para cambiar éste, sin embargo el trazado actual atraviesa diferentes predios privados factor que se deben tener en cuenta para la construcción. El trazado se considera viable para ser optimizado efectuando la sustitución de tuberías, realizando los chequeos requeridos de diámetro y presión, y la adecuación de los accesorios requeridos.



Figura 6. Componentes de línea de aducción desarenador – PTAP
Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

3.1.2.6.1 Deficiencias

A continuación se enumeran las deficiencias y razones por las cuales se sugiere el cambio de la tubería de aducción al tanque existente por una nueva diseñada en este proyecto:

- Tubería sin dispositivos de cierre y control, para mantenimiento o reparaciones
- Instalación de tubería expuesta sin medidas de protección
- Afectación por factores ambientales externos, generando riesgo de falla por cristalización.
- Tubería sin purgas ni ventosas.

3.1.2.7 Tanque de Almacenamiento

El tanque de almacenamiento actual del sistema de acueducto se encuentra localizado en las coordenadas X: 1,127,307.25 y Y: 1,423,388.88, fue construido hace 50 años aproximadamente, es un tanque semienterrado con capacidad de 45 m^3 aproximadamente, de 6.85 m de largo por 5.4 m de ancho y 2.2 m de altura con espesor de muros de 0.3 m, la cámara de salida es de 1.2 m de largo por 1.4 m de ancho y 1.5 m de alto.

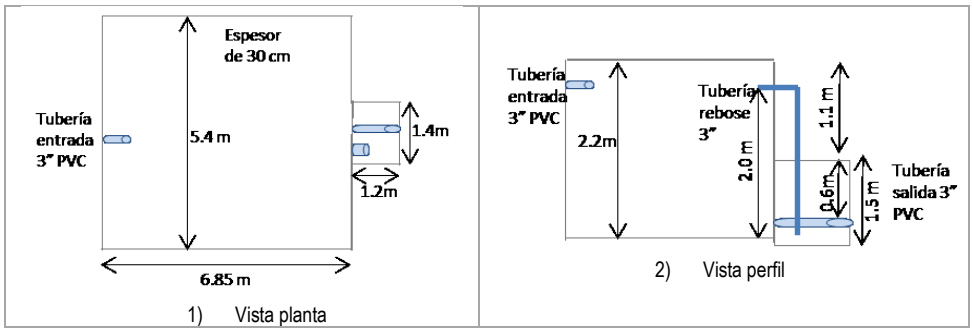


Figura 7. Esquema tanque de almacenamiento del sistema de acueducto de Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

Se encuentra en aparente buen estado, no cuenta con válvulas de entrada, de control ni de nivel, cuenta con válvula de salida en funcionamiento. La tubería de entrada es en PVC de 3", contiene una tubería de rebose de 3" a 0.2 m de la placa superior del tanque y una tubería de lavado de 4" que no está en funcionamiento, la tubería de salida es de 3" en PVC, en el fondo de la cámara existe una tubería de desagüe


1) Vista lateral tanque


2) Vista interior tanque


3) Interior cámara de salida

Figura 8. Tanque de almacenamiento del sistema de acueducto de Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

No se presentan filtraciones en el tanque, pero se observó falta de mantenimiento constante en éste. El tanque se encuentra localizado en un predio privado que reporta la comunidad el propietario es el señor Eliadez Pérez y en la red de distribución no se presentan problemas de presión por lo cual la ubicación del tanque es adecuada para la optimización del sistema de acueducto. Dada la antigüedad de la estructura no se consideran adecuada para el periodo de diseño futuro, ya que no se puede garantizar el correcto estado de ésta en este periodo, de igual forma la normatividad estructural referente en el año de construcción difiere a la actual.

Tabla 11. Evaluación capacidad actual del tanque de almacenamiento

Características Tanque				Observaciones
Ancho (B) [m]		4.80		Tomadas de campo
Longitud (L) [m]		6.25		
Profundidad (H) [m]		2.20		
Profundidad al rebose (Hr) [m]		1.90		
Nivel mínimo (H) [m]		0.40		
Profundidad útil (Hu) [m]		1.50		
QMD [L/s]		0.91		Tomado del análisis de demanda de agua.
QMD [m³/d]		78.19		
Chequeo Capacidad				
Parámetro	**Ecuación**	**Resultado**	**Calificación**	**Observaciones**
Capacidad de almacenamiento (V) [m³]	V = B x L x H	45.000	-	Al no poseer datos de consumo diario, tomamos 1/3 del QMD por día, y el volumen de almacenamiento debe ser mayor que este.
Volumen de regulación (Vr) [m³]	Vr = 1/3 QMD	26.064	-	
Déficit de almacenamiento (Da) [m³]	Da = V - Vr	0.000	Cumple	
Chequeo por otras disposiciones				
Parámetro		**Calificación**		**Observaciones**
Paso directo		No Cumple		Según inspección visual
Dispositivo de entrada		No Cumple		Según inspección visual
Dispositivos de salida		Cumple		Según inspección visual
Dispositivos de limpieza		No Cumple		Según inspección visual
Dispositivos de rebose		Cumple		Según inspección visual
Acceso al sitio de ubicación		Cumple		Camino de herradura
Cerramiento		No Cumple		No tiene cerramiento

Fuente: Consorcio INAR CONDESA Agosto 2016

3.1.2.7.1 Deficiencias

A continuación se enumeran las deficiencias y razones por las cuales se sugiere el cambio del tanque de almacenamiento existente por uno nuevo diseñado en este proyecto:

- Excedencia del periodo de diseño (50 años).
- Inexistencia de estructuras de desfogue y control.
- Estructuras que no cumplen con estándares actuales de ingeniería.
- El tanque será utilizado para labores de riego de cultivos

3.1.2.8 Red de Distribución

La red de distribución se encuentra en aparente buen estado según la información reportada por la comunidad, sin embargo en algunos sectores la tubería no cuenta con la profundidad adecuada, según la comunidad no se presenta problemas de presiones en la red. La tubería que ingresa a la red de distribución proveniente del tanque de almacenamiento es de 3" en PVC, la red tiene una longitud total de 2,432 m

aproximadamente en PVC de 2" según el plano del sistema de acueducto del Esquema de Ordenamiento Territorial Sardinata, la red de distribución no cuenta con sectorización ni administración de presiones, la red no cuenta con válvulas de cierre. No se cuenta con información de los accesorios, si es que existen. El uso principal del agua del corregimiento de Luis Vero es doméstico y no se reportan otros tipos de consumos debido a las condiciones propias de la zona, no fue posible determinar las tendencias de niveles de consumo actuales debido a que no existe micromedición, de igual forma no existe información de presiones máximas y mínimas en la red.

Tabla 12. Descripción de la red existente

Material	Diámetro	Longitud
PVC	2"	2,432 m
PVC	3"	500 m

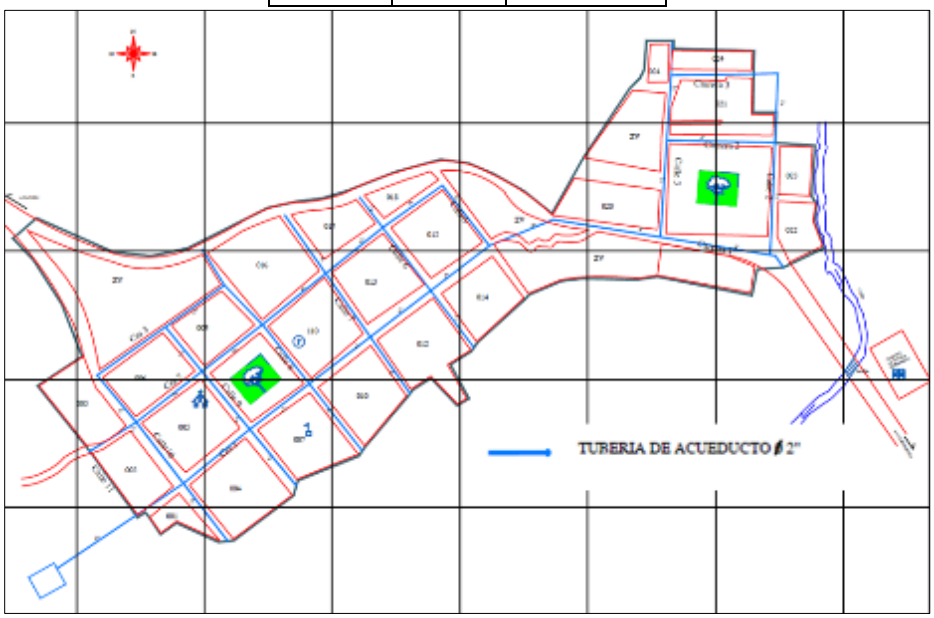


Figura 9. Red de distribución actual del sistema de auceducto del corregimiento de Luis Vero
Fuente: Esquema de Ordenamiento Territorial Sardinata

Macromedición

Actualmente el sistema de acueducto del corregimiento Luis Vero no cuenta con macromedición.

Acometidas

No se pudo realizar la inspección visual a las acometidas del sistema debido a que las cámaras que las contienen se encuentran selladas, según la información reportada por la comunidad cuenta con registro de cierre rápido

Indicadores

Se presta un servicio continuo donde se evidencia el alto consumo por la falta de programas de uso eficiente del agua en la comunidad, consecuente a esto actualmente no existe micromedición en el sistema de acueducto de Luis Vero. No existen mediciones de la calidad del agua suministrada en el sistema de acueducto (IRCA). No fue posible realizar el balance hídrico general del sistema para la identificación de pérdidas técnicas y comerciales debido a la falta de medición del mismo.

Problemática encontrada par el sistema de Acueducto

El sistema de acueducto existente del corregimiento de Luis Vero se encuentra en estado regular. La fuente de abastecimiento actual presenta un bajo caudal, actualmente es captado todo el caudal disponible en la fuente, ocasionando problemas ambientales en la cuenca, por lo cual se recomienda el cambio de fuente de abastecimiento del sistema, a la fuente alterna estudiada es decir la quebrada Guaduas. El sistema de captación se encuentra en mal estado y no se considera adecuado para ser optimizado. El desarenador existente se encuentra deteriorado e incumple con algunos criterios hidráulicos del chequeo. Se considera que estas dos estructuras se encuentran en el final de su vida útil, ya que no se puede garantizar la resistencia del concreto (28 MPa), adicional a esto la normatividad estructural referente en el año de construcción difiere a la actual. El tanque de almacenamiento a pesar de no evidenciar problemas físicos en la estructura, no cuenta con los accesorios hidráulicos necesarios. No cuenta con planta de tratamiento de agua potable lo que pone en riesgo la salud de la población del corregimiento. La red de distribución según la información reportada en campo se encuentra en buen estado, pero no cuenta con sectorización.

El sistema no cuenta con macromedición ni micromedición por lo cual no se puede conocer las perdidas existentes en el sistema, tampoco cuenta con elementos de control y los accesorios requeridos en cada componente.

3.1.3 Resumen alternativa seleccionada

En la siguiente figura se presenta el esquema general que describe la Alternativa 3 propuesta en el sistema de acueducto, adicional en el **Anexo 11.3** (SARDINATA_AC_ALTERNATIVAS-SAR_LUI_ALT) se presenta el plano de la alternativa propuesta en el sistema de acueducto, en el cual se ilustra la localización de las estructuras propuesta, el tipo de obra a realizar, construcción (ampliación), rehabilitación u optimización, de igual forma se presenta los trazados de las aducciones y conducciones propuestos.

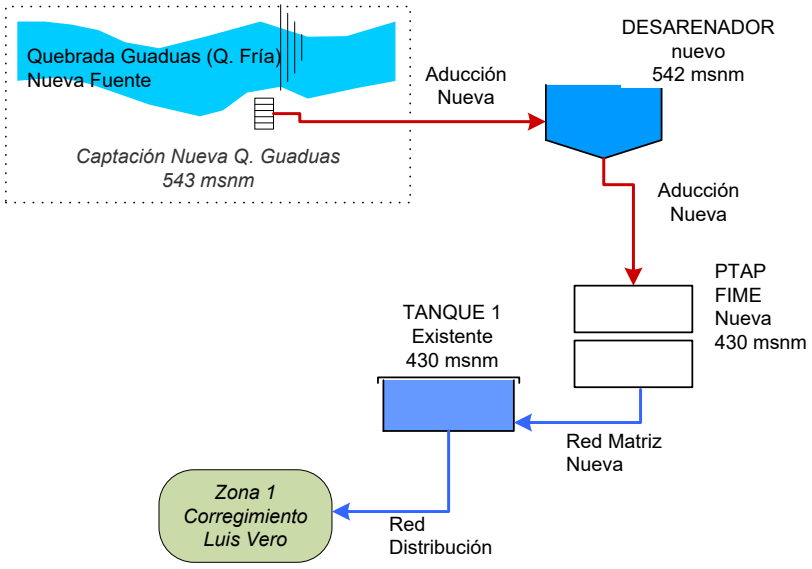


Figura 10. Esquema de alternativa No. 3 sistema de acueducto del corregimiento Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA

3.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

El sistema de alcantarillado actual del corregimiento Luis Vero se pudo inspeccionar parcialmente debido a pavimentaciones realizadas en el corregimiento, está compuesto por una red de alcantarillado en tubería de 8" en Gres. El sistema no cuenta con ningún tipo de tratamiento previo y descarga las aguas residuales en la quebrada El Ahogado. A continuación en la Figura 11 se presenta un esquema general del sistema de alcantarillado actual, según la información obtenida en las visitas de campo.

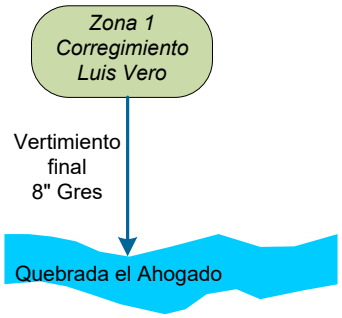


Figura 11. Esquema del sistema de alcantarillado actual del corregimiento Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA

3.2.1 Topología del Sistema Existente

En la visita de campo del 4 de Julio de 2016 se pudo realizar la inspección de pozos del sistema de alcantarillado actual, ya que en el recorrido realizado en el corregimiento no se pudo encontrar ningún pozo, lo cual se debe al taponamiento de éstos durante la pavimentación de las calles.

Las redes del alcantarillado existente corresponden a tuberías de 8" de Gres según el plano de alcantarillado del centro poblado del Esquema de Ordenamiento Territorial, el cual se presenta en la Figura 13 y en la Tabla 13, en la inspección realizada se observó algunos tramos de la tubería expuesta con problemas de fugas, como se evidencia en la Figura 12, esto podría conllevar a graves problemas sanitarios para la comunidad. La descarga final del sistema se realiza por una tubería de Gres de 8" a un caño que vierte finalmente en la quebrada El Ahogado sin ningún tipo de tratamiento previo.



Figura 12. Problemas en el sistema de alcantarillado actual del corregimiento Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

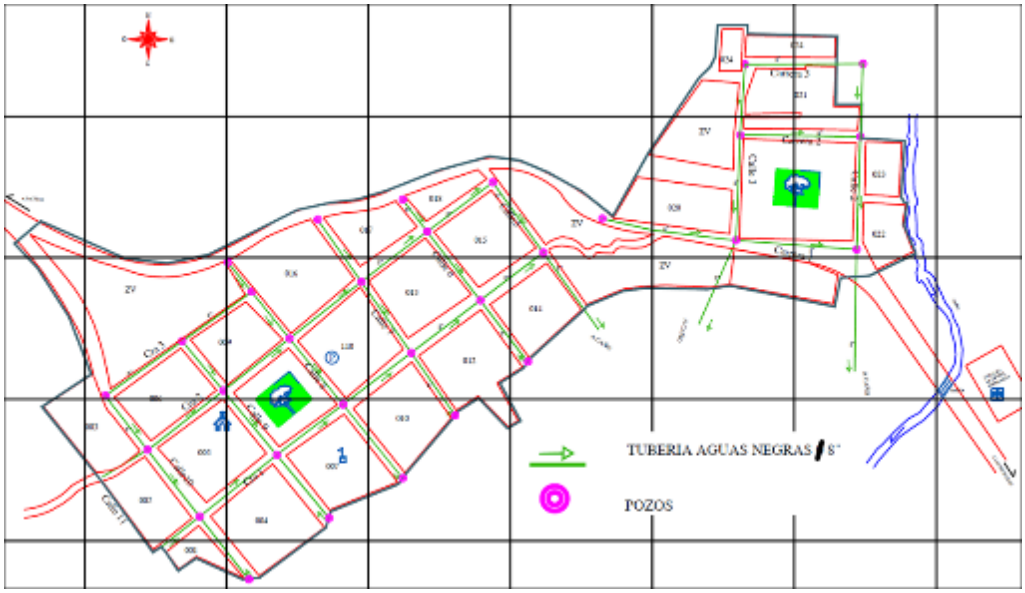


Figura 13. Red de alcantarillado actual del corregimiento de Luis Vero
Fuente: Esquema de Ordenamiento Territorial Sardinata - Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

Tabla 13. Red de alcantarillado existente corregimiento Luis Vero

Material	Diámetro	Longitud
Gres	8”	2,532 m

Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

3.2.1.1 Fuentes Receptoras de Vertimientos

El sistema de alcantarillado existente descarga las aguas residuales en el sur del corregimiento, el punto de vertimiento se localiza en las coordenadas X: 1,127,891.97 y Y: 1,422,816.50, por medio de un colector final de 8” en Gres a un caño que vierte en la quebrada El Ahogado.



Figura 14. Vertimiento del sistema de alcantarillado Luis Vero
Fuente: Consorcio INAR CONDESA Julio 2016

3.2.1.2 Sistema de tratamiento existente

Actualmente no existe ningún sistema de tratamiento de aguas residuales en el corregimiento de Luis Vero.

3.2.2 Análisis y evaluación de las alternativas propuestas al sistema de alcantarillado.

3.2.2.1 Problemática encontrada para el sistema de Alcantarillado

Según la inspección realizada las tuberías de la red se encuentran en mal estado, adicionalmente según informó la comunidad el sistema de alcantarillado es muy antiguo. No fue posible determinar el estado de los pozos de inspección debido al taponamiento de éstos con la pavimentación de las vías. La descarga actual pone en riesgo la salud de los habitantes y afecta directamente la calidad del agua de la quebrada El Ahogado debido a la inexistencia de algún tratamiento de las aguas residuales.

3.2.2.2 Descripción de las alternativas de Optimización del Sistema de Alcantarillado Sanitario

A continuación se describen las alternativas propuestas para dar solución a la problemática planteada. Estas alternativas fueron seleccionadas por su sostenibilidad en la región de interés.

Alt 1: Sistema de alcantarillado sanitario convencional Sistema de Tratamiento UASB

Alt 2: Sistema de alcantarillado sanitario convencional Sistema de Tratamiento Tanque séptico

Alt 3: Sistema de alcantarillado sanitario convencional Sistema de TratamientoTanque Imhoff

3.2.2.3 Requisitos de Calidad del Vertimiento de las alternativas del sistema de Alcantarillado

La resolución 0631 del 17 de marzo de 2015 por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de agua superficiales. Para aguas residuales domesticas la resolución 631 limita la concentración de DBO_5 (Demanda Biológica de Oxigeno) y SST (Sólidos suspendidos Totales) de los vertimientos puntuales de aguas domésticas en 90 mg/l (Para aquellos sistemas con cargas menores a 3000 kg DBO_5/día).

La metodología de los muestreos y los resultados están anexos al presente informe. De esa actividad se concluyó que los vertimientos muestran concentraciones inferiores a los de las aguas típicas residuales domésticas, por lo tanto para la selección del tratamiento se utilizó una concentración teórica de DBO y SST de 200 mg/L (Tratamiento de aguas residuales, Teoría y principios de diseño – Jairo Alberto Romero Rojas, tabla 1.6, pág. 21), como factor de seguridad para dar cumplimiento a la norma.

Las ilustraciones 1 y 2 muestran las líneas de remoción de la DBO y los SST para el tratamiento UASB propuesto. De esas figuras se concluye que la eficiencia de remoción del UASB está usualmente en el rango del 90% para DBO (Demanda Bioquímica de Oxigeno) y 93% para SST (Sólidos suspendidos Totales).

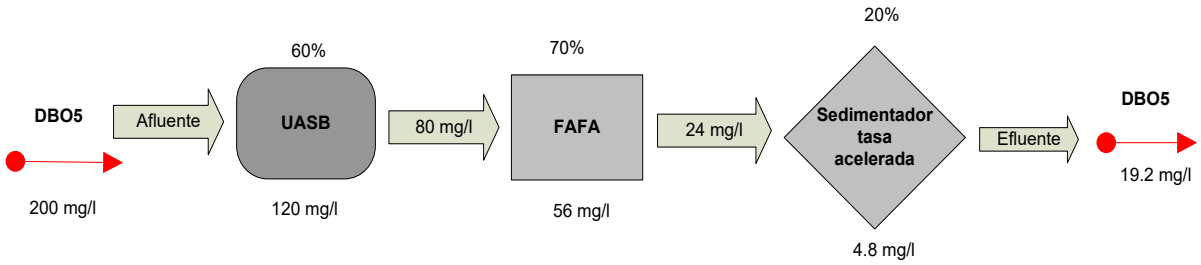


Ilustración 1 Línea remoción de DBO para alternativa 1
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

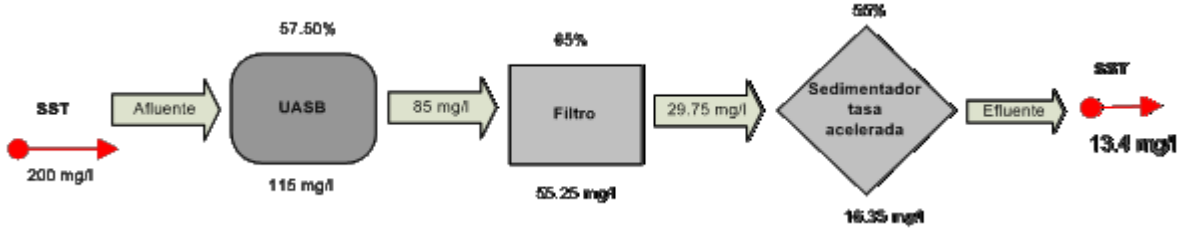


Ilustración 2. Línea remoción de SST para alternativa 1
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

Las Ilustraciones 3 y 4 muestran las líneas de remoción de la DBO y los SST para el tratamiento tanque séptico + FAFA. De esas figuras se concluye que La eficiencia de remoción del tratamiento propuesto está usualmente en el rango del 82% para DBO (Demanda Bioquímica de Oxigeno) y 85% para SST (Sólidos suspendidos Totales).

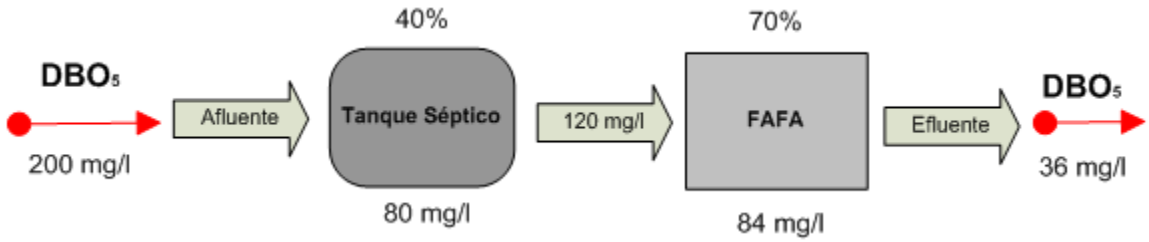


Ilustración 3.Línea de remoción DBO para alternativa 2
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

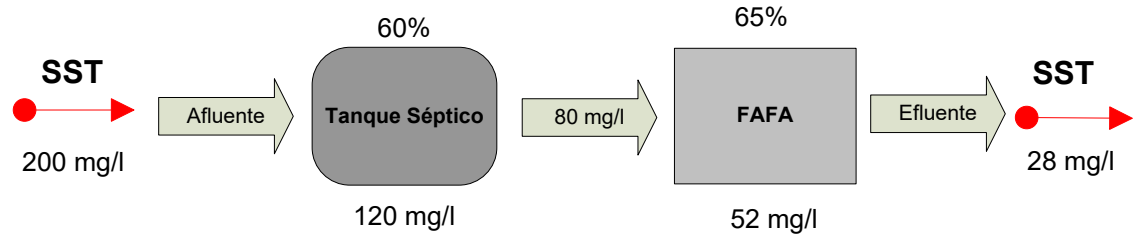


Ilustración 4 Línea remoción de SST para alternativa 2

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

Las ilustraciones 5 y 6 muestran las líneas de remoción de la DBO y los SST para el tratamiento tanque imhoff+FAFA. De las figuras se concluye que La eficiencia de remoción del tratamiento propuesto está usualmente en el rango del 80% para DBO (Demanda Bioquímica de Oxigeno) y 86% para SST (Sólidos suspendidos Totales).



Ilustración 5 Línea remoción de DBO para alternativa 3

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.



Ilustración 6. Línea remoción de DBO para alternativa 3

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

En la tabla 19 se presenta las concentraciones teóricas de los vertimientos luego de implementar cada uno de los tratamientos propuestos, a partir de la cual se puede concluir que las alternativas de tratamiento de aguas residuales propuestas cumplen con los valores límites exigidos por la resolución 631 del 2015.

Tabla 14. Concentración teórica de los vertimientos implementando el tratamiento propuesto

Valor típico / Tratamiento	DBO (mg/L)		SST (mg/L)	
	200		200	
POZO+FILTRO	36	mg/L	31	mg/L
UASB + FILTRO +SEDIMENTADOR	19	mg/L	13	mg/L
IMHOFF+FILTRO	39	mg/L	28	mg/L

Para evaluar el impacto de los vertimientos sobre la fuente receptora fueron consultados los objetivos de calidad en las corporaciones competentes. En la Tabla 15 se describen las resoluciones utilizadas para definir

los tramos y los objetivos de calidad de la región, y así, evaluar el cumplimiento de los vertimientos de las fuentes receptoras. Para el sistema de alcantarillado de El Tarrita no fueron asignados objetivos de calidad sobre el afluente de interés por parte de la corporación, por lo tanto, se concluye que para esos casos no es necesario realizar un análisis de dilución en la fuente para cumplir con la normatividad de vertimientos vigente, ya que solo con el tratamiento se da cumplimiento a la misma.

Tabla 15. Consulta objetivos de calidad regionales para la fuente receptora

Norma	Titulo	Autoridad Ambiental
Acuerdo 017 DEL 2014	Por el cual se define la meta global, metas individuales y grupales de carga contaminante para los parámetros DBO_5 y SST, en los cuerpos de agua o tramos de los mismos en la jurisdicción de CORPONOR, para el quinquenio 2014-2018	CORPONOR
Resolución 0691 de 2006	Por la cual se establecen objetivos de calidad para las fuentes receptoras de vertimientos de los municipios de Lourdes, Sardinata, Bucarasica, Tibú, El tarra y Villa Caro para el quinquenio 2006-2010	CORPONOR

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

3.2.2.4 Pre-diseño de las alternativas del sistema de alcantarillado

Las alternativas propuestas solo se diferencian entre sí por el tratamiento utilizado, por esta razón a continuación se presenta la evaluación de la selección del sistema de tratamiento de aguas residuales. En el informe técnico del producto 2 se detalla el proceso utilizado para evaluar las alternativas y seleccionar la más adecuada para el sistema de alcantarillado. A continuación se resumen los resultados de esta etapa.

La siguiente tabla presenta las ventajas y desventajas de las tecnologías propuestas para tratamiento de las aguas residuales.

Tabla 16. Matriz de ventajas y desventajas sistemas de tratamiento de Alcantarillado

ALTERNATIVA	VENTAJA	DESVENTAJA
Alternativa 1 UASB	• Requiere un área intermedia entre los demás tratamientos. • Distancia mínima a 50m de las viviendas • Tiene mayor eficiencia respecto a la remoción de DBO	• Debe tener control de olores • Operación y mantenimiento de gran complejidad del sistema, revisión constante de nivel y mayor generación de lodos
Alternativa 2 Tanque séptico + FAFA	• Operación y mantenimiento del sistema simple, menor frecuencia, menores costos • No requiere pretratamiento • Construcción más simple • Se puede ubicar cerca de las viviendas	• Mayor área requerida • Susceptible a fallas por el ingreso de aguas lluvias • Requiere el uso de bombas para la extracción de los lodos generados

ALTERNATIVA	VENTAJA	DESVENTAJA
Alternativa 3 Imhoff+FAFA	• Menor área requerida, menor afectación predial • Tiene un bajo costo de construcción • El lodo generado es de mejor calidad en comparación con el tanque séptico • Procesos de operación y mantenimiento simples	• Requiere pretratamiento • Generación de malos olores, por lo cual debe ubicarse lejos de la población • Operación y mantenimiento de gran complejidad del sistema, retiro permanente de natas y lodos, inspección semanal • Susceptible a fallas por el ingreso de aguas lluvias • Mayor profundidad y complejidad constructiva • Debe considerarse el nivel freático por la profundidad de la estructura

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

En los anexos de presupuesto presentados en el PRODUCTO 2, se presenta el presupuesto estimado para cada una de las alternativas.

3.2.3.5 Evaluación de las alternativas

En este numeral se presenta la evaluación de las alternativas formuladas para la optimización de los sistemas de acueducto y alcantarillado de la población de estudio, mediante la utilización de un procedimiento donde se hace énfasis en los criterios de evaluación objetiva, denominado análisis multicriterio. El resultado obtenido de esta evaluación será considerado para definir la alternativa más apropiada integrando factores ambientales, sociales, técnico-operativos, jurídico-catastrales y financieros, la cual fue presentada y detallada en el producto 3.

- Resultados evaluación técnica

Para esta evaluación técnica - operativa, se han definido los siguientes criterios:

- Hidráulico
- Electromecánico
- Geotécnico
- Estructural

Tabla 17. Evaluación alternativa PTAR

No.	Componente	Alternativa No.1					Alternativa No.2					Alternativa No.3				
		Hidráulico	Electromecánico	Geotécnico	Estructural	Total	Hidráulico	Electromecánico	Geotécnico	Estructural	Total	Hidráulico	Electromecánico	Geotécnico	Estructural	Total
4	PTAR	0.50	0.35	1.00	0.40	**0.58**	1.00	1.00	0.94	1.00	**0.99**	0.59	1.00	0.94	0.60	**0.76**
Total		**0.58**					**0.99**					**0.76**				

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

Estas alternativas contemplan diseño y construcción del alcantarillado convencional del sector nucleado; para las viviendas más alejadas se tendrá en cuenta un sistema de tratamiento individual. Así mismo, se diseñará y construirá la planta de tratamiento de aguas residuales, donde se contempla un pozo séptico junto con un filtro anaerobio de flujo ascendente

- Resultados evaluación financiera

Los costos de inversión fueron estimados con base en el prediseño de las estructuras, estimando cantidades de concreto, acero y excavación, que pueden ser revisadas en el anexo de presupuesto presentado en el PRODUCTO 2.

En lo que respecta al alcantarillado, se contemplaron los costos de personal para los mismos cargos (fontanero, operario de planta y técnico asesor), ajustando la dedicación también dependiendo del tamaño del sistema a operar. Para el caso de plantas de tratamiento de aguas residuales, las lagunas son las que menor dedicación de personal implican, dado que la extracción de los lodos se puede efectuar cada 5 años o más. Mientras que los reactores UASB son los que requieren la mayor dedicación, dado el mayor requerimiento en disposición de lodos, incluyendo la operación del equipo de bombeo para su extracción. Los filtros anaerobios con tanque séptico implican una dedicación intermedia de personal operativo, dado que la extracción y disposición de los lodos se prevé en periodos anuales.

Los resultados de la evaluación financiera del proyecto de alcantarillado se resumen en el estimativo del valor presente de los costos de inversión, operación y mantenimiento a precios de mercado, que se presenta en la siguiente tabla.

MIN	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
$ 5.679.348	0,67	1,00	0,96
$ 1.508	0,69	0,75	1,00
Total	0,68	0,88	0,98

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

3.2.2.5 Resultados evaluación multicriterio

En la siguiente tabla se presenta la matriz normalizada multicriterio del sistema de alcantarillado con sus pesos respectivos, la cual puede ser revisada en el producto 3.

Tabla 18. Matriz normalizada multicriterio del sistema de alcantarillado de Luis Vero

	PESOS	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Criterio 1: Ambiental - Social	24%	1,00	0,58	0,69
Criterio 2: Técnico - Operativo	30%	0,58	1,00	0,77
Criterio 3: Económico - Financiero	26%	0,54	1,00	0,55
Criterio 4: Jurídico - Catastral	20%	1,00	1,00	1,00
Calificación		0,76	0,90	0,74
Normalizado		**0,84**	**1,00**	**0,82**

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

De acuerdo a estos resultados, la mejor alternativa para el sistema de alcantarillado de Luis Vero es la **Alternativa 2**, la cual es la mejor alternativa para los criterios técnicos, financieros y prediales. Esta alternativa contempla la ampliación y optimización red +Tanque séptico + Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).

4. DETERMINACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presentan los criterios de diseño contemplados para los sistemas de acueducto y alcantarillado de la localidad de Las Mercedes del municipio de Sardinata.

4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO

En este aparte se presentan los parámetros requeridos para los diseños que se realizarán para el sistema de acueducto de Luis Vero

4.1.1 Conducciones

Criterios de alineamiento horizontal de las conducciones

Se define de manera precisa el alineamiento por el que se deben instalar las tuberías, considerando los siguientes criterios:

a) Utilizar al máximo áreas públicas para reducir la adquisición o expropiación de terrenos.
b) Evitar interferencias con estructuras u otras redes cuya relocalización sea costosa o técnicamente complicada.
c) Procurar obtener un trazado con cambios de dirección en ángulos menores que 45º en la mayoría de los casos.
d) Plantar desviaciones horizontales y verticales con ángulos menores a 6° siempre que sea posible y no genere mayores perjuicios. Esto con el fin de utilizar la menor cantidad de accesorios y anclajes para los cambios de dirección en las tuberías.
e) El eje de la tubería debe mantenerse alejado de las edificaciones con cimentaciones superficiales
f) Siempre que sea posible deben coincidir las deflexiones verticales con las horizontales

Criterios de alineamiento vertical de las conducciones

a) La profundidad mínima de instalación de las tuberías debe ser de 0.8m con respecto al lomo del tubo en zonas rurales y 1.2m en zonas urbanas. De ser técnicamente complejo alcanzar dichas profundidades, se plantean estructuras de protección.
b) Siempre que sea posible y para evitar la utilización de entibados, la profundidad máxima de instalación de las tuberías debe ser de 5m.
c) Procurar evitar interferencias con estructuras u otras redes cuya relocalización sea costosa o técnicamente complicada.
d) En los cruces con tuberías de alcantarillado, la conducción de agua potable debe pasar siempre por encima de la red de aguas residuales. Las distancias mínimas entre bordes externos de la tubería con redes de alcantarillado deben ser de 1.50 m horizontalmente y de 0.50 m verticalmente.
a) Las pendientes mínimas recomendadas son las siguientes:

→ Cuando el aire circula en el sentido del flujo del agua (tramos ascendentes), la pendiente mínima debe ser 0.04%.
→ Si el aire fluye en el sentido contrario al flujo del agua (tramos descendentes), la pendiente mínima debe ser -0.1%.

→ En este último caso, la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo de la tubería de aducción o conducción.

→ Cuando sea necesario uniformizar las pendientes a costa de una mayor excavación, con el fin de evitar un gran número de válvulas ventosas y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica entre las dos opciones: Una mayor excavación o mayor número de accesorios.

b) La pendiente máxima admitida en las tuberías es de 40%, tanto en tramos descendentes como ascendentes.
c) En caso que la tubería se tienda en zonas con pendientes altas, se deben tener en cuenta todos los apoyos y anclajes antideslizantes.
d) Las cimas del alineamiento vertical definen la localización de ventosas. En estos lugares, se deben verificar las interferencias con otras redes, vías o estructuras existentes.
e) Los puntos bajos del alineamiento vertical definen la localización de purgas. En estos lugares, se deben verificar las interferencias con otras redes, vías o estructuras existentes. Las purgas se deben ubicar cerca de un cauce o drenaje natural en el que se pueda descargar las aguas resultantes de los procesos de vaciado de la línea.
f) En cruces subfluviales se deben procurar profundidades mínimas de 1.50 m, con el objeto de disminuir el potencial de socavación del cauce sobre la cimentación de la tubería.
g) La profundidad de la instalación de la tubería en cada sector se define con base en los criterios geotécnicos establecidos.
h) Los cruces de vías vehiculares importantes y/o del ferrocarril se deben efectuar con sistema Ramming para excavaciones en túnel.

Rangos de velocidades en las conducciones

Es recomendable adoptar una velocidad mínima de 0.60 m/s para garantizar que los sólidos que ingresen en la tubería sean arrastrados por el flujo.

El valor máximo de la velocidad de flujo se adopta según el material seleccionado para la conducción, sin embargo se recomienda una velocidad máxima de 5m/s.

Además del criterio anterior, debe tenerse en cuenta que las sobrepresiones generadas en fallas operativas son directamente proporcionales a la velocidad normal del flujo. Por lo tanto, la velocidad permitida debe ser tal que no genere sobrepresiones excesivas.

Presión nominal de trabajo

La elección de la presión de trabajo, debe considerar las condiciones normales y excepcionales de operación.

El RAS-2000 sugiere tomar como presión nominal de trabajo de la tubería, el mayor valor entre presión estática y las sobrepresiones generadas por golpe de ariete, incrementado en un 30% (Numeral B.6.4.8.2).

Diámetro mínimo

La elección del diámetro debe basarse en un estudio comparativo técnico económico, mediante técnicas de optimización que hagan que el costo anual de la obra objeto del diseño sea mínimo. Según el RAS-2000, para el caso de aducciones que incluyan tuberías con flujo a superficie libre, el diámetro nominal mínimo que debe

utilizarse es de 100mm. Si para todas las condiciones de operación, la aducción va a incluir flujo a presión, el diámetro nominal mínimo es de 75mm.

La selección del tipo de tratamiento se realizó no solo con base a los resultados del análisis fisicoquímicos y tratabilidad de agua efectuados por la consultoría, sino también teniendo en cuenta la facilidad de operación y mantenimiento con personal local entrenado pero no especializado, y la consecución de elementos de reposición nacionales. Para el diseño hidráulico de la planta de potabilización, el presente estudio se basa en la Guía para Diseño de Sistemas de Tratamiento de Filtración en Múltiples Etapas, documento editado por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente y la Organización Panamericana de la Salud CEPIS/OPS. La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME) consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. Esta tecnología debe estar precedida de un detallado proceso de análisis técnico, social y de las capacidades locales de construcción y operación de la planta. La FiME puede estar conformada por dos o tres procesos de filtración, dependiendo del grado de contaminación de las fuentes de agua. Integrada por tres procesos: Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi), Filtros Gruesos Ascendentes en Capas (FGAC) y Filtros Lentos de Arena (FLA). Los dos primeros procesos constituyen la etapa de pretratamiento, que permite reducir la concentración de sólidos suspendidos presentes en el agua.

Conforme circula el agua las partículas más pequeñas son eliminadas, hasta llegar al filtro lento de arena, reconocido como una tecnología sencilla, confiable y eficiente, pues puede producir agua de baja turbiedad, libre de impurezas suspendidas y virtualmente libre de entero-bacterias, entero-virus y quistes de protozoarios. A continuación se presentan algunas de las consideraciones tenidas en cuenta para este tipo de tratamientos.

Tabla 19. Consideraciones sobre la filtración en múltiples etapas

Consideración	Comentario
Calidad del agua tratada	Es una excelente alternativa para mejorar la calidad física, química y microbiológica del agua. En muchas localidades, FiME es la única opción confiable de tratamiento.
Facilidades de construcción	El diseño es relativamente simple y facilita el uso de materiales y de la mano de obra del lugar. No se requiere equipo especializado.
Costos de construcción	La construcción con materiales y mano de obra local reduce los costos. Usualmente, no se requiere materiales importados.
Facilidades de Operación y Manejo	Después de un corto período de capacitación, operadores locales, sin alto nivel de escolaridad, puede operar y mantener el sistema.
Costos de Operación y manejo	Los costos de operación y mantenimiento y las necesidades de energía eléctrica son menores que en otros sistemas. No requieren productos químicos para coagulación.
Confiabilidad	Riesgos de fallas mecánicas bajo o de problemas asociados con cambios en la calidad del agua cruda. Estos pueden resolverse la mayoría de las veces sin interrumpir el servicio.
Limpieza	El proceso de limpieza es simple aunque laborioso y esto no debe representar un problema mayor en países donde la mano de obra es relativamente barata.
Requerimientos de área superficial	Una planta convencional de FiR, con áreas de almacenamiento y manejo químicos, zonas de tráfico, etc., puede requerir áreas comparables a FiME.
No es una panacea	Existen niveles de contaminación o factores ambientales que superan la eficiencia o inhiben los procesos de tratamiento ligados con FiME.

Fuente: Galvis, G. 2000.

De acuerdo con literaturas especializadas, la filtración en múltiples etapas será aplicada en sistemas de tratamiento para poblaciones rurales o pequeñas localidades, cuya fuente de abastecimiento de agua se

ajuste a las normas de calidad de agua cruda requeridas para un tratamiento por FiME. La figura siguiente muestra el esquema de un sistema FiME con tres componentes, Filtro Grueso Dinámico (FGDi), Filtración Gruesa (FG) y Filtro Lento de Arena FLA. Esta tecnología puede ser usada tanto con una etapa de filtración gruesa (FG), por ejemplo FGDi, o como lo muestra la figura con dos etapas de filtración gruesa, por ejemplo FGDi y Filtración Gruesa Ascendente en Capas, FGAC, precediendo a la FLA. La FiME no renuncia a las ventajas de un sistema FLA en términos de la facilidad de operación y mantenimiento y el resultado final es agua de buena calidad. Esta es una opción aplicable a muchas comunidades rurales y en pequeños municipios, donde el tratamiento con productos químicos tiene un potencial limitado.

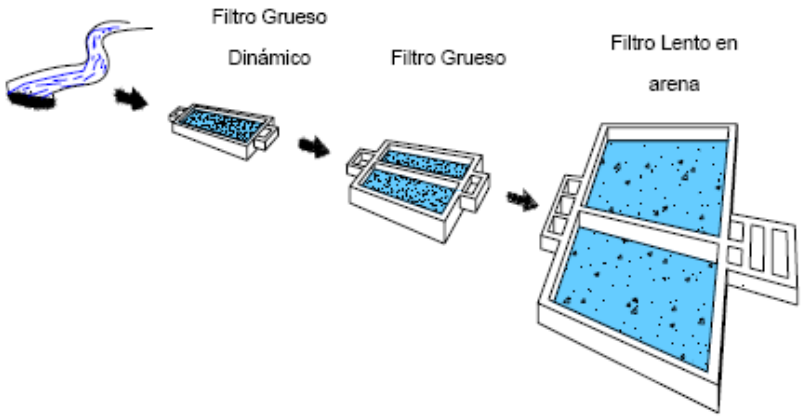


Figura 15. Esquema de un Sistema FiME
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

4.1.1.1 Selección del tipo de tratamiento

Con el fin de seleccionar las etapas de tratamiento que se deben aplicar en el Corregimiento de Luis Vero se tendrán en cuenta las condiciones mínimas indicadas en la tabla 2 de la Guía para Diseño de Sistemas de Tratamiento de Filtración en Múltiples Etapas del CEPIS/OMS, en la cual la selección del sistema de tratamiento depende de los valores de turbiedad, color y coliformes obtenidos en el agua cruda de la fuente de abastecimiento Quebrada Guaduas, y la cual se presenta a continuación:

Tabla 20. Consideraciones sobre la filtración en múltiples etapas

	Turbiedad (UNT)	**< 10**	**10 – 20**	**20 – 50**	**50 – 70 (*)**
	Color Real (UC)	< 20	20 – 30	30 – 40	30 – 40 (*)
Coliformes Fecales (UFC/100 mL)	< 500	Sin FGA	$FGAC_{0,6}$	$FGAC_{0,45}$	$FGAS3_{0,3}$
	500 – 10000	$FGAC_{0,6}$	$FGAC_{0,6}$	$FGAC_{0,45}$	$FGAS3_{0,3}$
	10000 – 20000 (*)	$FGAC_{0,45}$	$FGAC_{0,45}$	$FGAC_{0,45}$	$FGAS3_{0,3}$

En donde el FGDi es filtro grueso dinámico, FGAC filtro grueso ascendente en capas, FGAS3 filtro grueso ascendente en serie (3 etapas), FLA filtro lento de arena, todas las opciones FGDi 2 y FLA 0,15.
(*) Para valores a 70 UNT, 20000 UFC/100 mL o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.
(El subíndice indica la velocidad de filtración recomendada en m/h)
Fuente: Tabla 2. Guía para diseño de sistema de tratamiento de filtración en Múltiples Etapas.

Según los análisis de calidad del agua realizados a la fuente de abastecimiento, el sistema de tratamiento tipo FiME para el corregimiento de Luis Vero, no requiere la Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), por

lo cual la consultoría adopta como configuración de tratamiento un Filtro Grueso Dinámico FGDi seguido de un Filtro Lento de Arena FLA.

Caudal de Diseño

Según la norma RAS 2000, las unidades en una planta de tratamiento serán diseñadas para el periodo de diseño con un caudal de diseño correspondiente al caudal máximo diario, con lo cual el caudal de diseño del sistema será ***1,20 L/s***.

Cámaras de Filtración

Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento y el lugar donde se ubica el lecho filtrante, los medios de soporte y el sistema de drenaje. La altura total de la cámara está determinada por la altura del lecho filtrante, la altura del vertedero de salida y el borde libre requerido. Normalmente la altura total del filtro es de 0,70 m, con paredes verticales construidas en mampostería estructural o concreto reforzado. Las dimensiones del ancho de la unidad, están condicionadas por el caudal disponible para el lavado superficial y la velocidad superficial de flujo. La cámara debe tener la capacidad suficiente para contener el sistema de drenaje, lecho filtrante y la altura de agua sobre el lecho (carga hidráulica).

El borde libre debe tener 0,2 metros. La razón largo / ancho será de 3:1 a 6:1, recomendable para diseño 5:1 ó según sea la realidad de la zona en estudio. La velocidad superficial de lavado (Vs) puede variar entre 0,15 y 0,3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda; se asume una velocidad cercana a 0,15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superior a los 0,2 m/s para arenas y arcillas. Por su parte el RAS en el titulo C literal C.Fi.3, indica que la tasa de filtración de la unidad debe estar entre 2 m/h y 3 m/h, (48 a 72 m^3/m^2/día).

Lechos Filtrantes y de soporte

El tamaño de la grava del lecho de soporte, varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector. En general, la altura del lecho de soporte no debe ser inferior al diámetro del conducto recolector principal, y el tamaño de la grava en contacto con los colectores laterales, debe ser mayor en toda circunstancia, al diámetro de los orificios especificados en dicho colector. Para el lecho filtrante se recomienda la siguiente granulometría y espesor de capas, como se presenta en las dos siguientes tablas.

Tabla 21. Granulometría lecho filtrante FGDi

POSICIÓN	ESPESOR (cm)	TAMAÑO DE GRAVA (mm)
1ª capa Inferior (fondo)	20	13,0 – 25,0
2ª capa Intermedio	20	6,0 – 13,0
3ª capa Superior	20	3,0 – 6,0
Total	**60**	

Fuente: Adoptado de la Guía para diseño de sistema de tratamiento de filtración en Múltiples Etapas.

Tabla 22. Composición del lecho de soporte

CAPA	TIPO	DIÁMETRO DE LA PARTICULA (mm)	ESPESOR DE LA CAPA (mm)
Superior	Arena Gruesa	1 – 2	50

Segunda	Grava Fina	2 – 5	50
Tercera	Grava	5 – 10	50
Inferior	Grava Gruesa	10 – 25	150

Fuente: Adoptado de la Guía para diseño de sistema de tratamiento de filtración en Múltiples Etapas.

Estructuras de Entrada

La estructura de entrada debe incluir elementos que permitan la disipación de energía, el control, la medición y distribución de flujo y el vertimiento de excesos. Para amortiguar la energía de entrega de la conducción de agua cruda y uniformizar el flujo que accede al canal de aproximación se proyecta la construcción de una cámara de aquietamiento de sección cuadrada, con la entrada de la tubería por la parte inferior. La velocidad en esta cámara debe estar comprendida entre 0,05 m/s y 0,1 m/s y su profundidad se puede determinar fijando un tiempo de retención comprendido entre 30 y 60 segundos. Asumiendo un tiempo de detención de 30 segundos de acuerdo a las recomendaciones de Silva Garavito y adoptando una velocidad en la cámara de aquietamiento de 0,05 m/s.

Estructuras de Salida

Para el dimensionamiento del drenaje con tubería perforada se hace uso de las recomendaciones hechas en el libro de Filtración Dinámica de Felipe Solsona y editado por el CEPIS/OMS, a continuación se listan:

→ Distancia entre las tuberías laterales: 0,5 m a 1,5 m
→ Diámetro de los agujeros: 2 mm a 3 mm
→ Velocidad de paso en las ranuras: 0,3 m/s a 1,0 m/s

Desinfección

La desinfección del agua se llevará a cabo mediante la dosificación de hipoclorito de calcio en solución, el cual se aplicará al inicio de la cámara de contacto de cloro.

A continuación se presentan algunas recomendaciones dadas por el CEPIS/OPS para la sala y proceso de cloración.

→ En instalaciones situadas en localidades distantes de los centros productores de cloro, el almacenamiento debe tener en cuenta las dificultades para la compra y transporte del producto.
→ En instalaciones con consumo de hasta 50 kg/día, los cilindros y los equipos de cloración pueden instalarse en la misma área.
→ El área de almacenamiento de cloro debe ser abierta. Si se proyectara cerrada, con paredes en todo el contorno, la habitación debe ser ventilada mediante:

1. Ventilación natural por medio de aberturas que deben llegar hasta el piso
2. Además de ventilación natural, debe haber ventilación forzada, producida por un extractor o insuflador, dispuesto de modo de obligar al aire a atravesar a nivel del piso todo el ambiente y con capacidad para renovar todo el aire del recinto en un tiempo máximo de 4 minutos.
3. Las llaves o interruptores de los equipos deben quedar del lado de afuera del recinto.

4. Las salidas de ventilación deben ubicarse de tal modo que disipen las eventuales fugas de cloro a la parte externa de la casa de química (si la sala de cloración ha sido incorporada a esta estructura). Esta ventilación no debe incidir sobre la ventilación de otras áreas ni sobre áreas externas confinadas, aunque solo sea parcialmente.

La dosis de cloro que se debe aplicar al agua debe ser la necesaria para destruir todos los organismos patógenos presentes en ella, antes de que llegue al consumidor final. Para determinar la dosis óptima de aplicación, es necesario realizar curva de demanda de cloro. Esta demanda de cloro debe determinarse en el laboratorio, además se debe controlar la cantidad de cloro residual con cierta frecuencia para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de desinfección manteniendo los niveles de cloro libre establecidos en la red de distribución.

Edificio de Operación

El RAS 2000 establece que el edificio de operación para el nivel bajo de complejidad debe contemplar los siguientes ambientes:

→ Sala de dosificación y cloración.
→ Oficina del administrador.
→ Laboratorio de servicio
→ Bodega general para productos químicos y repuestos.
→ Baño.

4.1.2 Criterios de Diseño de tanque de almacenamiento

Debido a que el consumo de agua de la población no es constante sino que, por el contrario, varía según la hora del día, dado que el suministro es un caudal teóricamente constante (Caudal Máximo Diario), es necesaria la construcción de un tanque regulador que amortigüe las demandas horarias.

La función básica del tanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro, de tal manera que en los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente.

En general, se puede establecer que las dimensiones de un tanque regulador se determinan para cumplir las siguientes funciones:

- Compensar las variaciones en el consumo de agua durante el día.
- Tener una reserva de agua para atender los casos de incendio.
- Disponer de un volumen adicional para casos de emergencia, accidentes, reparaciones o cortes de energía eléctrica (cuando haya un sistema de bombeo).
- Dar una presión adecuada a la red de distribución en la población.

Para el diseño de un tanque de almacenamiento para un sistema de abastecimiento de agua potable es determinar los siguientes aspectos:

- Capacidad.
- Localización de los tanques.

- Tipo de Tanque.

Metodología de Diseño

Para el cálculo del volumen de almacenamiento requerido, se analizó el numeral B.9.4.4 del Manual de Prácticas de Ingeniería del RAS:

"En los niveles de complejidad del sistema medio y medio alto, en caso de preverse discontinuidad en la alimentación al tanque, el volumen de almacenamiento debe ser igual o mayor que 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo, más el producto del caudal medio diario (Qmd) por el tiempo en que la alimentación permanecerá inoperante".

Dentro de la capacidad de almacenamiento se debe tener en cuenta un volumen para incendios para niveles de complejidad medio, medio alto y alto, ya que según el numeral B.9.4.6 del Manual de Prácticas de Ingeniería del RAS

Tubería de Rebose

Para el diseño de la tubería de rebose se estableció que ésta trabaja a tubo parcialmente lleno. Por lo tanto, se diseñó empleando la ecuación de Manning.

$$V = \frac{R_H^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)
R_H = Radio hidráulico (m)
J = Pérdida de carga hidráulica (m/m)
n = Coeficiente de rugosidad de Manning

La tubería de rebose se diseñó de tal manera que su capacidad de transporte es mayor al caudal de entrada total del tanque (QMH). Según la configuración realizada la tubería de rebose se conectara a la tubería de lavado del tanque con el fin de unificar la línea de descarga.

Tubería de Lavado

El parámetro establecido para el dimensionamiento de la tubería de lavado, de acuerdo a la normatividad, es el tiempo de vaciado del tanque el cual se determina mediante la ecuación de descarga de un orificio.

$$C_d = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH}}$$

Donde:

Q = Caudal inicial de descarga del tanque (m^3/s)
C_d = Coeficiente de descarga del tanque
A_o = Área de la tubería de rebose (m^2)
g = Gravedad (m/s^2)

H= Altura disponible (m)

El caudal inicial de descarga del tanque se determina a partir de la ecuación para el flujo de agua de Hazen-Williams. Esta ecuación tiene en cuenta las pérdidas menores de energía dentro de la tubería.

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

Donde:

Q = Caudal inicial de descarga del tanque (m^3/s)
C = Coeficiente de Hazen Williams
D = Diámetro de la tubería (m)
J = Pérdida de carga hidráulica (m/m)

La pérdida de carga hidráulica o pendiente de la línea de energía se estima a partir de la ecuación mostrada a continuación. Dicha expresión se fundamenta en la relación de la energía hidráulica disponible inicial y la longitud real o equivalente de la tubería (pérdidas menores de energía).

$$J = \frac{H}{L.E.}$$

Donde:

J= Pérdida de carga hidráulica (m/m)
H=Carga hidráulica disponible (m)
L.E=Longitud equivalente de la tubería (m)

Despejando la ecuación de tubería de lavado, se obtiene el Coeficiente de descarga, para posteriormente ser reemplazado dentro de la siguiente ecuación que define el tiempo de vaciado para el tanque.

$$t = \frac{2\,A_s}{C_d\,A_o\,\sqrt{2g}}\,H^{1/2}$$

Para tanques con área superficial constante a lo largo de su altura, el reglamento RAS 2000 en su numeral B.9.4.10, establece que el tiempo de vaciado no debe superar las 8 horas. Se debe disponer una pendiente en el piso del cuerpo del tanque para que el agua corra al desagüe.

4.2 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

En este aparte se presentan los parámetros requeridos para la proyección de la demanda de agua potable, al igual que las presiones, velocidades, diámetros de tuberías y otros criterios establecidos para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario. En el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado se incluyen los siguientes parámetros de diseño específicos para la localidad en mención.

4.2.1 Coeficiente de Retorno

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del

análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. En caso de que esta información no exista, o se considere muy limitada o escasa, pueden utilizarse, como guía, los valores del coeficiente de retorno dados en la Tabla D.3.1 del RAS y que se presentan en la Tabla 23. Para el caso del presente estudio se adoptó un ***coeficiente de retorno de 0.8***.

Tabla 23. Coeficiente de retorno de aguas residuales domésticas.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y Medio	0.7-0.8
Medio Alto y Alto	0.8-0.85

Fuente: Ras 2000, Titulo D.

4.2.2 Conexiones Erradas

Según el numeral D.3.3.3.5 del RAS 2010 el aporte máximo de las conexiones erradas a un sistema de alcantarillado de aguas residuales existente o proyectado debe ser de hasta 0,2 L/s por ha en el caso de que en el municipio exista un sistema de alcantarillado de aguas lluvias, y debe ser hasta 1.5 L/s por hectárea sí en el municipio no existe o no está proyectado un sistema de alcantarillado de aguas lluvias complementario al sistema de alcantarillado de aguas residuales. De acuerdo con las condiciones topográficas del terreno para la evacuación de las aguas lluvias y según lo establecido en el numeral mencionado anteriormente en el que citan que los aportes máximos anteriormente descritos pueden modificarse para propósitos de diseño. Para este estudio se adoptó un aporte de ***0,2 L/s de conexiones erradas***.

4.2.3 Caudal de Infiltración

La estimación del caudal de aguas sub-superficiales que ingresa a las redes del sistema de alcantarillado sanitario a través de fisuras, juntas entre colectores, pozos de inspección y demás estructuras en la red, se realiza de acuerdo a las estructuras a instalar y el tipo de tubería al igual que diseño de las redes.
En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores dados en la Tabla D.3.3. La categorización de la infiltración en: alta, media y baja, se relaciona con las características topográficas, de suelos, los niveles freáticos y la precipitación de la zona del proyecto.

Tabla 24. Caudal de Infiltración

Nivel de Complejidad del Sistema	Infiltración Alta (L/s.ha)	Infiltración Media (L/s.ha)	Infiltración Baja (L/s.ha)
Bajo y Medio	0.3	0.2	0.1
Medio Alto y Alto	0.3	0.2	0.1

Fuente: Tabla D.3.3. Ras 2000, Titulo D.

La cantidad de infiltración que se produce en sistemas de alcantarillado depende en gran medida de los defectos en los procesos de instalación. Por lo tanto, las fallas en las juntas de las tuberías, el tipo de conexión y las fallas en las paredes de las estructuras de conexión influyen en la magnitud de este aporte. Si el fabricante de las tuberías o de los elementos del sistema garantiza menores aportes de infiltración que los dados en la Tabla D.3.3 del RAS, se permite utilizar dichos aportes para el diseño.

Se decidió adoptar una ***infiltración media*** dado a que son suelos arcillosos y bien drenados, se usará el ***aporte de infiltración de 0,2 L/s.Ha***.

4.2.4 Perímetro de Servicio

El perímetro de servicios es el área definida donde hay disponibilidad y facilidad de conexión del usuario al sistema de alcantarillado, es decir el área de prestación efectiva del servicio. Esta área es definida por la configuración de la disposición de las viviendas actuales y una posible expansión de la localidad. Este perímetro es un parámetro muy importante para el diseño dado que el caudal de diseño se distribuye con áreas por colectores.

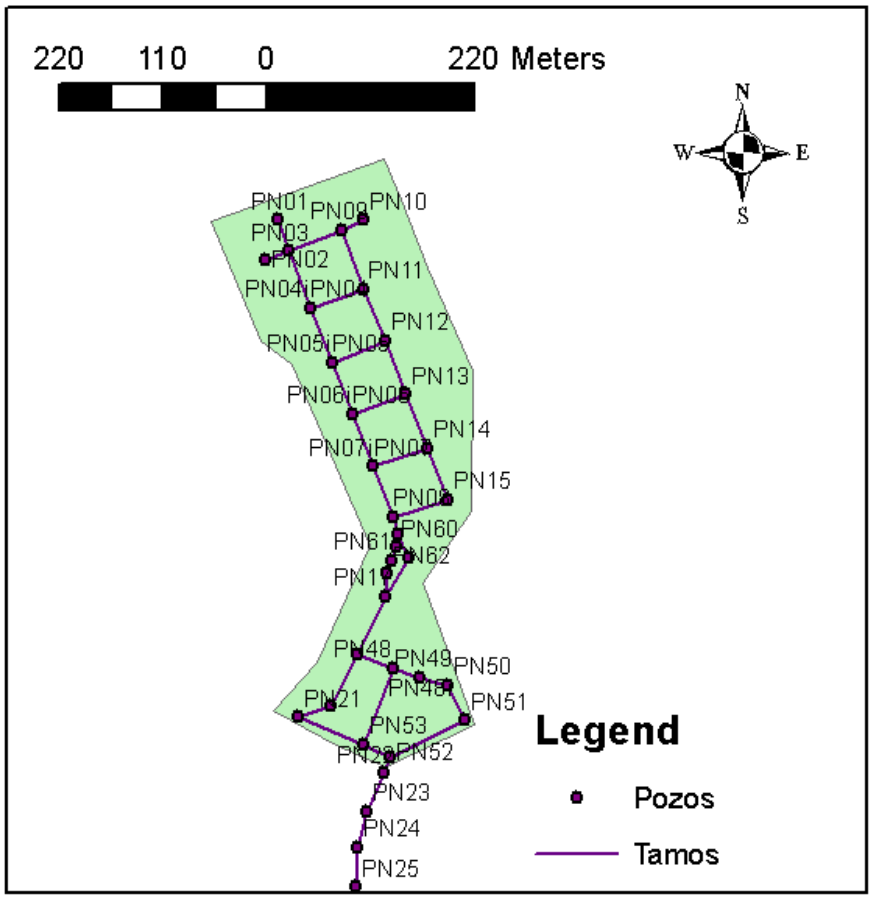


Figura 16. Perímetro de servicios definido para la localidad
Fuente: DANE - Consorcio INAR CONDESA, Julio 2017.

En un software para el manejo de información geográfica como gvSIG o QuantumGIS se carga la localización de las viviendas identificadas por el equipo de topografía, la localización de los pozos de alcantarillado, el

trazado de los colectores y se configura una localización de viviendas proyectadas, en un área de expansión de la localidad.

4.2.5 Periodo de Diseño

En el numeral 2.1.2 Periodo de diseño se precisó que el periodo de diseño para este proyecto es de ***25 años***, de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema

4.2.6 Población de Diseño

En el numeral 2.1 Población de Diseño se precisó que la población de diseño para la localidad de Luis Vero son ***599 habitantes*** para el año de horizonte del proyecto.

4.2.7 Dotación Neta

En el numeral 2.2.1 Dotación Neta se precisó la dotación neta de **100 *L/hab.-día***

En el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado, en la hoja de cálculo denominada “Datos de entrada” se deben incluir los criterios básicos que se van a adoptar para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la localidad de Las Mercedes, los primeros datos que se requieren para el diseño son los siguientes:

Tabla 25. Parámetros de Diseño

Población Fija (Hab)	Población Flotante (Hab)	Dotación Neta Residencial (L/hab.día)	Área de Servicio (Ha)	Población de Diseño (Hab)
544	54	100	9.452	599

Coeficiente de Retorno	Área Res. Actual (Ha)	Área Res. Expansión (Ha)	Área Residencial Total (Ha)	Área Comercial (Ha)	Área Institucional (Ha)	Área Industrial (Ha)
0.8	2.4179	2.383	4.801	0.000	0.000	0.000

Densidad Poblacional Actual (Hab/Ha)	Densidad Poblacional Futuro (Hab/Ha)	Coeficiente de Infiltración (L/s.Ha)	C. Conexiones Erradas (L/s.Ha)	Consumo Uso Comercial (L/s.Ha)	Consumo Uso Industrial (L/s.Ha)	Consumo Uso Institucional (L/s.Ha)
248	125	0.2	0.2	0.5	0.6	0.5

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

En este aparte se adoptan los parámetros requeridos para el diseño de los colectores del sistema de alcantarillado sanitario, así mismo se incluyen los cálculos realizados para la determinación de los mismos. En el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado, en la hoja de cálculo “Resultados Hidráulicos” se presentan los cálculos necesarios para determinar el dimensionamiento de los colectores del sistema de alcantarillado.

4.2.8 Áreas Aferentes

Para llevar a cabo el trazado de las áreas aferentes de cada uno de los tramos del sistema de alcantarillado se procesa la información en un software para el manejo de información geográfica, en el cual se cargan los pozos de alcantarillado y los colectores, y con un proceso análisis espacial, se calcula la mediatriz entre nodos, obteniendo como resultado la Figura 17 donde se presentan las áreas aferentes por tramos, de igual forma en la Tabla 26 se presentan las áreas por cada tramo.

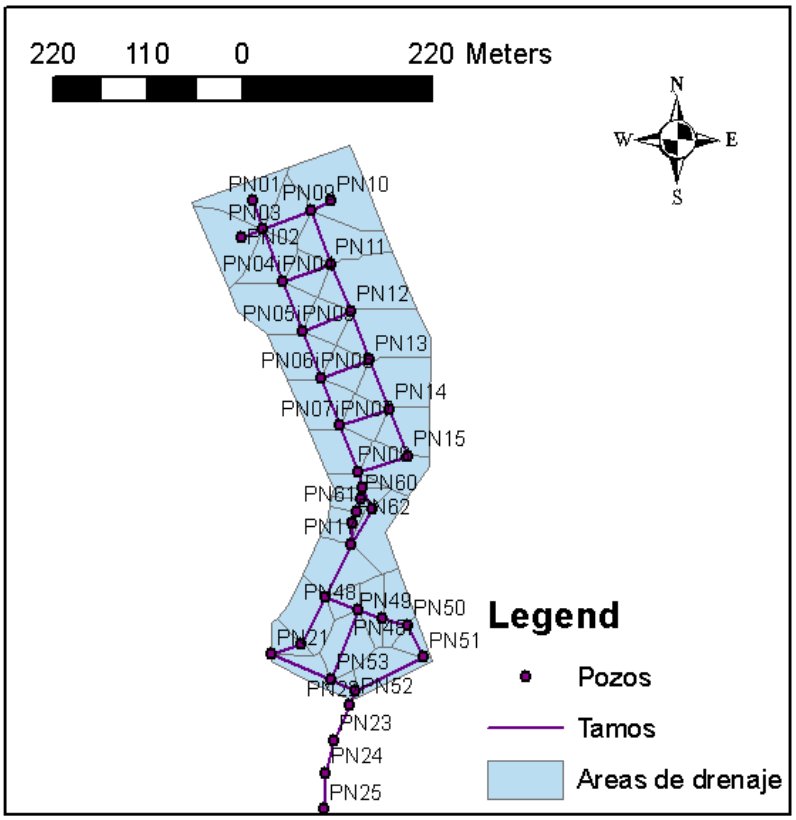


Figura 17. Áreas Aferentes del Sistema de Alcantarillado Sanitario
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Tabla 26. Áreas aferentes acumuladas por tramos

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Área Aferente (Ha)	Área Af. Acum (Ha)
ALI01-ALI02	ALI01	ALI02	0.000	9.452
ALI02-PN44	ALI02	PN44	0.000	9.452
PN01-PN03	PN01	PN03	0.346	0.346
PN02-PN03	PN02	PN03	0.386	0.386
PN03-PN04	PN03	PN04	0.272	1.004
PN03i-PN09	PN03i	PN09	0.242	0.242

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Área Aferente (Ha)	Área Af. Acum (Ha)
PN04-PN05	PN04	PN05	0.454	1.457
PN04i-PN11	PN04i	PN11	0.180	0.180
PN05-PN06	PN05	PN06	0.312	1.769
PN05i-PN12	PN05i	PN12	0.183	0.183
PN06-PN07	PN06	PN07	0.317	2.086
PN06i-PN13	PN06i	PN13	0.178	0.178
PN07-PN08	PN07	PN08	0.279	2.366
PN07i-PN14	PN07i	PN14	0.183	0.183
PN08-PN16	PN08	PN16	0.086	6.582
PN09-PN11	PN09	PN11	0.398	1.277
PN10-PN09	PN10	PN09	0.637	0.637
PN11-PN12	PN11	PN12	0.558	2.014
PN12-PN13	PN12	PN13	0.538	2.735
PN13-PN14	PN13	PN14	0.433	3.346
PN14-PN15	PN14	PN15	0.296	3.826
PN15-PN08	PN15	PN08	0.305	4.131
PN16-PN60	PN16	PN60	0.085	6.667
PN17-PN19	PN17	PN19	0.377	7.562
PN18-PN17	PN18	PN17	0.320	0.320
PN19-PN20	PN19	PN20	0.333	7.895
PN19i-PN48	PN19i	PN48	0.109	0.109
PN20-PN21	PN20	PN21	0.114	8.009
PN21-PN53	PN21	PN53	0.155	8.164
PN22-PN23	PN22	PN23	0.000	9.452
PN52-PN22	PN52	PN22	0.000	9.452
PN23-PN24	PN23	PN24	0.000	9.452
PN24-PN25	PN24	PN25	0.000	9.452
PN25-PN26	PN25	PN26	0.000	9.452
PN26-PN27	PN26	PN27	0.000	9.452
PN27-PN28	PN27	PN28	0.000	9.452
PN28-PN29	PN28	PN29	0.000	9.452
PN29-PN30	PN29	PN30	0.000	9.452
PN30-PN31	PN30	PN31	0.000	9.452
PN31-PN32	PN31	PN32	0.000	9.452
PN32-PN33	PN32	PN33	0.000	9.452
PN33-PN34	PN33	PN34	0.000	9.452
PN34-PN35	PN34	PN35	0.000	9.452
PN35-PN36	PN35	PN36	0.000	9.452

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Área Aferente (Ha)	Área Af. Acum (Ha)
PN36-PN37	PN36	PN37	0.000	9.452
PN37-PN38	PN37	PN38	0.000	9.452
PN38-PN39	PN38	PN39	0.000	9.452
PN39-PN40	PN39	PN40	0.000	9.452
PN40-PN41	PN40	PN41	0.000	9.452
PN41-PN42	PN41	PN42	0.000	9.452
PN42-PN43	PN42	PN43	0.000	9.452
PN43-ALI01	PN43	ALI01	0.000	9.452
PN43i-PN46	PN43i	PN46	0.000	0.000
PN44-TQ01	PN44	TQ01	0.000	9.452
PN45-PN47	PN45	PN47	0.000	9.452
PN46-PN47	PN46	PN47	0.000	0.000
PN47-OF-025	PN47	OF-025	0.000	9.452
PN48-PN53	PN48	PN53	0.317	0.426
PN48i-PN49	PN48i	PN49	0.187	0.187
PN49-PN50	PN49	PN50	0.224	0.410
PN50-PN51	PN50	PN51	0.110	0.520
PN51-PN52	PN51	PN52	0.274	0.794
PN53-PN52	PN53	PN52	0.068	8.659
PN60-PN61	PN60	PN61	0.060	6.727
PN61-PN62	PN61	PN62	0.064	6.791
PN62-PN17	PN62	PN17	0.073	6.864
TQ01-TQ02	TQ01	TQ02	0.000	9.452
TQ02-PN45	TQ02	PN45	0.000	9.452

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

4.2.9 Estimación de la Población Aferente al Colector

Teniendo en cuenta que la población que se estableció para el diseño del sistema de acueducto y alcantarillado de la localidad de Luis Vero son ***599 habitantes*** para el año 2041. La densidad demográfica se obtiene se dividir la población de diseño con el valor del área del perímetro de cobertura. Con el área aferente anteriormente definida se infiere la población que aporta específicamente a cada colector de alcantarillado.

4.2.10 Contribución de Aguas Residuales

Para determinar la contribución de aguas residuales es necesario tener en cuenta el consumo medio diario por habitantes, que corresponde a la dotación neta usada para la evaluación del sistema, la población servida que es estimada como el producto de la densidad poblacional y el área, también tiene en cuenta el coeficiente de retorno que es la fracción del agua de uso doméstico entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. La contribución del caudal doméstico Q_D está dado por la siguiente expresión, la cual se encuentra en el numeral D.3.2.2 del RAS 2000:

$$\boldsymbol{Q_D = \frac{C_R \, x \, P \, x \, D_{NETA}}{86400}}$$

Donde:

$\boldsymbol{Q_D}$ = Caudal de agua residual doméstica [L/s]
$\boldsymbol{C_R}$ = Coeficiente de retorno, adimensional
$\boldsymbol{P}$ = Población aferente a cada colector del sistema de alcantarillado [Hab]
D_{NETA} = Demanda neta de agua potable proyectada por habitante [L/Hab.día],

Con el fin de determinar la población por tramo se procedió a realizar la distribución de las viviendas en las áreas aferentes anteriormente definidas (en el numeral 3.2.8), con la ayuda de Quantum GIS un software para el manejo de información geográfica se realizó un proceso de corte y división de las áreas de residencia actual de la localidad.

Como el proyecto contempla un horizonte de diseño es importante realizar una proyección de viviendas debido a dos supuestos que se contemplaron en el proyecto, el primer supuesto es que se presentará un aumento de densidad poblacional y el otro supuesto es una disposición de expansión urbana que es contemplada en la localidad de acuerdo con la configuración de la localidad. Dado que estos supuestos se deben tener en cuenta se realizó una disposición de viviendas proyectadas y su respectivo corte y división con el área aferente, lo que se puede evidenciar en la Figura 18.

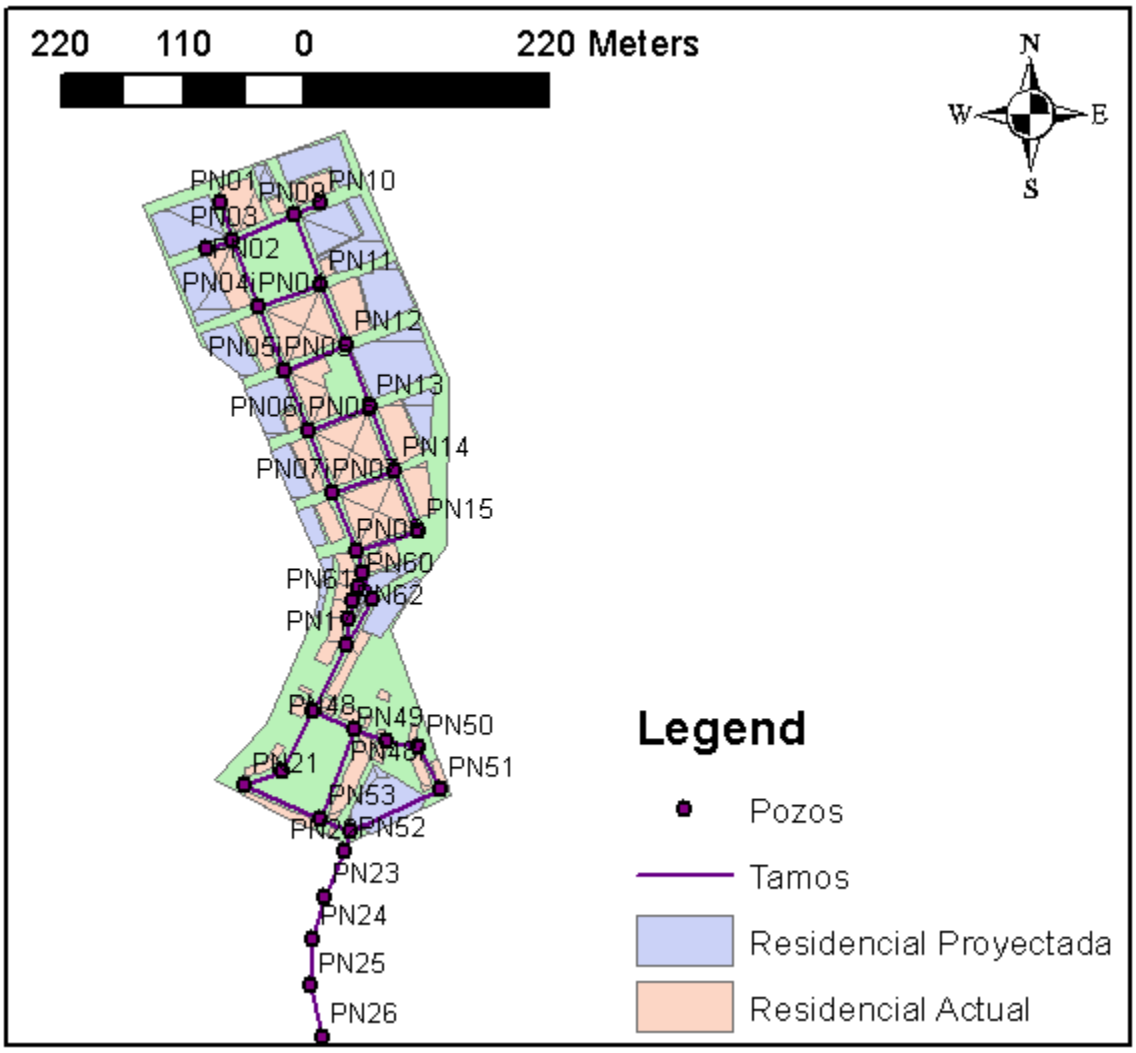


Figura 18. Usos de Suelo por área aferente
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

En la Figura 18 se presenta el resultado de la división de las áreas residenciales por pozo de alcantarillado al cual serán recolectadas, para de esta forma obtener un aporte por pozo de alcantarillado. En la Tabla 27 se presenta la disposición de áreas después del proceso de distribución de los aportes de agua residual.

Tabla 27. Usos de Suelo según su Área Aferente

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Área Res
ALI01-ALI02	ALI01	ALI02	0.0000
ALI02-PN44	ALI02	PN44	0.0000
PN01-PN03	PN01	PN03	0.0894

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Área Res
PN02-PN03	PN02	PN03	0.2907
PN03-PN04	PN03	PN04	0.1798
PN03i-PN09	PN03i	PN09	0.0860
PN04-PN05	PN04	PN05	0.3074
PN04i-PN11	PN04i	PN11	0.0646
PN05-PN06	PN05	PN06	0.2324
PN05i-PN12	PN05i	PN12	0.1070
PN06-PN07	PN06	PN07	0.2141
PN06i-PN13	PN06i	PN13	0.0992
PN07-PN08	PN07	PN08	0.1628
PN07i-PN14	PN07i	PN14	0.1299
PN08-PN16	PN08	PN16	0.0537
PN09-PN11	PN09	PN11	0.1906
PN10-PN09	PN10	PN09	0.4017
PN11-PN12	PN11	PN12	0.3944
PN12-PN13	PN12	PN13	0.3078
PN13-PN14	PN13	PN14	0.2566
PN14-PN15	PN14	PN15	0.1461
PN15-PN08	PN15	PN08	0.1298
PN16-PN60	PN16	PN60	0.0588
PN17-PN19	PN17	PN19	0.0923
PN18-PN17	PN18	PN17	0.1273
PN19-PN20	PN19	PN20	0.0289
PN19i-PN48	PN19i	PN48	0.0250
PN20-PN21	PN20	PN21	0.0204
PN21-PN53	PN21	PN53	0.0431
PN22-PN23	PN22	PN23	0.0010
PN52-PN22	PN52	PN22	0.0010
PN23-PN24	PN23	PN24	0.0000
PN24-PN25	PN24	PN25	0.0000
PN25-PN26	PN25	PN26	0.0000
PN26-PN27	PN26	PN27	0.0000
PN27-PN28	PN27	PN28	0.0000
PN28-PN29	PN28	PN29	0.0000
PN29-PN30	PN29	PN30	0.0000
PN30-PN31	PN30	PN31	0.0000
PN31-PN32	PN31	PN32	0.0000
PN32-PN33	PN32	PN33	0.0000

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Área Res
PN33-PN34	PN33	PN34	0.0000
PN34-PN35	PN34	PN35	0.0000
PN35-PN36	PN35	PN36	0.0000
PN36-PN37	PN36	PN37	0.0000
PN37-PN38	PN37	PN38	0.0000
PN38-PN39	PN38	PN39	0.0000
PN39-PN40	PN39	PN40	0.0000
PN40-PN41	PN40	PN41	0.0000
PN41-PN42	PN41	PN42	0.0000
PN42-PN43	PN42	PN43	0.0000
PN43-ALI01	PN43	ALI01	0.0000
PN43i-PN46	PN43i	PN46	0.0010
PN44-TQ01	PN44	TQ01	0.0000
PN45-PN47	PN45	PN47	0.0000
PN46-PN47	PN46	PN47	0.0010
PN47-OF-025	PN47	OF-025	0.0000
PN48-PN53	PN48	PN53	0.1067
PN48i-PN49	PN48i	PN49	0.0567
PN49-PN50	PN49	PN50	0.0110
PN50-PN51	PN50	PN51	0.0492
PN51-PN52	PN51	PN52	0.2196
PN53-PN52	PN53	PN52	0.0112
PN60-PN61	PN60	PN61	0.0366
PN61-PN62	PN61	PN62	0.0370
PN62-PN17	PN62	PN17	0.0292
TQ01-TQ02	TQ01	TQ02	0.0000
TQ02-PN45	TQ02	PN45	0.0000

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

4.2.11 Cálculo del Aporte de Conexiones Erradas al Sistema

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, QCE. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes. El aporte por conexiones erradas que se tomó para este proyecto se presenta en la Tabla 25, al cual se multiplica por el área aferente de cada colector para calcular este aporte.

4.2.12 Cálculo del Aporte de Infiltración al Sistema

El caudal de infiltración hace referencia a las aguas del subsuelo que penetran al sistema de recolección de aguas residuales, a través de las paredes de tuberías, algunas uniones de tuberías y conexiones entre pozos. El aporte por infiltraciones al sistema que se tomó para este proyecto se presenta en la Tabla 25, al cual se multiplica por el área aferente de cada colector para calcular este aporte.

4.2.13 Cálculo de Aportes por otros Usos

- Cálculo del Aporte de Aguas Residuales Industriales

Este aporte de aguas residuales debe evaluarse para cada caso en particular, ya que varía de acuerdo con el tipo y el tamaño de la industria, en poblaciones pequeñas, donde posiblemente no existan zonas industriales definidas y se trate de industria pequeña localizada en zonas residenciales o comerciales, puede tomarse un aporte medio de 0,4 L/s.ha hasta 1,5 L/s.ha (Según el tamaño de la población) correspondiendo las hectáreas a área de uso industrial. Según el RAS 2000, en el numeral 3.3.3.2 se tienen las siguientes contribuciones:

Tabla 28. Contribuciones industriales para industrias pequeñas

Nivel de Complejidad	Contribución Industrial (L/s-ha_{ind})
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio Alto	0,8
Alto	1

Fuente: Ras 2000, Titulo D.

- Cálculo del Aporte de Aguas Residuales Comerciales

De acuerdo con lo establecido en el RAS 2000 en el título D en el numeral 3.3.3.3, se recomienda que en el área objeto del proyecto existan zonas mixtas, comerciales y residenciales, los caudales comerciales deben estimarse teniendo en cuenta la concentración comercial relativa a la concentración residencial, utilizando una contribución de caudal comercial correspondiente a 0,5 L/s por ha comercial. Debe hacerse la revisión de las captaciones de agua utilizadas por el sector comercio, las cuales no necesariamente provienen del acueducto; pero si pueden estar interesados en utilizar el sistema de alcantarillado sanitario.

- Cálculo del Aporte de Aguas Residuales Institucionales

Los aportes de aguas residuales institucionales QIN deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos de entidades similares registrados en la localidad. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse en 0,5 L/s por ha institucional.

El QIN debe ser estimado para las condiciones iniciales, QIN_i, y finales, QIN_f, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos. De conformidad con la Resolución 631 de 2015 expedida por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, el caudal de aguas residuales institucionales debe separarse en el caudal de aguas residuales domésticas y el caudal de aguas residuales no domésticas. Estas

últimas deben clasificarse y tratarse según las disposiciones de la mencionada resolución para ser entregadas a la persona prestadora del servicio de alcantarillado.

4.2.14 Caudal Medio Diario de Aguas Residuales

El caudal medio diario de aguas residuales (QMD), para un tramo con un área de drenaje dada, es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$\boldsymbol{Q_{MD}} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

$\boldsymbol{Q_{MD}}$= Caudal medio diario de aguas residuales (m^3/s).
Q_D= Caudal de aguas residuales domésticas (m^3/s).
Q_I= Caudal de aguas residuales industriales (m^3/s).
Q_C= Caudal de aguas residuales comerciales (m^3/s).
Q_{IN}= Caudal de aguas residuales institucionales (m^3/s).

El $\boldsymbol{Q_{MD}}$ debe ser estimado para las condiciones iniciales$\boldsymbol{Q_{MDi}}$ y finales $\boldsymbol{Q_{MDf}}$, de operación del sistema. En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos.

4.2.15 Cálculo del Caudal Máximo Horario

El caudal máximo horario se establece como la base para definir el caudal de diseño de una red de colectores del sistema de alcantarillado. Según el RAS 2000 el caudal máximo horario del día de máximo consumo se estima a partir del caudal medio diario, para lo cual se usa el factor de mayoración F.

$$\boldsymbol{Q_{MH}} = \boldsymbol{F} \times \boldsymbol{Q_{MDf}}$$

Dónde: F = Factor de mayoración.
Q_{MDf} = Caudal Medio Diario al final del periodo de diseño.

4.2.16 Factor de mayoración del Caudal Medio Diario

En el factor de mayoración para calcular el caudal máximo horario, utilizando como base el caudal medio diario, se tienen en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso de agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de tuberías puede contribuir cada vez más a amortiguar los picos de caudal. El factor de mayoración se calcula de acuerdo con lo propuesto en el numeral D.3.3.5.1 del RAS 2010. El caudal máximo horario (Q_{MH}) se determinó al multiplicar el caudal medio diario (Q_{md}) por un factor de mayoración obtenido a través de la ecuación del coeficiente de Flores.

$$\boldsymbol{F} = \frac{\boldsymbol{3.5}}{\boldsymbol{P^{0.1}}} \qquad \textbf{Flores}$$

En general el valor de F debe ser mayor o igual que 1,4. El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de la población y el caudal; sin embargo el máximo valor del factor de

mayoración debe limitarse, cualquiera que sea la expresión utilizada para su cálculo, de acuerdo con el tamaño de la población servida.

4.2.17 Definición del Caudal de Diseño

El caudal de diseño Q_{DT} de cada colector del sistema de alcantarillado sanitario es estimado sumando el caudal máximo horario del día máximo Q_{MH}, con los aportes por infiltración Q_{INF} y conexiones erradas Q_{CE}.

$$\boldsymbol{Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{CE} + Q_{INF}}$$

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1.5 L/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

Tabla 29. Caudales aportantes al sistema

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	QMD	QMD ACUM	QMH	LONG TRAMO	Área INF	Q INF	Q INF ACUM	Área ERRA	Q ERRA	Q ERRA ACUM	Q TOTAL	Q DIS
ALI01-ALI02	ALI01	ALI02	0.00	1.10	3.30	2.209	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
ALI02-PN44	ALI02	PN44	0.00	1.10	3.30	2.227	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN01-PN03	PN01	PN03	0.02	0.02	0.06	35.324	0.346	0.07	0.07	0.346	0.07	0.07	0.20	1.50
PN02-PN03	PN02	PN03	0.07	0.07	0.20	26.548	0.386	0.08	0.08	0.386	0.08	0.08	0.35	1.50
PN03-PN04	PN03	PN04	0.04	0.13	0.39	64.743	0.272	0.05	0.20	0.272	0.05	0.20	0.79	1.50
PN03i-PN09	PN03i	PN09	0.02	0.02	0.06	60.234	0.242	0.05	0.05	0.242	0.05	0.05	0.16	1.50
PN04-PN05	PN04	PN05	0.07	0.20	0.60	61.711	0.454	0.09	0.29	0.454	0.09	0.29	1.18	1.50
PN04i-PN11	PN04i	PN11	0.01	0.01	0.04	59.589	0.180	0.04	0.04	0.180	0.04	0.04	0.12	1.50
PN05-PN06	PN05	PN06	0.05	0.25	0.76	59.122	0.312	0.06	0.35	0.312	0.06	0.35	1.46	1.50
PN05i-PN12	PN05i	PN12	0.02	0.02	0.07	61.063	0.183	0.04	0.04	0.183	0.04	0.04	0.15	1.50
PN06-PN07	PN06	PN07	0.05	0.30	0.90	59.430	0.317	0.06	0.42	0.317	0.06	0.42	1.74	1.74
PN06i-PN13	PN06i	PN13	0.02	0.02	0.07	59.252	0.178	0.04	0.04	0.178	0.04	0.04	0.14	1.50
PN07-PN08	PN07	PN08	0.04	0.34	1.02	57.863	0.279	0.06	0.47	0.279	0.06	0.47	1.96	1.96
PN07i-PN14	PN07i	PN14	0.03	0.03	0.09	60.542	0.183	0.04	0.04	0.183	0.04	0.04	0.16	1.50
PN08-PN16	PN08	PN16	0.01	0.88	2.64	19.522	0.086	0.02	1.32	0.086	0.02	1.32	5.28	5.28
PN09-PN11	PN09	PN11	0.04	0.16	0.47	66.759	0.398	0.08	0.26	0.398	0.08	0.26	0.98	1.50
PN10-PN09	PN10	PN09	0.09	0.09	0.28	25.990	0.637	0.13	0.13	0.637	0.13	0.13	0.53	1.50
PN11-PN12	PN11	PN12	0.09	0.26	0.78	59.352	0.558	0.11	0.40	0.558	0.11	0.40	1.59	1.59
PN12-PN13	PN12	PN13	0.07	0.36	1.07	61.070	0.538	0.11	0.55	0.538	0.11	0.55	2.16	2.16
PN13-PN14	PN13	PN14	0.06	0.44	1.31	61.587	0.433	0.09	0.67	0.433	0.09	0.67	2.65	2.65
PN14-PN15	PN14	PN15	0.03	0.50	1.50	58.740	0.296	0.06	0.77	0.296	0.06	0.77	3.03	3.03
PN15-PN08	PN15	PN08	0.03	0.53	1.59	59.606	0.305	0.06	0.83	0.305	0.06	0.83	3.24	3.24
PN16-PN60	PN16	PN60	0.01	0.89	2.68	13.622	0.085	0.02	1.33	0.085	0.02	1.33	5.35	5.35
PN17-PN19	PN17	PN19	0.02	0.97	2.91	68.002	0.377	0.08	1.51	0.377	0.08	1.51	5.93	5.93

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	QMD	QMD ACUM	QMH	LONG TRAMO	Área INF	Q INF	Q INF ACUM	Área ERRA	Q ERRA	Q ERRA ACUM	Q TOTAL	Q DIS
PN18-PN17	PN18	PN17	0.03	0.03	0.09	48.208	0.320	0.06	0.06	0.320	0.06	0.06	0.22	1.50
PN19-PN20	PN19	PN20	0.01	0.98	2.93	60.871	0.333	0.07	1.58	0.333	0.07	1.58	6.08	6.08
PN19i-PN48	PN19i	PN48	0.01	0.01	0.02	41.304	0.109	0.02	0.02	0.109	0.02	0.02	0.06	1.50
PN20-PN21	PN20	PN21	0.00	0.98	2.94	36.360	0.114	0.02	1.60	0.114	0.02	1.60	6.14	6.14
PN21-PN53	PN21	PN53	0.01	0.99	2.97	74.970	0.155	0.03	1.63	0.155	0.03	1.63	6.24	6.24
PN22-PN23	PN22	PN23	0.00	1.10	3.30	43.857	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN52-PN22	PN52	PN22	0.00	1.10	3.30	19.327	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN23-PN24	PN23	PN24	0.00	1.10	3.30	39.179	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN24-PN25	PN24	PN25	0.00	1.10	3.30	42.492	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN25-PN26	PN25	PN26	0.00	1.10	3.30	47.939	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN26-PN27	PN26	PN27	0.00	1.10	3.30	49.493	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN27-PN28	PN27	PN28	0.00	1.10	3.30	49.037	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN28-PN29	PN28	PN29	0.00	1.10	3.30	52.823	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN29-PN30	PN29	PN30	0.00	1.10	3.30	49.448	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN30-PN31	PN30	PN31	0.00	1.10	3.30	52.403	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN31-PN32	PN31	PN32	0.00	1.10	3.30	45.148	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN32-PN33	PN32	PN33	0.00	1.10	3.30	80.934	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN33-PN34	PN33	PN34	0.00	1.10	3.30	66.813	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN34-PN35	PN34	PN35	0.00	1.10	3.30	70.842	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN35-PN36	PN35	PN36	0.00	1.10	3.30	65.815	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN36-PN37	PN36	PN37	0.00	1.10	3.30	89.623	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN37-PN38	PN37	PN38	0.00	1.10	3.30	52.795	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN38-PN39	PN38	PN39	0.00	1.10	3.30	47.235	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN39-PN40	PN39	PN40	0.00	1.10	3.30	49.741	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN40-PN41	PN40	PN41	0.00	1.10	3.30	54.257	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	QMD	QMD ACUM	QMH	LONG TRAMO	Área INF	Q INF	Q INF ACUM	Área ERRA	Q ERRA	Q ERRA ACUM	Q TOTAL	Q DIS
PN41-PN42	PN41	PN42	0.00	1.10	3.30	67.954	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN42-PN43	PN42	PN43	0.00	1.10	3.30	82.183	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN43-ALI01	PN43	ALI01	0.00	1.10	3.30	4.490	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN43i-PN46	PN43i	PN46	0.00	0.00	0.00	5.100	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	27.00
PN44-TQ01	PN44	TQ01	0.00	1.10	3.30	2.150	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN45-PN47	PN45	PN47	0.00	1.10	3.30	5.137	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
PN46-PN47	PN46	PN47	0.00	0.00	0.00	26.705	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	27.00
PN47-OF-025	PN47	OF-025	0.00	1.10	3.30	25.908	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	27.00
PN48-PN53	PN48	PN53	0.02	0.03	0.09	86.892	0.317	0.06	0.09	0.317	0.06	0.09	0.26	1.50
PN48i-PN49	PN48i	PN49	0.01	0.01	0.04	30.624	0.187	0.04	0.04	0.187	0.04	0.04	0.11	1.50
PN49-PN50	PN49	PN50	0.00	0.02	0.05	29.793	0.224	0.04	0.08	0.224	0.04	0.08	0.21	1.50
PN50-PN51	PN50	PN51	0.01	0.03	0.08	42.159	0.110	0.02	0.10	0.110	0.02	0.10	0.29	1.50
PN51-PN52	PN51	PN52	0.05	0.08	0.23	88.678	0.274	0.05	0.16	0.274	0.05	0.16	0.55	1.50
PN53-PN52	PN53	PN52	0.00	1.02	3.07	30.019	0.068	0.01	1.73	0.068	0.01	1.73	6.53	6.53
PN60-PN61	PN60	PN61	0.01	0.90	2.71	14.329	0.060	0.01	1.35	0.060	0.01	1.35	5.40	5.40
PN61-PN62	PN61	PN62	0.01	0.91	2.74	15.442	0.064	0.01	1.36	0.064	0.01	1.36	5.45	5.45
PN62-PN17	PN62	PN17	0.01	0.92	2.76	23.737	0.073	0.01	1.37	0.073	0.01	1.37	5.50	5.50
TQ01-TQ02	TQ01	TQ02	0.00	1.10	3.30	13.358	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08
TQ02-PN45	TQ02	PN45	0.00	1.10	3.30	2.644	0.000	0.00	1.89	0.000	0.00	1.89	7.08	7.08

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

4.2.18 Definición del diámetro real interno

El diámetro interno real mínimo recomendado por el RAS en el numeral 7.8.2., en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 200 mm (8") con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Sin embargo, para niveles de complejidad del sistema bajo, éste puede reducirse a 150 mm (6"), requiriéndose una justificación detallada por parte del diseñador. Cuando se pretende evacuar las aguas residuales de 10 viviendas en adelante, es recomendable utilizar como diámetro mínimo 200 mm (8").

Sobre este aspecto el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial emitió en la Resolución 668 del 19 de junio de 2003, en el artículo 3, en donde menciona que para los sistemas de alcantarillados convencionales para el nivel de complejidad del sistema bajo, el diámetro interno real permitido es de 150 mm (6 Pulgadas). Para este proyecto se utilizará como diámetro interno el equivalente a ***6 pulgadas (150mm)***.

4.2.19 Velocidad en los colectores

Si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores, debido a esto el RAS recomienda en el numeral 3.3.9 la velocidad mínima real permitida para una tubería de diámetro menor a 450 mm en un colector de aguas residuales es de 0.45 m/s. Según lo establecido en el numeral 3.3.9.2 la velocidad máxima recomendada es de 5 m/s, cuando la velocidad máxima del flujo en una tubería sea mayor a 4 m/s, en el diseño se debe tener en cuenta el potencial desgaste por erosión de los tramos del sistema y de las estructuras de conexión y/o inspección. También se deben tener en cuenta las recomendaciones dadas por los fabricantes para las estructuras de conexión y las uniones de las tuberías. Como alternativa de solución pueden plantearse estructuras de caída y/o disipación de energía en algunos puntos del sistema.

4.2.20 Fuerzas tractivas

Según lo recomendado en el numeral 3.3.9.1 del RAS, la capacidad de auto limpieza de una tubería de alcantarillado, es decir, la posibilidad de que sean arrastradas las partículas en suspensión, depende del esfuerzo cortante que la corriente de agua ejerza sobre las paredes interiores donde podría ocurrir la sedimentación. En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topográficas presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, debe verificarse que el esfuerzo cortante sea mayor que **1,5 N/m^2 (0,15 Kgf/m^2)**.

4.2.21 Relación máxima entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno

Según lo recomendado en el numeral 3.3.8 del RAS, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 85% del diámetro real de éste. En el Anexo ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado, en la hoja de cálculo denominada "Resultados hidráulicos" se evidencia que el valor del parámetro adoptado es el ***80%.***

4.2.22 Distancia máxima entre cámaras de inspección

En general, la distancia máxima entre estructuras de conexión de tramos está determinada por la malla urbana, los equipos disponibles de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo. En caso de que ni la malla urbana ni el comportamiento del flujo limiten la distancia máxima, ésta es de 100 a 120 m si la limpieza

de los tramos es manual, y puede llegar a 200 m si la limpieza es mecánica o hidráulica. En interceptores o tramos principales, donde las entradas son muy restringidas o inexistentes, la distancia máxima entre estructuras de inspección puede incrementarse en función del tipo de mantenimiento hasta 300 m. Como distancia máxima entre cámaras de inspección se adoptó una distancia de ***100 m***.

4.2.23 Caudal de Diseño

El caudal de diseño de cada colector se obtiene sumando el caudal máximo horario de aguas residuales más el aporte de infiltración más el aporte de conexiones erradas:

$$Q_D = QMH + Q_{inf} + Q_{CE}$$

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea menor que 1,5 L/s, debe adoptarse este último valor como caudal de diseño para dimensionar las tuberías de sistemas de alcantarillado de aguas residuales. En el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado, en la hoja de cálculo denominada “Caudales Sanitarios”, se realiza el cálculo de caudales por cada colector.

4.3 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

4.3.1 Tanque séptico

Se caracteriza porque en la sedimentación y la digestión se realizan dentro del mismo tanque; con lo anterior se evitan los problemas de complejidad de construcción y excavación profunda. El tanque séptico consiste esencialmente en uno o varios tanques o compartimientos en serie, de sedimentación de sólidos.

La remoción de un tanque séptico puede ser del 30 al 50%, de grasas y aceites un 70 a 80%, de fosforo un 15% y de un 50 a 70% de sólidos suspendidos, para aguas residuales domesticas típicas, como es el caso de los corregimientos objeto de intervención. Luego que las aguas residuales han sido sometidas al proceso de sedimentación y digestión, estas son llevadas por medio de un sistema de distribución ascendente por tuberías (una tubería principal y secundarias de un diámetro menor que la principal), dichas tuberías conducen el agua tratada en el pozo séptico hacia el filtro anaerobio.

Como sistema complementario de tratamiento, se proyecta un filtro anaerobio de flujo ascendente con un tiempo de retención hidráulico de 0,5 días, acogiéndose a lo recomendado por el RAS-2000.

4.3.2 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente:

Es un proceso de crecimiento adherido. De los sistemas de tratamiento anaerobio es el más sencillo de mantener porque la biomasa permanece como una película microbial adherida y porque como el flujo es ascendente, el riesgo de taponamiento es mínimo. El tratamiento ocurre a medida que el agua residual domestica atraviesa el medio filtrante donde las bacterias entran en contacto con las aguas residuales y consumen la materia orgánica contenida en ella. El agua residual es depurada por medio de un filtro anaerobio de flujo ascendente que en conjunto pueden remover entre un 70 – 85% de la DBO5 y los SST.

A su entrada el sistema tiene proyectado una tubería de distribución con una tubería principal y varias tuberías secundarias de menor diámetro (a estas tuberías se les realizan perforaciones) que reparten el flujo

uniformemente al compartimiento. Cuando el agua alcanza el tiempo de retención hidráulica es transportado por una tubería fuera del sistema de tratamiento, para ser vertido en el cuerpo de agua receptor.

Con el propósito de garantizar una buena área de contacto entre el agua residual y la película biológica encargada de realizar la depuración, a la vez que se pretende facilitar la extracción del medio filtrante para cuando este se colmate y requiera mantenimiento, se proyecta que el lecho tenga una altura de promedio de 1,7 m y esté conformado por suncho plástico.

La Figura 19 y Figura 20 muestra la línea de remoción de la DBO con este sistema de tratamiento, los valores de DBO del afluente, son los valores de las características de un agua residual domestica típica (Tratamiento de aguas residuales, Teoría y principios de diseño – Jairo Alberto Romero Rojas, tabla 1.6, pág. 21).

Tabla 30. Características de un agua residual doméstica típica.

Parámetro	Magnitud
DBO	200 mg/l
DQO	400 mg/l
Sólidos suspendidos Totales	200 mg/l
Sólidos suspendidos volátiles	150 mg/l
Nitrógeno Amoniacal	30 mg/l - N
Orto fosfatos	10 mg/l - P

Fuente: Tratamiento de aguas residuales, Teoría y principios de diseño – Jairo Alberto Romero Rojas, 2004

La eficiencia de remoción de este sistema está usualmente en el rango del 40 a 80% para DBO (Demanda Biológica de Oxigeno) y SST (Sólidos suspendidos Totales).

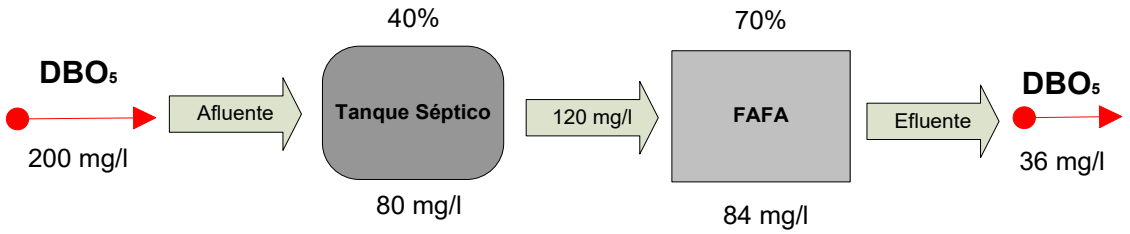


Figura 19. Línea de aguas.

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, Febrero2016.



Figura 20. Línea de lodos.

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, Febrero2016.

La resolución 0631 del 17 de marzo de 2015 por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de agua superficiales y a los sistemas de alcantarillado público, los valores máximos permisibles de DBO y SST de aguas residuales domesticas es de 90 mg/l de DBO y 90 mg/l de SST. De acuerdo a la Tabla 31, la eficiencia de remoción de DBO y SST del sistema propuesto para esta alternativa, cumpliría con lo establecido con esta resolución.

Tabla 31. Valores finales vertidos, Tanque séptico + FAFA (ARD).

Valor Típico / Tratamiento	DBO (mg/L)	SST (mg/L)
	200	200
Tanque séptico + FAFA	36	28

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

Tabla 32. % de Eficiencia de los sistemas

	DBO				SST		
SISTEMA	**MÍNIMO**	**MÁXIMO**	**MEDIOS**	**SUGERIDO**	**MÍNIMO**	**MÁXIMO**	**MEDIOS**
POZO	30.00%	50.00%	40.00%	40.00%	50.00%	70.00%	60.00%
FILTRO	70.00%	80.00%	75.00%	70.00%	50.00%	80.00%	65.00%
TOTAL	79.00%	90.00%	85.00%	82.00%	75.00%	94.00%	84.50%

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

El Articulo 8 de la resolución No 0631 del 2015, expedida por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, estable que los valores máximo permisibles en los vertimientos de aguas residuales domésticas, son de 90 mg/L tanto para DBO, como para SST. Comparando con nuestros sistemas propuestos se observa que estos cumplirían con lo estipulado en la mencionada resolución.

5. RESUMEN ESTUDIO HIDROLÓGICO

5.1 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

A continuación se presenta un resumen del Anexo 6, con datos específicos para el corregimiento de Luis Vero

Para realizar la caracterización climatológica se solicitó al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM la información correspondiente a los valores medios mensuales, de la precipitación total, temperatura media, evaporación, humedad relativa, brillo solar, y velocidad del viento, registradas en las 14 estaciones climatológicas que se encuentran localizadas en el área del proyecto: Sin embargo, dado que no todas las estaciones cuentan con información suficiente para realizar un análisis estadístico confiable, solamente fueron analizadas las siguientes estaciones:

Tabla 33. % de Estaciones climatológicas seleccionadas

Código	Estación	Categoría	Coordenadas		Departamento	Municipio	Fecha de Instalación
			ESTE	NORTE			
16015040	STA ISABEL	CO	1181561,58	1402288,76	Norte de Santander	Cúcuta	15/05/68
16055040	ABREGO CENTRO ADMO	CP	1094560,38	1385854,86	Norte de Santander	Ábrego	15/07/69
16055060	PLAYA LA	CO	1093213,5	1400262,07	Norte de Santander	La playa	15/09/84
16055090	INS AGR CONVENCION	CP	1081161,84	1428228,29	Norte de Santander	Convención	15/08/90
16055100	UNIV FCO P SANTAND	CO	1083597,46	1402485,71	Norte de Santander	Ocaña	15/12/91
23195180	ESC AGR CACHIRA	CO	1113550,31	1346968,69	Norte de Santander	Cáchira	15/03/72

CP: Climatológica principal CO: Climatológica ordinaria

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

5.2 ANÁLISIS DE CAUDALES MEDIOS

Los análisis de caudal se realizaron a partir de la información de caudal medio diario disponible en las estaciones hidrológicas localizadas en la zona del proyecto.
Con base en las series históricas a nivel diario en cada estación se elaboraron las series históricas a nivel mensual con el fin de determinar el régimen hidrológico en cada sitio en el que se tiene medición directa de caudales.
Con base en la información a nivel mensual de las estaciones hidrológicas existentes, se estimó el caudal medio en cada alternativa de captación, ya sea por transposición de caudales o teniendo en cuenta la escorrentía generada en la cuenca en estudio.

Tabla 34. Caudal medio estimado en los sitios de captación propuesto (l/s)

ID	Ene	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
8	158.8	142.37	143.29	225.76	256.76	185.51	154.7	179.1	246.61	326.4	364.1	284.54	22.33

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

5.3 ANÁLISIS DE CAUDALES MÍNIMOS

Se estima el caudal mínimo en el sitio propuesto para captación, con base en el análisis de caudales característicos, obtenido de las series de caudal diario disponible en las estaciones hidrológicas analizadas, mediante una regionalización del rendimiento requerido para la obtención de dicho caudal característico, que para el caso del presente análisis se realizará para Q90 y Q95, correspondiente al caudal que es igualado o superado el 90% y 95% del tiempo respectivamente.

Tabla 35. Caudal mínimo estimado en los sitios de captación propuesto

Fuete	Área (km2)	Caudal (m3/s)		
		Q90	Q95	Q100
Guaduas	6.732	74.484	63.416	21.34

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

5.4 ANÁLISIS DE CAUDALES MÁXIMOS

El caudal máximo en el sitio de captación servirá como insumo para el diseño hidráulico de la bocatoma durante eventos de creciente de las fuentes de captación; mientras que los caudales máximos en los puntos de vertimiento de aguas residuales, permitirán estimar los niveles mínimos a los que deberán realizarse las descargas en las respectivas fuentes receptoras.

Teniendo en cuenta que las cuencas en estudio no se encuentran instrumentadas en su totalidad, para realizar una estimación directa de los caudales máximos, se propone realizar una estimación de los mismos a partir de dos métodos lluvia – escorrentía, correspondientes al método racional para las cuencas cuya área es menor a 2,5 km2, y mediante el método del Soil Conservation Service para aquellas cuencas con área de drenaje mayor a 2,5 km2.

Tabla 36. Caudal mínimo estimado en los sitios de captación propuesto

	LOCALIDAD	**TIPO**	**Metodología Utilizada**	**Caudal Máximo (m³/s)**							
				Tr= 2 años	Tr= 2.33 años	Tr= 5 años	Tr= 10 años	Tr= 20 años	Tr= 25 años	Tr= 50 años	Tr= 100 años
Sardinata	Luis Vero	CAPTACIÓN	Hidrograma Unitario	69.03	73.60	94.05	111.27	128.15	133.56	150.40	167.31
Sardinata	Luis Vero	VERTIMIENTO	Hidrograma Unitario	22.54	24.04	30.74	36.39	41.92	43.70	49.22	54.77

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

6. ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA Y TRATABILIDAD

Con el objeto de determinar la calidad del agua para consumo humano de la Quebrada Guaduas (Fuente abastecedora del sistema), se realizó un muestreo y se desarrolló una evaluación fisicoquímica y bacteriológica, siguiendo la metodología presentada por la consultoría y aprobada por la Interventoría.

6.1 TOMA DE MUESTRA

6.1.1 Tipo de muestra seleccionada

En la quebrada Guaduas, se realizó la toma de forma puntual llevada a cabo directamente en el cuerpo de agua, a una hora determinada, alejado de la orilla, sin remover el fondo, tomando la muestra en contra corriente alcanzando una profundidad entre 25 a 40 cm, luego se volteó ligeramente el frasco y se dejó un espacio entre 3 y 4 cm entre el nivel del agua y la tapa, realizando esta actividad en la cantidad de recipientes asignados según el grupo de análisis a realizar en el laboratorio, para el caso de grasas y aceites se utilizó un frasco de vidrio de 500 ml boca ancha, este no se enjuagó y se tomó la muestra con el recipiente de forma horizontal en contra corriente en la fuente, de tal manera que la película de agua alcanzó aproximadamente la mitad del diámetro de la boca del frasco, es decir las tres cuartas partes del frasco. De igual forma se realizó la medición de los parámetros In situ directamente en el cuerpo de agua.

6.1.2 Control y vigilancia del muestreo, preservación y análisis

El proceso de control y vigilancia del muestreo, preservación y análisis es de vital importancia para asegurar la integridad de la muestra, desde su recolección hasta el reporte de los resultados; incluyó la actividad de seguir o monitorear las condiciones de toma de muestra, preservación, codificación, transporte y su posterior análisis.

6.1.3 Recipientes para las muestras

Los recipientes para las muestras generalmente están hechos de plástico o de vidrio. Para el trabajo de campo se utilizaron de acuerdo con la naturaleza de la muestra y sus componentes, la Tabla 37 muestra los recipientes utilizados en la toma de muestra.

Tabla 37. Recipientes utilizados

ANALISIS	RECIPIENTE
Color verdadero	Plástico - Vidrio
Turbiedad	Plástico - Vidrio
pH	Plástico - Vidrio
Sulfatos	Plástico - Vidrio
Conductividad	Plástico – Vidrio de Borosilicato
Nitritos	Plástico - Vidrio
Alcalinidad	Plástico - Vidrio
Cloruros	Plástico - Vidrio
Oxígeno disuelto	Vidrio
Fosfatos	Vidrio enjuagado con HNO3
Fluoruros	Plástico Politetrafluoroetileno
DBO5	Plástico
Dureza	Plástico - Vidrio
Calcio	Plástico - Vidrio

ANALISIS	RECIPIENTE
Magnesio	Plástico – Vidrio de Borosilicato (Lavado en acido)
Hierro	Plástico – Vidrio de Borosilicato (Lavado en acido)
Manganeso	Plástico – Vidrio de Borosilicato (Lavado en acido)
Coliformes Totales	Bolsa WHIRL –PAK - Vidrio Esterilizado
Prueba de tratabilidad (Prueba de jarras – Demanda de Cloro).	Plástico

Fuente: ECOSAM 2017.

6.1.4 Precauciones generales

Se verificó y realizó alistamiento de cavas (plástico y/o icopor), descripción del punto de muestreo, documentos (formatos, instructivos, procedimientos y fichas de seguridad), herramientas, piezas de repuesto y EPPs.
Dentro de las medidas tomadas en campo, específicamente en el muestreo de agua, antes de recolectar la muestra se realizó la purga del recipiente dos o tres veces. Dependiendo del tipo de determinación, el recipiente se llena completamente (esto para la mayoría de las determinaciones de compuestos orgánicos), los recipientes esterilizados antes de realizar el muestreo se mantienen en la misma condición hasta el momento de la toma de la muestra (por ejemplo en los análisis microbiológicos).
La preservación se realizó en conjunto todas las muestras pertenecientes a un grupo particular de parámetros a analizar, para disminuir la posibilidad de adicionar un agente preservante equivocado. Los equipos utilizados en el muestreo se mantuvieron limpios y almacenados en lugares apropiados y fueron verificados antes de iniciar la jornada de muestreo.

6.1.5 Preservación de la muestra

Busca retardar los cambios químicos y biológicos, que continúan inevitablemente después de que la muestra se retira de su fuente. Los métodos de preservación aplicados incluyeron las siguientes operaciones: control del pH, adición de reactivos, uso de botellas ámbar y refrigeración; y obran para: (a) retardar la acción biológica, (b) retardar la hidrólisis de los compuestos o complejos químicos, (c) reducir la volatilidad de los constituyentes y (d) reducir los efectos de absorción. Para la toma de muestras se utilizaron recipientes de plástico y vidrio etiquetados de acuerdo a la identificación del punto y la hora de toma de la muestra.
Las muestras fueron preservadas mediante refrigeración y la adición de reactivos, según los parámetros requeridos y siguiendo los procedimientos establecidos en el *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.*

6.1.6 Medición Variables in situ

Para la medición de variables en campo (pH, Temperatura, Conductividad, caudal y georreferenciación) se utilizaron equipos portátiles. Estos son revisados y calibrados antes de iniciar las labores de muestreo. Los equipos utilizados fueron:

- GPS marca Garmin Modelo map60CSx.
- Multiparametro pH, conductividad Oxígeno disuelto Marca YSI modelo 8603.

6.1.7 Descripción del muestreo

El día 06 de julio se realizó la toma de muestra de la fuente abastecedora de la localidad de Luis Vero, muestra simple o puntual. Lo anterior con el fin de establecer si los valores de las variables analizadas se encuentran dentro los límites establecidos en el Resolución 2115 de 2007 del Ministerio de la Protección Social y Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Se evaluaron variables fisicoquímicas y microbiológicas según el plan de muestreo.

6.2 EVALUACIÓN FÍSICO QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA

La evaluación ha sido realizada con el objetivo de saber la calidad del agua de la fuente abastecedora (Quebrada Guaduas) de acuerdo a la Resolución 2115 de 2007 del Ministerio de la Protección Social y Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano). La Tabla 38 muestra los resultados obtenidos de la caracterización de la Quebrada Guaduas (Ver

ANEXO - 2 CARACTERIZACIÓN DE AGUA).

Tabla 38. Resultados caracterización agua cruda.

PARAMETRO	*UNIDADES DE MEDICION*	*VALOR PERMISIBLE*	*VALOR MEDIDO AGUA CRUDA*	*CUMPLE [SI / NO] RAS 2000 C.2.1*
Hierro Total Fe	mg/L	0,3	0.281	SI
Manganeso Mn	mg/L	0,1	<0,014	SI
Calcio Ca	mg/L	60	<6.75	SI
Conductividad	µs/cm	1000	88.7	SI
DQO	mg/LO_2	50	<25	SI
Nitritos NO2-	mg/L	0,1	<0.01	SI
Alcalinidad Total CaCO3	mg/L	200	35	SI
Sulfatos SO42-	mg/L	250	<10	SI
Magnesio Mg	mg/L	36	1.44	SI
Dureza Total CaCO3	mg/L	300	22.8	SI
Color	UPC	15	0	SI
Turbiedad	UNT	2	<2.36	NO
DBO 5 días	mg/LO_2	1,5	<1	SI
Coliformes totales	NMP/100 mL	0	350	NO
Oxígeno disuelto	mg/L	4	8.8	NO
pH	pH	6,5	7.41	SI
Cloruros Cl-	mg/L	250	<3	SI
Fluoruros F-	mg/L	1	<0.09	SI

Fuente: ECOSAM 2017.

6.2.1.1 Hierro y Manganeso

El hierro y el manganeso son elementos que están especialmente presentes en aguas subterráneas y casi siempre juntos, su principal efecto es la coloración del agua y la formación de manchas persistentes en artefactos sanitarios y ropas, comunican mal sabor al agua aunque no producen daño a la salud. También puede ocasionar obstrucción en tuberías. Generalmente se eliminan mediante aireación, floculación y filtración.

6.2.1.2 Conductividad

Al determinar la conductividad se evalúa la capacidad del agua para conducir la corriente eléctrica, es una medida indirecta la cantidad de iones en el agua (fundamentalmente cloruro, nitrato, sulfato, fosfato, sodio, magnesio y calcio), por ello conductividades elevadas indican la presencia de iones los cuales pueden sobrepasar los límites de la norma. La resolución 2115 de 2007 establece un valor para el agua potable máximo de 1000 µs/cm.

6.2.1.3 Nitritos

La presencia de nitritos en el agua es indicativo de contaminación de carácter fecal reciente, en aguas superficiales bien oxigenadas, el nivel de nitrito no suele superar 0.1 mg/L, así mismo cabe resaltar que el nitrito se halla en un estado de oxidación intermedio entre el amoniaco y el nitrato. Los nitritos en concentraciones elevadas reaccionan dentro del organismo con aminas y amidas secundarias y terciarias formando nitrosaminas de alto poder cancerígeno y toxico, de aquí la importancia de su análisis.

6.2.1.4 Alcalinidad Total y Dureza

Es una medida de la capacidad del agua para neutralizar ácidos dados por la presencia especialmente, de ión hidroxilo (OH-) ión carbonato ($CO_3^=$) e ión bicarbonato (HCO_3^-), la alcalinidad está asociada a la dureza del agua, la cual impide la formación de espuma y el consecuente gasto adicional de jabones y detergentes; así mismo puede ocasionar obstrucciones en tuberías e incrustaciones o "sarro" en calderas, calentadores, ollas y utensilios de cocina. Un agua muy dura tiene concentraciones mayores a 300 mg $CaCO_3$/L, modernamente dura entre 150 y 75 mg $CaCO_3$/L, y blanda si tiene valores inferiores a 75 mg $CaCO_3$/L. La dureza no tiene efectos negativos probados sobre la salud.

6.2.1.5 Sulfatos

El sulfato (SO4) se encuentra en casi todas las aguas naturales. La mayor parte de los compuestos sulfatados se originan a partir de la oxidación de las minas de sulfato, la presencia, y la existencia de residuos industriales. El sulfato es uno de los principales constituyentes disueltos de la lluvia. Una alta concentración de sulfato en agua potable tiene un efecto laxativo, al igual que efectos de incrustaciones duras cuando se combina con calcio y magnesio, los dos componentes más comunes de la dureza del agua.

6.2.1.6 Coliformes Totales

La calidad microbiológica se determina, con la detección de organismos normalmente presentes en las heces de seres humanos y animales, lo cual indicará consecuentemente contaminación por organismos patógenos. Los que actualmente son más usados como indicadores universales de calidad microbiológica del agua son los coliformes totales y Escherichia coli.
Los coliformes totales son un grupo de organismos que fermentan la lactosa con producción de ácido y gas entre los 35 y °C. Dentro de este grupo se encuentra los siguientes microorganismos: Escherichia, Enterobacter, Klebsiella y Citrobacter, entre otros. Algunos de estos microorganismos se encuentran normalmente en el suelo y en la vegetación, por lo cual no son indicadores efectivos de contaminación fecal; por esta razón, el grupo coliforme es usado sólo como indicador de la contaminación microbiológica, en términos generales. De igual forma, puede ser usado como indicador de la eficiencia de los tratamientos.
De acuerdo a la Resolución 2115 del 2007, el contenido de coliformes en las aguas potables debe ser nulo.

6.2.1.7 Oxígeno disuelto

Un alto nivel de oxígeno disuelto en el suministro de agua es bueno porque esto hace que el gusto del agua sea mejor. Sin embargo, los niveles altos de oxígeno disuelto aumentan la velocidad de corrosión en las tuberías de agua. Por esta razón, se usan agua con la mínima cantidad posible de oxígeno disuelto.

6.2.1.8 pH

El pH es un término usado para expresar la concentración de iones de hidronio (H_+) respecto a las concentraciones de iones hidroxilo (OH_-) y consecuentemente, el grado de alcalinidad o de acidez de una muestra de agua; no obstante no mide la alcalinidad total ni la acidez total de la misma. Influye sobre la eficacia de los desinfectantes, permitiendo, para pH más bajo en el caso del cloro, que prevalezca un compuesto clorado más efectivo y su importancia permite mantener la integridad y alargar la vida útil de la red

de distribución. Las aguas de pH menor de 6,5, son corrosivas, por el anhídrido carbónico, ácidos o sales ácidas que tienen en disolución.

6.2.1.9 Cloruros

Se encuentra presente en las aguas naturales, residuales y potables. Es esencial para la salud humana ya que contribuye a la producción de HCl del estómago y al balance de electrolitos de la sangre. Aunque altos niveles de cloruro no son tóxicos a la salud humana, si lo son para las plantas ya que afecta su crecimiento y también causa corrosión en tuberías. Cuando la concentración del mismo es mayor de 250 ppm y se encuentra sodio en el agua, ésta toma un sabor salado.
Las concentraciones de cloruro excesivas aumentan la velocidad de corrosión de los metales en los sistemas de distribución, aunque variará en función de la alcalinidad del agua, lo que puede hacer que aumente la concentración de metales en el agua. No se propone ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud para el cloruro en el agua de consumo. No obstante, las concentraciones de cloruro que excedan de unos 250 mg/l pueden conferir un sabor salobre al agua.

6.2.1.10 Floruros

El agua dulce de la superficie terrestre tiene unas concentraciones de fluoruro normalmente bajas de 0.01 ppm a 0.3 ppm. El flúor está presente en la corteza terrestre de forma natural, pudiendo ser encontrado en rocas, carbón y arcilla. Los fluoruros son liberados al aire cuando el viento arrastra el suelo.
Se ha demostrado que el flúor previene las caries dentales siempre que su concentración en el agua no exceda 1 mg/L, si la concentración es mayor el flúor produce una enfermedad en los dientes llamada Fluorosis, son manchas marrones que una vez se presentan son definitivas, es por esto que es práctica normal controlar estrictamente la cantidad de flúor en el agua

6.2.1.11 Temperatura

La importancia de la temperatura es que estimula el desarrollo de los microorganismos y disminuye la solubilidad de los gases, incluyendo la del cloro y el oxígeno, lo cual es negativo para los objetivos de purificación del agua potable, en cualquier caso, una elevada temperatura en el agua le confiere mal sabor por perdida de oxígeno y aumenta la corrosión en las tuberías, no obstante este parámetro muy rara vez se justa.

7. ESTUDIOS DE CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

7.1 CARACTERIZACIÓN DE VERTIMIENTOS

De acuerdo a la metodología propuesta por la consultoría y aprobada por la interventoría, para realizar el diseño de los sistemas de tratamiento de agua residual para los corregimientos objeto de estudio, se caracterizarán los vertimientos representativos de 7 de las 25 localidades, las cuales fueron escogidas de acuerdo a:

1. Municipios localizados en el valle del río Magdalena: Dentro de estos municipios se caracterizarán los vertimientos de las localidades de La Pedregosa, Pueblo Nuevo y Los Ángeles, los cuales se tomarán como base para la caracterización de las localidades pequeñas.

2. Municipios localizados en la zona del Catatumbo: Son localidades localizadas en zona de montaña, por lo cual se caracterizarán las localidades grandes para tomarlas como base para la caracterización de las localidades pequeñas (Aguas claras, Los Ángeles, Las Mercedes, San Pablo, El Aserrío). En el caso del corregimiento de Luis Vero, se utilizaron los datos del corregimiento de Las Mercedes por su similitud en costumbres y cercanía geográfica.

7.1.1 Toma de Muestra

7.1.1.1 Tipo de muestra seleccionada

Se realizó la toma y composición de varias muestras puntuales, con el fin de obtener finalmente siete (7) muestras compuestas después de un periodo de siete (7) horas. Las muestras compuestas se emplearon para observar concentraciones promedio, para calcular las respectivas cargas o la eficiencia de sistema de tratamiento, las cuales pueden tener o no volúmenes iguales o ser proporcionales al caudal durante el periodo de muestras.

7.1.1.2 Control y vigilancia del muestreo

El proceso de control y vigilancia del muestreo, preservación y análisis es de vital importancia para asegurar la integridad de la muestra, desde su recolección hasta el reporte de los resultados; incluye la actividad de seguir o monitorear las condiciones de toma de muestra, preservación, codificación, transporte y su posterior análisis.
Este proceso es esencial para la confiabilidad de la muestra no sólo cuando hay un litigio involucrado, sino también para el control de rutina de las siete (7) muestras que conformaron el monitoreo.

7.1.1.3 Recipientes para las muestras

Los recipientes para las muestras generalmente están hechos de plástico o de vidrio. Para el trabajo de campo se utilizaron de acuerdo con la naturaleza de la muestra y sus componentes.

7.1.1.4 Precauciones generales

Se verificó y realizó alistamiento de cavas (plástico y/o icopor), descripción de los puntos de muestreo, documentos (formatos, instructivos, procedimientos y fichas de seguridad), herramientas, piezas de repuesto

y EPPs. Dependiendo del tipo de determinación, el recipiente se llena completamente (esto para la mayoría de las determinaciones de compuestos orgánicos), los recipientes esterilizados antes de realizar el muestreo se mantienen en la misma condición hasta el momento de la toma de la muestra (por ejemplo en los análisis microbiológicos).
La preservación se realizó en conjunto todas las muestras pertenecientes a un grupo particular de parámetros a analizar, para disminuir la posibilidad de adicionar un agente preservante equivocado. Los equipos utilizados en el muestreo se mantuvieron limpios y almacenados en lugares apropiados y son fueron verificados antes de iniciar la jornada de muestreo.

7.1.1.5 Preservación de la muestra

Busca retardar los cambios químicos y biológicos, que continúan inevitablemente después de que la muestra se retira de su fuente. Los métodos de preservación aplicados incluyeron las siguientes operaciones: control del pH, adición de reactivos, uso de botellas ámbar y refrigeración; y obran para: (a) retardar la acción biológica, (b) retardar la hidrólisis de los compuestos o complejos químicos, (c) reducir la volatilidad de los constituyentes y (d) reducir los efectos de absorción.
Para la toma de muestras se utilizaron recipientes de plástico y vidrio etiquetados de acuerdo a la identificación del punto y la hora de toma de la muestra. Las muestras fueron preservadas mediante refrigeración y la adición de reactivos, según los parámetros requeridos y siguiendo los procedimientos establecidos en el Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. La Tabla 39 muestra el método de preservación para cada uno de los parámetros cartacterizados.

Tabla 39. Preservación y almacenamiento de muestras.

ANALISIS	PRESERVACION	ALMACENAMIENTO MÁXIMO RECOMENDADO
Oxígeno disuelto	Analizar inmediatamente	8 horas
DBO5 Total	Refrigeración T°≤ 6°C	24 Horas
Sólidos Suspendidos Totales	Refrigeración T°≤ 6°C	7 días
Solidos Suspendidos Volátiles	Refrigeración T°≤ 6°C	7 días
DQO	H2SO4 a pH < 2 ; refrigerar	7 – 28 días
Nitrógeno Total	H2SO4 a pH < 2 ; refrigerar	7 – 28 días
Fosforo Soluble	Refrigeración T°≤ 6°C	1 mes
pH	Refrigeración T°≤ 6°C	6 Horas
Acidez	Refrigeración T°≤ 6°C	24 horas
Coliformes Totales (CT)	Rerigeración T < 4°C	
Temperatura	Inmediatamente	
Grasas y Aceites	HCl pH<2 Refrigeración T°≤ 6°C	28 días

Fuente: ECOSAM 2017.

7.1.1.6 Medición variable In Situ

Para la medición de variables en campo (pH, Temperatura, Conductividad, caudal y georreferenciación) se utilizaron equipos portátiles. Estos son revisados y calibrados antes de iniciar las labores de muestreo. Los equipos utilizados fueron:

- GPS marca Garmin Modelo map60CSx.
- Multiparametro pH, conductividad Oxígeno disuelto Marca YSI modelo 8603.

7.1.1.7 Descripción del muestreo

Se realizaron muestreos compuestos durante un período de siete (7) horas tomando alícuotas cada hora en el punto de vertimiento. Lo anterior con el fin de establecer si los valores de las variables analizadas se encuentran dentro los límites establecidos en la Resolución 0631 del 17 de marzo de 2015, articulo 8, establece los parámetros fisicoquímicos y valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales de aguas residuales domésticas de actividades industriales, comerciales y de servicios; y de las aguas residuales (ARD y ARND) de los prestadores del servicio público de alcantarillado a cuerpos de agua superficiales.

7.2 EVALUACIÓN FÍSICO QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA

La evaluación ha sido realizada con el objetivo de saber la calidad del agua que va a ser vertida en la fuente receptora e igual manera buscar el sistema de tratamiento adecuada. La Tabla 40 muestra los resultados obtenidos de la caracterización del vertimiento de la localidad de las Mercedes (aplica también para Luis Vero).

Tabla 40. Resultados caracterización Vertimiento

PARAMETRO	*UNIDADES DE MEDICION*	*VALOR MEDIDO AGUA CRUDA*	*CUMPLE [SI / NO] RAS 2000 C.2.1*
PARAMETROS MEDIDOS EN CAMPO			
Temperatura promedio	°C	24.7	SI
Oxígeno disuelto	mg/L	4.3	SI
pH	Unidades	6.78	SI
Caudal	l/s	6.590	SI
PARAMETROS MEDIDOS EN LABORATORIO			
DBO	mg O2/L	23.5	NO
DQO	mg O2/L	43.4	NO
SST	mg/l	22.7	NO
Fosforo disuelto	mg PO4-3P/L	1.26	-
Fosforo total	mg PO4-3P/L	1.97	-
Acidez	mg CaCO3/L	13.3	-
Grasas y Aceites	mg/l	<12	SI
Nitratos	mg NO3-N/L	<0.2	-
Nitritos	mg NO2-N/L	<0,01	-
Nitrógeno total kjeldahl	mg/L	5.41	-
Nitrógeno total	mg/L	5.41	-
Sólidos volátiles	mg/L	18.8	-
Coliformes fecales	NMP/100ml	20000	-
Coliformes totales	NMP/100ml	170000	-

Fuente: ECOSAM 2017.

7.2.1 Potencial de Hidrogeno

El pH se refiere a la concentración de iones de Hidrogeno (H+) los cuales determinan el grado de acidez y basicidad de una solución; es muy importante el control del pH en el vertimiento que va hacia el cuerpo receptor, ya que un alto o bajo pH puede romper el balance químico del agua y movilizar a los contaminantes, causando condiciones tóxicas y generar cambios en la fauna y flora del ecosistema acuático.

7.2.2 Temperatura

La importancia de la medición y el control de la temperatura de los vertimientos que van a un cuerpo receptor, es que hacen que en el agua exista un menor contenido de oxígeno disuelto, al incrementar la temperatura en el agua también hace que los organismos acuáticos aumenten su tasa de respiración y consuman más oxígeno, aumentando su susceptibilidad a enfermedades, parásitos y productos químicos tóxicos, también es importante para el mantenimiento de las características óptimas en el agua - basado en los sistemas ecológicos como la solubilidad de los nutrientes y gases, en los peces también puede producir efectos negativos en su metabolismo, como la reproducción y crecimiento. En el caso de que haya una reducción de algunos organismos hace que se extinga el alimento de otras especies lo que alteraría el equilibrio en el ambiente acuático.

7.2.3 Oxígeno Disuelto

El oxígeno disuelto es de suma importancia en el agua el cual da un soporte a la vida animal y vegetal en el ecosistema acuático. En un cuerpo de agua hay un balance, en el cual se produce y se consume oxígeno. La fotosíntesis e intercambio con la atmósfera está relacionada con la producción de oxígeno disuelto, las sustancias orgánicas y otras reacciones químicas, están vinculadas con el consumo de oxígeno disuelto, por tanto el oxígeno disuelto es un indicador de la vida de muchos organismos y varían de acuerdo a la temperatura y fotosíntesis; las aguas más calientes disuelven menor el oxígeno, por lo tanto disminuyen las formas de vida que podrían existir, un ejemplo de ellos son los peces, por ser más susceptibles a la reducción de OD por la mañana en días cálidos, ya que las algas dejan de producir oxigeno un día anterior al atardecer. Otra parte importante del oxígeno disuelto es su capacidad que tiene en el cuerpo de agua para poder depurarlo y poder asimilar el vertimiento.

7.2.4 Nitrógeno Total

La resolución 0631 de 2015 solo hace mención al registro y reporte del nitrógeno total, no establece valores fijos de cumplimiento, su importancia radica a que es un componente nutricional para gran variedad de organismos y microorganismo en el ambiente acuático, sin embargo en cantidades elevadas contribuye al agotamiento del oxígeno y generar eutrofización.

8. DISEÑOS HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

En este aparte del documento se presentaran los diseños hidráulicos planteados en la alternativa seleccionada para el sistema de acueducto de la localidad de Luis Vero

8.1 SISTEMA DE CAPTACIÓN

El cauce donde se proyectará la nueva bocatoma de la localidad de Luis Vero es amplio pero su profundidad no es muy grande, por lo tanto se diseña una bocatoma lateral. En este tipo de bocatoma, el agua se capta a través de una rejilla lateral. Con el objeto de mantener una altura de lámina de agua mínima en la rejilla, se plantea un almacenamiento con una presa pequeña.

8.1.1.1 Datos iniciales del diseño

Tabla 41. Datos iniciales para el diseño de la estructura de captación.

Condiciones de entrada				**2041**	**2016**
Caudal Máximo Diario	QMD	Análisis de población y Demanda	l/s	**1.20**	**0.90**
			m3/s	**0.001**	**0.001**
Caudal de Diseño de Bocatoma	Q1	Q1 = 3*QMD	l/s	**3.60**	**2.70**
			m3/s	**0.004**	**0.003**

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Tabla 42. Información de la fuente de abastecimiento, resultado capítulo de Hidrología

Ancho del río en el punto de toma (Caudal Quebrada Q90)		HEC-RAS (Caudal Quebrada Q90)	m	**16.36**
Cota de fondo del Rio en el punto de toma		Topografía	msnm	**516.0**
Caudal mínimo		Análisis hidrológico Q90	m3/s	**0.07**
Nivel mínimo		HEC-RAS (Caudal Quebrada Q90)	msnm	**516.82**
Tirante mínimo	Tmin	HEC-RAS (Caudal Quebrada Q90)	m	**0.80**
Caudal máximo		Análisis hidrológico Tr=25	m3/s	**133.6**
Nivel máximo		HEC-RAS (Caudal Quebrada Tr =25)	msnm	**519.18**
Tirante máximo	Tmax	HEC-RAS (Caudal Quebrada Tr =25)	m	**3.16**

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.1.1.2 Diseño de rejilla

Se asume un diámetro de rejillas de 1" y un espacio de separación entre las mismas también de 1". Se debe recordar que la abertura entre rejas depende del objetivo que cumplirán las mimas. Su limpieza se realizará de forma manual y para facilitar esta operación se dará a la reja una inclinación de 75° con la horizontal.

Entrada de agua por la rejilla: Vertedero de cresta delgada.

Utilizando la expresión de Francis para vertedero Frontal de cresta delgada, tenemos:

$$Q = 1.84\ Le\ H^{3/2}$$

Donde

Q = Caudal a captar, m37s

Le = longitud efectiva del vertedero, m

H = Carga sobre la cresta del vertedero

Se puede establecer que no se considera la carga de velocidad, pues la toma es lateral y la velocidad del agua en la fuente, en el sentido lateral podemos considerarla prácticamente nula.

Perdidas en la rejilla

La expresión utilizada para el cálculo de las pérdidas de entrada es la de Kirshmmer

$$H = B(W/b)^{4/3} hv\ \sin\varphi$$

Donde:

H = Perdida de carga, m

B = factor de formula (=1.79 para barras circulares)

W = Espesor de la barra, m

b = Espacio mínimo entre barras, m

V = velocidad de aproximación, m/s

hv = carga de velocidad

φ = ángulo de la barra con la horizontal.

Tabla 43. Cálculos de diseño de la rejilla

Rejilla				
Diámetro de varillas de rejilla	W	Libro OHR, Materón	In	**1.00**
			m	**0.025**
Separación entre rejillas	b	Libro OHR, Materón	in	**1.00**
			m	**0.025**

Ángulo de las barras con la horizontal	φ	Geometría	Rad	**1.31**
			Gra	**75**
Velocidad de aproximación en sentido transversal	v	Libro OHR, Materón	m/s	**0.60**
Carga de Velocidad en sentido transversal	hv	hv = k(v^2/2*g)	m	**0.018**
Factor de Forma para barras circulares (Eq. Kirshmmer)	B	Libro OHR, Materón		**1.79**
Pérdida de carga por rejilla (calculadas)	h1	Eq. Kirshmmer h=(B(W/b)^(4/3))*(hv*senφ)	m	**0.0317**
Factor de obstrucción de rejilla	FO	Libro OHR, Materón		**3.00**
Pérdida de carga por rejilla (reales)	hr	hr = h1 * FO	m	**0.0952**
Carga antes del vertedero (Q min)	H	Libro OHR, Materón	m	**0.30**
Altura (inicio rejilla - Fondo del cauce)		Tmin - H	m	**0.500**
Nivel de agua en caja de derivación		H-hr	m	**0.205**
Sumergencia para Eq. Villemonte	S	S=(H-hr)/H		**0.683**
Exponente n para Eq. Villemonte	n	Libro OHR, Materón		**1.5**
Caudal a Captar (Vertedero Sumergido Eq. Villemonte)	Q1	Q=Q1(1-S^n)^0.385	m3/s	**0.005**
			l/s	**4.96**
Longitud efectiva del vertedero (Eq. Francis)	Le	Le = Q1/(1.84*H^(1.5))	m	**0.017**
Numero de espacios en rejilla (calculado)	#e	#e=Le/W	UD	**0.660**
Numero de espacios en rejilla (Asumido)		asumido	UD	**3.00**
numero de Varillas redondas	#v	#v = #e-1	UD	**2.00**
Longitud total	L	#v+#e	m	**0.13**
Altura Máxima de la Rejilla Propuesta			m	**0.13**
Altura Máxima de la Rejilla Asumida			m	**0.20**
Área total Efectiva Rejilla		#e*0.0254altura	m2	**0.02**
Altura al Eje de la rejilla				**0.60**
Carga máxima antes del vertedero (Qmax)	Hmax		m	**2.56**
Caudal máximo de entrada (Eq. Orificio Sumergido)	Qmax	Qmax=CAd(2gH)^(1/2)	m3/s	**0.03**
			l/s	**31.91**

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.1.1.3 Cámara de derivación y cámara de excesos

Tanto para la cámara de derivación como para la cámara de excesos, se utilizaran las ecuaciones para orificio sumergido para calcular las alturas y diámetros de las tuberías.

Las dimensiones de la cámara de derivación y excesos fueron elegidas con el fin de que la persona encargada de su mantenimiento pueda maniobrar cómodamente

Tabla 44. Cálculos de diseño de la rejilla y canal de aducción

Cámara de derivación				
Longitud en la parte superior de la cámara	Lc	Dimensión de maniobra	m	2.30
Ancho en la parte superior de la cámara	Bc	Dimensión de maniobra	m	1.60
Nivel mínimo en la cámara			msnm	516.72
Coeficiente de Contracción	C	Libro OHR, Materón		0.61
Diámetro de tubería de derivación	Dd		in	6
			m	0.152
Área de tubería de salida	Ad		m2	0.018
Caudal Bocatoma - Desarenador		Qbd=2*QMD	m3/s	0.002
			l/s	2.400
Altura de lámina sobre el orificio (Eq. Orificio Sumergido)		Q=CAd(2gH)^(1/2)	m3/s	0.00
Cota clave tubería de salida			msnm	516.72
Vertedero de Excesos				
Longitud efectiva del vertedero	Leex	Igual al ancho de la cámara en la parte superior	m	1.6
Caudal de excesos mínimo	Qmexmin	Q1 - Qbd	m3/s	0.001
			l/s	1.2
Carga mínima sobre el vertedero excesos (Eq. Francis)	Hexmin	Leexmin = Qmexmin/(1.84*Hexmin^(1.5))	m	0.005
			cm	0.5
Cota vertedero de excesos			msnm	516.72
Caudal de excesos máximo	Qmexmax	Qmax - Qbd	m3/s	0.028
			l/s	28.31
Carga máxima sobre el vertedero excesos (Eq. Francis)	Hexmax	Leexmax = Qmexmax/(1.84*Hexmax^(1.5))	m	0.05
			cm	4.5
Cámara de salida - desagüe				
Caudal máximo de salida	Qdes		m3/s	0.028
			l/s	28.31
Cota maxima lámina en cámara de salida				516.5
Diámetro de tubería de desagüe	Dd		in	8
			m	0.203
Área de tubería de desagüe	Ad		m2	0.032
Altura de lámina sobre el orificio (Eq. Orificio Sumergido)		Q=CAd(2gH)^(1/2)	m	0.10
Cota clave tubería de desagüe			msnm	516.41
Cota batea tubería desagüe			msnm	516.21

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.1.1.1 Presa

El nivel de altura de la presa está ajustado para permitir la entrada libre en niveles mínimos y entrada sumergida en niveles máximos. Estos niveles fueron calculados en software HEC RAS

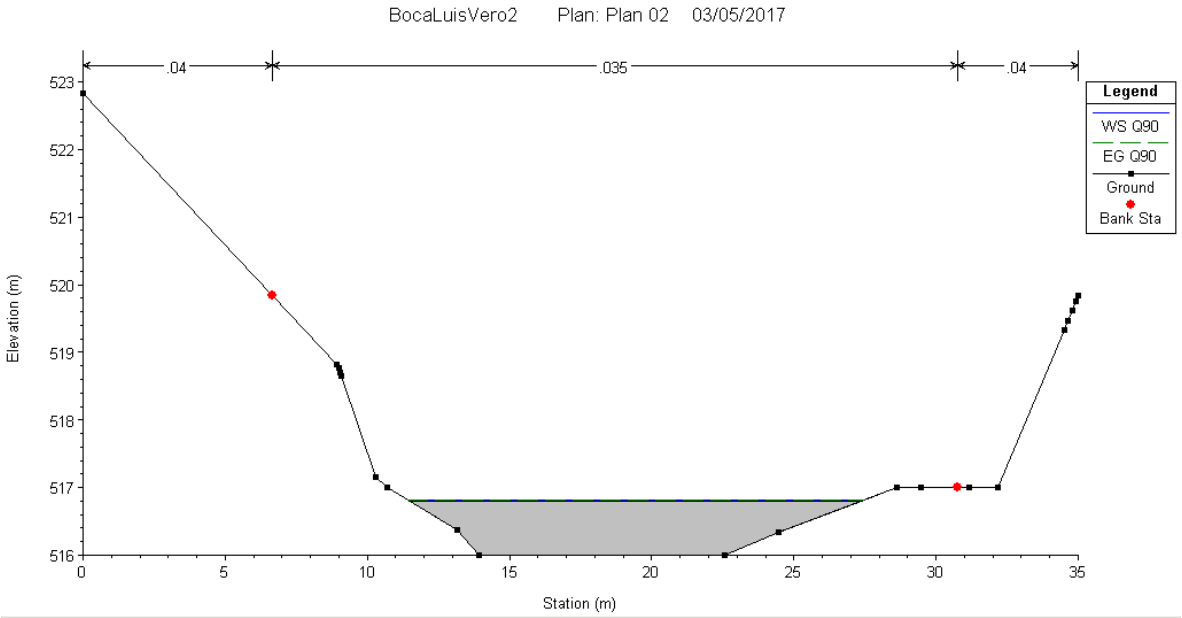


Figura 21. Presa de Toma con caudal mínimo (Corte)- HEC RAS
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

8.2 DESARENADOR

El objetivo del desarenador es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas, está compuesto por cinco zonas, la zona 1 conformada por la cámara de aquietamiento, la zona 2 la entrada al desarenador, la zona 3 que en sí es la zona de sedimentación, la zona 4 salida del desarenador y la zona 5 el almacenamiento de lodos.

De acuerdo al RAS para los niveles de complejidad del sistema bajo, el sistema puede estar compuesto por una sola estructura que contenga un canal o estructura de paso directo del agua, mientras se ejecutan labores de operación y mantenimiento en la estructura. Adicional el desarenador debe tener una capacidad hidráulica igual al caudal máximo diario (QMD).

El desarenador de la localidad de Luis Vero, se localizará en las coordenadas X: 1088411.17; Y: 1463974,872.

8.2.1 Condiciones de Entrada

El desarenador se diseñada con 1 módulo y un periodo de diseño de 25 años. Tiene capacidad de tratar 8.82 L/s (QMD calculado para el final del periodo de diseño).

Conforme la normatividad, fue elegida una relación inicial Longitud / Ancho de 4 a 1 y una profundidad útil de sedimentador de 1,5 m.

El diámetro mínimo de las partículas a remover será 0.02 cm

El porcentaje de remoción es 80%

El grado del sedimentador es n = 1, siguiendo lo enunciado en los criterios de diseño, el número de Hazen será igual a 4.

8.2.2 Cálculo de Parámetros

Velocidad de sedimentación

Adoptando el diámetro de la partícula a remover d_s=0,02 cm,

$$Vs = ((4/3) * (g/Cd) * (\rho s - 1) * d)\text{^}(1/2)$$

Número de Reynolds

El cálculo del valor del número de Reynolds permite advertir el comportamiento del flujo de partículas dentro del desarenador; si Re< 0.8, el flujo de partículas dentro del desarenador es laminar, en caso de Re>1.2 el flujo será, no laminar. Se debe siempre evitar estar entre 0.8 y 1.2, en cuyo caso, el flujo está el transición.

Tiempo de sedimentación de una partícula

$$t = \frac{H}{\boldsymbol{V_s}}$$

El valor del Número de Hazen es:

$$\boldsymbol{n = 4}$$

Utilizando el valor de número de Hazen y tiempo de sedimentación, se calcula el tiempo de retención hidráulico

$$\theta = n * t$$

El volumen del tanque calculado, deberá ser por lo menos igual a:

$$V = \theta * Q$$

Teniendo el volumen y la relación mínima de Ancho / Largo, se puede calcular las dimensiones mínimas del tanque

Carga hidráulica superficial

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

Este valor debe estar comprendido entre 15 y 80
El valor de la carga hidráulica superficial será el parámetro a cumplir y que definirá las dimensiones del tanque sedimentador.

Condiciones de diseño del desarenador		
Relación longitud: ancho (3 a 5)		4.00
Profundidad útil de sedimentación (Min 1.5m Max 4.5m) (m):	**H**	1.50
Diámetro de partículas (Min 0.02cm) (cm)	***d***	0.02
Aceleracion de la gravedad (cm/s2)	***g***	980
Peso específico de la partícula de arena (gr/cm3)	**ρS**	2.65
Viscosidad cinemática del agua a 15° C (cm2/s)	**μ**	0.01059
Número de Reynolds asumido inicial 1<Re<1000	Re	**4.78**
Coeficiente de Arrastre	Cd = (24/Re)+(3/Re^(1/2))+0.34	6.73
Velocidad de sedimentación (Vs) [cm/s]	Vs = ((4/3)*(g/Cd)*(ρs-1)*d)^(1/2)	2.53
Número de Reynolds (Re<1 para láminar y 1<Re<1000 para transición)	Re = vs x d/μ	4.78
Tiempo que tardaría la partícula en llegar al fondo (t)[seg]	t = H / Vs	59.28
Para n=1 (Deflectores deficientes o sin ellos) remoción del 80% (Tabla Inf.)	Número de Hazen	3.00
Tiempo de retención hidráulico (entre 0.5 y 4hr) (θ) [hr]	θ= n x t	0.05
Volumen tanque mínimo requerido (m3)	V = θ x Q	0.21
Área superficial del tanque minima requerída (As) [m²]	As= V / H	0.14
Base del tanque minimo requerido [m]	B = √As/3	0.22
B [m]	**Adoptado**	**0.90**
L [m]	3B / 4B	3.60
Recalculo Área superficial del tanque (As) [m²]	BxL	3.24
Recalculo Volumen tanque (m3)	BxLxH	4.86
Carga hidráulica superficial entre (15 y 80) (q) [m³/m² d]	q=Q / As	32.00
Volocidad de sedimentacion crítica (m/s)	Vo = q	0.037
Velocidad horizontal (Vh) [cm/s]	Vh = Q / (H x B)	0.089
Velocidad horizontal max (Vhmax) [cm/s] (Vh < Vhmax)	Vhmax = Vs*20	50.61
Velocidad resuspención (Vr) [cm/s] (Vh < Vr)	Vr = ((8k/f)*g*(ρs-ρ)*d)^(1/2)	18.573

8.2.3 Cálculo de elementos del Desarenador

Vertedero de salida

Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)

$$H_v = \left(\frac{Q}{1.84B}\right)^{2/3}$$

Velocidad sobre el vertedero (m/s)

$$V_v = \frac{Q}{B\ H_V}$$

Alcance horizontal (m)

$$X_s = 0.36\ V_v^{2/3} + 0.6\ H_v^{4/7}$$

Vertedero de salida		
Altura de lámina de agua sobre el vertedero de salida (m):	$H_v = \left(\frac{Q}{1.84B}\right)^{2/3}$	0.01
Velocidad sobre el vertedero (Entre 0.3 y 3) (m/s):	$V_v = \frac{Q}{B\ H_V}$	0.17
Alcance horizontal (m):	$X_s = 0.36\ V_v^{2/3} + 0.6\ H_v^{4/7}$	0.15
Longitud vertedero de salida Lv (>Xs)	**Asumido**	0.30

Pantalla de salida

Profundidad (m)

$$\mathrm{P}_{ps} = \frac{H}{2}$$

Distancia al vertedero de salida

$$\mathrm{D}_{ps} = 15 * H_v$$

Pantalla de salida		
Profundidad [m]	H/2	0.75
Distancia al vertedero de salida [m] (calculado)	15 Hv	0.12
Distancia al vertedero de salida [m]	**Adoptado**	0.20

Pantalla de entrada

Profundidad

$$\mathrm{P}_{pe} = \frac{H}{2}.$$

Distancia al vertedero de salida

$$D_{pe} = 15 * H_v$$

Pantalla de entrada		
Profundidad [m]	H/2	0.75
Distancia a la cámara de aquietamiento [m]	L/4	0.90

Almacenamiento de lodos

Relación longitud / profundidad máxima de almacenamiento de lodos = 10

Profundidad máxima de almacenamiento

$$P_{ml} = L/10$$

Distancia del punto de salida a la cámara de aquietamiento

$$D_{sc} = L/3$$

Distancia al punto de salida al vertedero de salida

$$D_{sv} = 2L/3$$

Almacenamiento de lodos		
Profundidad máxima de almacenamiento [m] (Calculado)	L/10	0.36
Profundidad máxima de almacenamiento [m] min 0.75	**Adoptado**	0.75
Pendiente mínima en el fondo del Desarenador (de 5 % a 8%)	Adoptado	5%
Profundidad minima[m] (Calculada)	Prof max - (2L/3)*P%	0.63
Profundidad minima[m]	**Adoptado**	0.65
Dist. Pto. De salida a la cámara de aquietamiento [m]	L/3	1.20
Dist. Pto. De salida al vertedero salida [m]	2L/3	2.40
Pendiente transversal (%)	(Prof max - Prof Minima)/B	11.1%
Pendiente longitudinal (en L/3) (%)	(Prof max - Prof Minima/(L/3)	8.3%

Cámara de aquietamiento

Profundidad

$$P_{ca} = \frac{H}{3}$$

Ancho

$$A_{ca} = \frac{B}{3}$$

Largo

$$L_{ca} = Adoptado\ segun\ criterio\ del\ diseñador$$

Rebose cámara de aquietamiento

Caudal de excesos

$$Q_{excesos} = Q_0 - Q$$

Profundidad sobre el vertedero de excesos

$$H_e = \left(\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L_e}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Velocidad sobre el vertedero de excesos

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_v * L_e}$$

Dimensiones cámara de vertedero

$$X_s = 0.36 * (V_e)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (H_e)^{\frac{4}{7}}$$

$$L_r = \frac{B - A_{ca}}{2}$$

Cámara de aquietamiento		
Profundidad [m]	H/3	0.50
Ancho [m] (calculado)	B/3	0.30
Largo (Le) [m]	**Adoptado**	0.30

8.2.4 Tubería de Excesos

El caudal máximo calculado para el tramo Bocatoma – Desarenador es del doble del requerido en el municipio. La estructura de excesos en la bocatoma permite sacar mayores caudales captados en la Bocatoma.

Rebose de la cámara de aquietamiento		
Qexcesos (m3/s)	Qtubo lleno- Qdiseño	0.0012
He (m)		0.02
Ve (m/s)		0.24

Xs (m)		0.20
Lr (m)		0.30

El diámetro de la tubería de excesos se asume en 6” dado la magnitud del caudal de excesos a evacuar

8.3 ADUCCIÓN

La aducción del sistema de acueducto de Luis Vero, tiene una longitud total de 4281.77m, inicia en la cámara de salida de la captación, y termina en la cámara de aquietamiento de la PTAP. El alineamiento tiene un total de 251 cambios de dirección, horizontales y verticales, de los cuales el 221 incluyen accesorios (Codos). Dadas las características del suelo y el alineamiento de la línea de aducción, fue elegido el material PVC para ser utilizado en la totalidad del corredor, salvo en los 3 pasos elevados que tiene la conduccion.

8.3.1 Alineamiento general de la Aducción

En la siguiente tabla se presenta el alineamiento de la tubería diseñada y sus respectivos cambios de dirección en los cuales se contempla la instalación de codos para solventar ese cambio.

Tabla 45. Alineamiento de la Tubería de Aducción

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv001	K0+000.00	1,124,670.49	1,422,611.02	516.22			
Lv002	K0+001.50	1,124,671.83	1,422,610.36	515.45	-51%	DH	22.5° - 45°
Lv003	K0+003.62	1,124,673.85	1,422,611.04	514.36	-51%	DH	45° - 90°
Lv004	K0+005.30	1,124,674.42	1,422,612.62	513.49	-51%	DV	12.5° - 22.5°
Lv005	K0+037.15	1,124,685.32	1,422,642.54	510.19	-10%	DH	12.5° - 22.5°
Lv006	K0+042.22	1,124,688.57	1,422,646.44	509.67	-10%	DV	
Lv007	K0+051.51	1,124,694.52	1,422,653.57	507.97	-18%	DH	12.5° - 22.5°
Lv008	K0+059.48	1,124,701.28	1,422,657.79	506.51	-18%	DV	
Lv009	K0+063.35	1,124,704.56	1,422,659.83	505.94	-15%	DH	22.5° - 45°
Lv010	K0+084.34	1,124,725.10	1,422,655.48	502.86	-15%	DV	
Lv011	K0+088.15	1,124,728.82	1,422,654.69	502.46	-11%	DH	22.5° - 45°
Lv012	K0+109.55	1,124,744.51	1,422,640.14	500.18	-11%	DV	
Lv013	K0+112.98	1,124,747.03	1,422,637.81	500.17	0%	DH	22.5° - 45°
Lv014	K0+135.34	1,124,751.64	1,422,615.92	500.11	0%	DH	22.5° - 45°
Lv015	K0+154.12	1,124,767.22	1,422,605.46	500.05	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv016	K0+175.03	1,124,784.58	1,422,593.79	494.61	-26%	DV	6° - 12.5°
Lv017	K0+176.57	1,124,785.86	1,422,592.94	493.92	-45%	DH	22.5° - 45°
Lv018	K0+213.73	1,124,822.89	1,422,595.95	477.11	-45%	DV	12.5° - 22.5°
Lv019	K0+215.30	1,124,824.47	1,422,596.08	477.02	-6%	DH	22.5° - 45°
Lv020	K0+246.09	1,124,849.96	1,422,578.83	475.13	-6%	DV	

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv021	K0+309.96	1,124,902.85	1,422,543.02	473.06	-3%	DV	6° - 12.5°
Lv022	K0+317.67	1,124,909.24	1,422,538.70	471.16	-25%	DV	12.5° - 22.5°
Lv023	K0+322.58	1,124,913.30	1,422,535.95	471.15	0%	DH	22.5° - 45°
Lv024	K0+366.50	1,124,957.15	1,422,538.37	471.07	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv025	K0+380.85	1,124,970.34	1,422,544.04	471.05	0%	DV	6° - 12.5°
Lv026	K0+401.42	1,124,989.23	1,422,552.17	467.85	-16%	DV	22.5° - 45°
Lv027	K0+429.37	1,125,014.90	1,422,563.22	478.17	37%	DV	22.5° - 45°
Lv028	K0+456.53	1,125,039.85	1,422,573.96	469.63	-31%	DV	22.5° - 45°
Lv029	K0+459.69	1,125,042.75	1,422,575.21	469.92	9%	DH	22.5° - 45°
Lv030	K0+505.76	1,125,088.40	1,422,568.96	474.09	9%	DV	22.5° - 45°
Lv031	K0+506.82	1,125,089.45	1,422,568.82	473.57	-49%	DH	12.5° - 22.5°
Lv032	K0+517.79	1,125,100.30	1,422,570.44	468.16	-49%	DV	22.5° - 45°
Lv033	K0+528.72	1,125,111.11	1,422,572.06	468.05	-1%	DV	
Lv034	K0+543.55	1,125,125.78	1,422,574.25	469.19	8%	DV	6° - 12.5°
Lv035	K0+545.53	1,125,127.73	1,422,574.55	469.62	22%	DH	22.5° - 45°
Lv036	K0+575.01	1,125,153.50	1,422,560.23	476.18	22%	DV	
Lv037	K0+588.43	1,125,165.23	1,422,553.72	479.70	26%	DH	22.5° - 45°
Lv038	K0+590.17	1,125,166.97	1,422,553.78	480.15	26%	DV	45° - 90°
Lv039	K0+594.90	1,125,171.71	1,422,553.95	476.30	-81%	DV	22.5° - 45°
Lv040	K0+597.10	1,125,173.90	1,422,554.03	476.08	-10%	DH	12.5° - 22.5°
Lv041	K0+598.89	1,125,175.58	1,422,553.42	475.90	-10%	DV	22.5° - 45°
Lv042	K0+611.40	1,125,187.34	1,422,549.15	485.66	78%	DV	45° - 90°
Lv043	K0+613.60	1,125,189.41	1,422,548.40	484.60	-48%	DH	22.5° - 45°
Lv044	K0+615.94	1,125,191.71	1,422,548.83	483.47	-48%	DV	22.5° - 45°
Lv045	K0+621.25	1,125,196.93	1,422,549.81	476.66	-128%	DV	12.5° - 22.5°
Lv046	K0+630.86	1,125,206.37	1,422,551.58	470.51	-64%	DH	22.5° - 45°
Lv047	K0+632.95	1,125,208.32	1,422,550.82	469.17	-64%	DV	22.5° - 45°
Lv048	K0+651.44	1,125,225.55	1,422,544.11	469.15	0%	DV	22.5° - 45°
Lv049	K0+657.77	1,125,231.45	1,422,541.82	466.09	-48%	DV	12.5° - 22.5°
Lv050	K0+672.24	1,125,244.94	1,422,536.57	465.07	-7%	DV	6° - 12.5°
Lv051	K0+673.86	1,125,246.45	1,422,535.98	464.63	-27%	DH	22.5° - 45°
Lv052	K0+683.98	1,125,250.37	1,422,526.65	461.94	-27%	DV	45° - 90°
Lv053	K0+703.36	1,125,257.88	1,422,508.79	481.09	99%	DV	>90°
Lv054	K0+706.97	1,125,259.29	1,422,505.46	476.41	-129%	DH	22.5° - 45°
Lv055	K0+710.79	1,125,262.59	1,422,503.56	471.48	-129%	DV	45° - 90°
Lv056	K0+717.44	1,125,268.36	1,422,500.24	471.06	-6%	DV	22.5° - 45°
Lv057	K0+724.22	1,125,274.24	1,422,496.86	466.09	-73%	DV	12.5° - 22.5°
Lv058	K0+729.47	1,125,278.78	1,422,494.25	464.37	-33%	DH	22.5° - 45°

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv059	K0+734.75	1,125,283.89	1,422,495.61	462.64	-33%	DV	6° - 12.5°
Lv060	K0+759.27	1,125,307.57	1,422,501.96	459.13	-14%	DV	6° - 12.5°
Lv061	K0+801.22	1,125,348.10	1,422,512.83	457.86	-3%	DH	12.5° - 22.5°
Lv062	K0+832.96	1,125,374.94	1,422,529.75	456.89	-3%	DV	22.5° - 45°
Lv063	K0+835.92	1,125,377.44	1,422,531.33	458.12	42%	DV	12.5° - 22.5°
Lv064	K0+866.91	1,125,403.66	1,422,547.86	458.18	0%	DH	22.5° - 45°
Lv065	K0+868.39	1,125,405.14	1,422,547.82	458.19	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv066	K0+887.26	1,125,424.00	1,422,547.30	464.88	35%	DH	12.5° - 22.5°
Lv067	K0+889.43	1,125,425.97	1,422,546.39	465.65	35%	DV	6° - 12.5°
Lv068	K0+896.13	1,125,432.05	1,422,543.58	467.11	22%	DV	6° - 12.5°
Lv069	K0+901.19	1,125,436.64	1,422,541.46	467.18	1%	DV	12.5° - 22.5°
Lv070	K0+917.15	1,125,451.13	1,422,534.77	462.26	-31%	DV	12.5° - 22.5°
Lv071	K0+919.37	1,125,453.15	1,422,533.83	462.26	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv072	K0+977.75	1,125,510.46	1,422,522.68	462.20	0%	DH	6° - 12.5°
Lv073	K0+987.34	1,125,519.48	1,422,519.44	462.19	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv074	K0+997.51	1,125,529.05	1,422,516.01	459.16	-30%	DV	6° - 12.5°
Lv075	K1+011.53	1,125,542.25	1,422,511.27	457.05	-15%	DV	
Lv076	K1+017.80	1,125,548.15	1,422,509.16	456.38	-11%	DH	22.5° - 45°
Lv077	K1+020.90	1,125,551.04	1,422,510.28	456.05	-11%	DV	
Lv078	K1+036.04	1,125,565.15	1,422,515.76	455.18	-6%	DV	
Lv079	K1+060.21	1,125,587.68	1,422,524.51	455.14	0%	DV	6° - 12.5°
Lv080	K1+061.77	1,125,589.14	1,422,525.08	454.85	-18%	DH	22.5° - 45°
Lv081	K1+099.11	1,125,625.46	1,422,516.43	448.01	-18%	DH	6° - 12.5°
Lv082	K1+114.75	1,125,639.82	1,422,510.23	445.14	-18%	DV	6° - 12.5°
Lv083	K1+116.24	1,125,641.19	1,422,509.64	445.09	-3%	DH	22.5° - 45°
Lv084	K1+144.38	1,125,669.27	1,422,511.53	444.15	-3%	DV	12.5° - 22.5°
Lv085	K1+160.16	1,125,685.01	1,422,512.58	439.52	-29%	DV	6° - 12.5°
Lv086	K1+162.83	1,125,687.67	1,422,512.76	439.08	-16%	DH	12.5° - 22.5°
Lv087	K1+192.59	1,125,716.71	1,422,506.22	434.17	-16%	DV	6° - 12.5°
Lv088	K1+223.33	1,125,746.69	1,422,499.46	434.09	0%	DV	6° - 12.5°
Lv089	K1+224.40	1,125,747.73	1,422,499.22	433.91	-17%	DH	
Lv090	K1+246.66	1,125,769.83	1,422,496.49	430.18	-17%	DV	6° - 12.5°
Lv091	K1+252.98	1,125,776.10	1,422,495.71	430.18	0%	DH	22.5° - 45°
Lv092	K1+284.23	1,125,798.99	1,422,474.45	430.14	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv093	K1+289.40	1,125,802.78	1,422,470.92	428.20	-38%	DV	12.5° - 22.5°
Lv094	K1+291.93	1,125,804.63	1,422,469.20	428.19	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv095	K1+351.48	1,125,859.09	1,422,445.12	428.08	0%	DV	6° - 12.5°
Lv096	K1+377.02	1,125,882.45	1,422,434.78	424.80	-13%	DV	12.5° - 22.5°

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv097	K1+382.66	1,125,887.61	1,422,432.51	425.46	12%	DH	12.5° - 22.5°
Lv098	K1+392.99	1,125,895.08	1,422,425.37	426.66	12%	DV	12.5° - 22.5°
Lv099	K1+405.34	1,125,904.02	1,422,416.85	432.16	45%	DV	22.5° - 45°
Lv100	K1+428.42	1,125,920.72	1,422,400.91	432.18	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv101	K1+433.77	1,125,925.34	1,422,398.21	432.19	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv102	K1+473.68	1,125,959.79	1,422,378.06	441.81	24%	DV	6° - 12.5°
Lv103	K1+476.39	1,125,962.12	1,422,376.69	442.03	8%	DH	22.5° - 45°
Lv104	K1+477.47	1,125,963.20	1,422,376.63	442.12	8%	DV	22.5° - 45°
Lv105	K1+486.42	1,125,972.14	1,422,376.12	438.12	-45%	DV	12.5° - 22.5°
Lv106	K1+524.74	1,126,010.39	1,422,373.92	431.29	-18%	DV	6° - 12.5°
Lv107	K1+598.25	1,126,083.78	1,422,369.71	431.21	0%	DV	
Lv108	K1+705.91	1,126,191.27	1,422,363.54	421.72	-9%	DH	12.5° - 22.5°
Lv109	K1+723.65	1,126,208.50	1,422,367.71	420.15	-9%	DV	
Lv110	K1+737.33	1,126,221.81	1,422,370.93	420.10	0%	DH	45° - 90°
Lv111	K1+764.68	1,126,234.86	1,422,394.96	420.01	0%	DH	22.5° - 45°
Lv112	K1+805.74	1,126,235.44	1,422,436.01	419.86	0%	DV	
Lv113	K1+813.03	1,126,235.55	1,422,443.30	419.43	-6%	DH	12.5° - 22.5°
Lv114	K1+840.97	1,126,242.46	1,422,470.37	417.76	-6%	DV	
Lv115	K1+842.60	1,126,242.87	1,422,471.95	417.76	0%	DH	45° - 90°
Lv116	K1+872.23	1,126,268.98	1,422,485.96	417.71	0%	DH	22.5° - 45°
Lv117	K1+977.43	1,126,373.81	1,422,494.78	417.54	0%	DH	22.5° - 45°
Lv118	K1+993.14	1,126,385.53	1,422,505.25	417.52	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv119	K2+023.09	1,126,407.85	1,422,525.21	410.49	-23%	DV	6° - 12.5°
Lv120	K2+028.17	1,126,411.64	1,422,528.60	410.27	-4%	DH	22.5° - 45°
Lv121	K2+044.97	1,126,428.01	1,422,532.35	409.56	-4%	DV	6° - 12.5°
Lv122	K2+046.04	1,126,429.06	1,422,532.59	409.32	-22%	DH	22.5° - 45°
Lv123	K2+078.57	1,126,452.86	1,422,554.76	402.07	-22%	DV	6° - 12.5°
Lv124	K2+101.13	1,126,469.37	1,422,570.13	401.94	-1%	DH	12.5° - 22.5°
Lv125	K2+107.43	1,126,472.55	1,422,575.58	401.90	-1%	DV	22.5° - 45°
Lv126	K2+118.00	1,126,477.87	1,422,584.71	396.59	-50%	DV	22.5° - 45°
Lv127	K2+123.30	1,126,480.54	1,422,589.28	396.41	-3%	DH	45° - 90°
Lv128	K2+141.98	1,126,498.90	1,422,592.73	395.79	-3%	DV	6° - 12.5°
Lv129	K2+155.91	1,126,512.59	1,422,595.30	393.70	-15%	DH	12.5° - 22.5°
Lv130	K2+205.09	1,126,561.51	1,422,590.20	386.33	-15%	DV	
Lv131	K2+237.57	1,126,593.81	1,422,586.83	383.05	-10%	DV	6° - 12.5°
Lv132	K2+248.53	1,126,604.71	1,422,585.69	384.12	10%	DV	
Lv133	K2+261.14	1,126,617.25	1,422,584.39	384.14	0%	DH	22.5° - 45°
Lv134	K2+289.93	1,126,640.40	1,422,567.27	384.17	0%	DV	

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv135	K2+325.05	1,126,668.63	1,422,546.38	385.55	4%	DV	12.5° - 22.5°
Lv136	K2+327.89	1,126,670.92	1,422,544.69	386.32	27%	DH	22.5° - 45°
Lv137	K2+337.59	1,126,680.61	1,422,544.34	388.93	27%	DV	12.5° - 22.5°
Lv138	K2+364.01	1,126,707.02	1,422,543.40	389.63	3%	DH	45° - 90°
Lv139	K2+369.21	1,126,710.41	1,422,539.46	389.76	3%	DV	6° - 12.5°
Lv140	K2+387.21	1,126,722.15	1,422,525.82	393.41	20%	DH	12.5° - 22.5°
Lv141	K2+405.53	1,126,728.17	1,422,508.52	397.12	20%	DV	6° - 12.5°
Lv142	K2+413.47	1,126,730.79	1,422,501.02	397.12	0%	DH	22.5° - 45°
Lv143	K2+439.40	1,126,751.35	1,422,485.22	397.15	0%	DH	22.5° - 45°
Lv144	K2+444.29	1,126,753.49	1,422,480.82	397.15	0%	DV	6° - 12.5°
Lv145	K2+472.06	1,126,765.64	1,422,455.86	401.07	14%	DV	
Lv146	K2+478.49	1,126,768.46	1,422,450.08	401.34	4%	DH	22.5° - 45°
Lv147	K2+498.52	1,126,785.38	1,422,439.37	402.16	4%	DV	12.5° - 22.5°
Lv148	K2+525.19	1,126,807.93	1,422,425.12	410.42	31%	DH	45° - 90°
Lv149	K2+526.78	1,126,809.35	1,422,425.85	410.92	31%	DV	22.5° - 45°
Lv150	K2+578.88	1,126,855.69	1,422,449.63	386.42	-47%	DV	22.5° - 45°
Lv151	K2+583.03	1,126,859.38	1,422,451.53	386.37	-1%	DH	22.5° - 45°
Lv152	K2+600.53	1,126,868.98	1,422,466.16	386.18	-1%	DH	45° - 90°
Lv153	K2+602.32	1,126,870.78	1,422,466.18	386.16	-1%	DV	22.5° - 45°
Lv154	K2+607.87	1,126,876.33	1,422,466.23	382.60	-64%	DV	6° - 12.5°
Lv155	K2+620.41	1,126,888.87	1,422,466.34	377.20	-43%	DV	22.5° - 45°
Lv156	K2+623.11	1,126,891.57	1,422,466.36	377.19	0%	DH	22.5° - 45°
Lv157	K2+675.74	1,126,934.48	1,422,496.83	377.07	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv158	K2+681.28	1,126,939.00	1,422,500.04	378.29	22%	DH	22.5° - 45°
Lv159	K2+725.01	1,126,982.42	1,422,505.15	387.96	22%	DV	6° - 12.5°
Lv160	K2+734.00	1,126,991.36	1,422,506.21	388.16	2%	DV	6° - 12.5°
Lv161	K2+747.66	1,127,004.92	1,422,507.81	386.58	-12%	DH	45° - 90°
Lv162	K2+754.07	1,127,008.45	1,422,513.16	385.84	-12%	DV	6° - 12.5°
Lv163	K2+765.82	1,127,014.90	1,422,522.97	382.74	-26%	DV	6° - 12.5°
Lv164	K2+787.23	1,127,026.67	1,422,540.86	373.91	-41%	DH	12.5° - 22.5°
Lv165	K2+788.46	1,127,026.93	1,422,542.07	373.40	-41%	DV	22.5° - 45°
Lv166	K2+808.73	1,127,031.15	1,422,561.89	381.03	38%	DH	45° - 90°
Lv167	K2+821.87	1,127,044.22	1,422,563.19	385.97	38%	DV	12.5° - 22.5°
Lv168	K2+834.48	1,127,056.78	1,422,564.44	386.15	1%	DV	12.5° - 22.5°
Lv169	K2+851.18	1,127,073.39	1,422,566.09	382.18	-24%	DV	12.5° - 22.5°
Lv170	K2+853.81	1,127,076.01	1,422,566.35	382.17	0%	DH	45° - 90°
Lv171	K2+887.10	1,127,095.67	1,422,593.22	382.14	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv172	K2+914.14	1,127,111.64	1,422,615.03	372.63	-35%	DH	45° - 90°

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv173	K2+915.46	1,127,112.95	1,422,615.15	372.16	-35%	DV	12.5° - 22.5°
Lv174	K2+935.29	1,127,132.70	1,422,616.93	372.07	0%	DV	6° - 12.5°
Lv175	K2+936.83	1,127,134.24	1,422,617.07	372.33	17%	DH	22.5° - 45°
Lv176	K2+956.34	1,127,152.58	1,422,610.40	375.65	17%	DH	22.5° - 45°
Lv177	K2+961.18	1,127,155.84	1,422,606.84	376.47	17%	DV	12.5° - 22.5°
Lv178	K2+974.99	1,127,165.18	1,422,596.67	384.58	59%	DV	12.5° - 22.5°
Lv179	K2+985.33	1,127,172.18	1,422,589.05	386.78	21%	DV	12.5° - 22.5°
Lv180	K3+001.16	1,127,182.88	1,422,577.39	395.81	57%	DV	22.5° - 45°
Lv181	K3+019.24	1,127,195.11	1,422,564.06	397.71	10%	DV	12.5° - 22.5°
Lv182	K3+032.30	1,127,203.94	1,422,554.45	394.16	-27%	DV	12.5° - 22.5°
Lv183	K3+037.20	1,127,207.25	1,422,550.83	394.15	0%	DH	22.5° - 45°
Lv184	K3+057.27	1,127,226.48	1,422,545.09	394.12	0%	DH	22.5° - 45°
Lv185	K3+061.78	1,127,229.30	1,422,541.56	394.11	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv186	K3+068.73	1,127,233.64	1,422,536.14	392.52	-23%	DV	45° - 90°
Lv187	K3+085.08	1,127,243.86	1,422,523.37	404.16	71%	DV	22.5° - 45°
Lv188	K3+086.31	1,127,244.62	1,422,522.41	404.43	23%	DH	12.5° - 22.5°
Lv189	K3+100.64	1,127,256.07	1,422,513.79	407.67	23%	DV	6° - 12.5°
Lv190	K3+105.97	1,127,260.34	1,422,510.59	407.77	2%	DH	22.5° - 45°
Lv191	K3+124.64	1,127,278.96	1,422,511.72	408.14	2%	DV	12.5° - 22.5°
Lv192	K3+133.40	1,127,287.71	1,422,512.25	406.18	-22%	DV	6° - 12.5°
Lv193	K3+156.84	1,127,311.11	1,422,513.67	404.65	-7%	DH	22.5° - 45°
Lv194	K3+209.87	1,127,354.57	1,422,544.06	401.18	-7%	DV	
Lv195	K3+212.01	1,127,356.33	1,422,545.28	401.18	0%	DH	22.5° - 45°
Lv196	K3+271.26	1,127,373.18	1,422,602.08	401.12	0%	DH	22.5° - 45°
Lv197	K3+289.19	1,127,369.52	1,422,619.63	401.10	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv198	K3+306.71	1,127,371.20	1,422,637.07	401.08	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv199	K3+317.18	1,127,375.19	1,422,646.75	401.07	0%	DV	12.5° - 22.5°
Lv200	K3+328.41	1,127,379.46	1,422,657.14	398.01	-27%	DV	22.5° - 45°
Lv201	K3+348.85	1,127,387.24	1,422,676.04	403.95	29%	DV	22.5° - 45°
Lv202	K3+351.82	1,127,388.38	1,422,678.79	403.51	-15%	DH	22.5° - 45°
Lv203	K3+388.68	1,127,386.91	1,422,715.61	398.14	-15%	DV	
Lv204	K3+391.07	1,127,386.82	1,422,718.01	398.03	-5%	DH	22.5° - 45°
Lv205	K3+411.58	1,127,376.62	1,422,735.80	397.11	-5%	DV	
Lv206	K3+433.15	1,127,365.89	1,422,754.51	397.09	0%	DH	22.5° - 45°
Lv207	K3+437.93	1,127,365.88	1,422,759.29	397.09	0%	DV	6° - 12.5°
Lv208	K3+457.93	1,127,365.82	1,422,779.29	394.32	-14%	DV	22.5° - 45°
Lv209	K3+469.97	1,127,365.78	1,422,791.34	386.81	-62%	DV	45° - 90°
Lv210	K3+471.72	1,127,365.78	1,422,793.08	388.44	94%	DH	12.5° - 22.5°

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv211	K3+486.29	1,127,372.81	1,422,805.84	402.07	94%	DV	22.5° - 45°
Lv212	K3+527.61	1,127,392.74	1,422,842.04	402.12	0%	DH	22.5° - 45°
Lv213	K3+539.20	1,127,391.59	1,422,853.57	402.13	0%	DV	6° - 12.5°
Lv214	K3+549.33	1,127,390.58	1,422,863.65	404.34	22%	DV	6° - 12.5°
Lv215	K3+575.87	1,127,387.93	1,422,890.06	405.43	4%	DV	12.5° - 22.5°
Lv216	K3+598.12	1,127,385.72	1,422,912.20	400.17	-24%	DV	12.5° - 22.5°
Lv217	K3+599.82	1,127,385.55	1,422,913.89	400.17	0%	DH	
Lv218	K3+639.72	1,127,377.75	1,422,953.02	400.12	0%	DH	6° - 12.5°
Lv219	K3+670.85	1,127,365.94	1,422,981.82	400.09	0%	DV	6° - 12.5°
Lv220	K3+680.23	1,127,362.38	1,422,990.50	398.16	-21%	DV	6° - 12.5°
Lv221	K3+683.76	1,127,361.04	1,422,993.77	398.14	0%	DH	22.5° - 45°
Lv222	K3+698.01	1,127,363.34	1,423,007.83	398.08	0%	DV	6° - 12.5°
Lv223	K3+722.66	1,127,367.32	1,423,032.16	402.08	16%	DV	6° - 12.5°
Lv224	K3+725.79	1,127,367.83	1,423,035.25	402.08	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv225	K3+775.24	1,127,360.79	1,423,084.19	402.14	0%	DV	
Lv226	K3+777.21	1,127,360.51	1,423,086.14	401.99	-8%	DH	22.5° - 45°
Lv227	K3+805.71	1,127,345.65	1,423,110.47	399.84	-8%	DH	22.5° - 45°
Lv228	K3+862.40	1,127,296.14	1,423,138.08	395.56	-8%	DH	12.5° - 22.5°
Lv229	K3+865.98	1,127,292.68	1,423,139.01	395.29	-8%	DV	6° - 12.5°
Lv230	K3+943.05	1,127,218.27	1,423,159.06	404.00	11%	DV	6° - 12.5°
Lv231	K3+948.35	1,127,213.15	1,423,160.45	404.01	0%	DH	45° - 90°
Lv232	K3+997.53	1,127,192.92	1,423,205.27	404.06	0%	DH	45° - 90°
Lv233	K4+024.48	1,127,214.11	1,423,221.92	404.09	0%	DH	22.5° - 45°
Lv234	K4+068.81	1,127,221.04	1,423,265.71	404.14	0%	DH	12.5° - 22.5°
Lv235	K4+074.61	1,127,220.09	1,423,271.43	404.15	0%	DV	6° - 12.5°
Lv236	K4+095.57	1,127,216.65	1,423,292.10	407.07	14%	DV	6° - 12.5°
Lv237	K4+116.27	1,127,213.26	1,423,312.52	407.10	0%	DH	45° - 90°
Lv238	K4+124.25	1,127,219.16	1,423,317.89	407.11	0%	DV	6° - 12.5°
Lv239	K4+134.71	1,127,226.90	1,423,324.93	408.59	14%	DV	12.5° - 22.5°
Lv240	K4+152.57	1,127,240.11	1,423,336.95	416.22	43%	DV	12.5° - 22.5°
Lv241	K4+192.29	1,127,269.50	1,423,363.67	421.38	13%	DH	22.5° - 45°
Lv242	K4+210.23	1,127,276.33	1,423,380.25	423.71	13%	DV	6° - 12.5°
Lv243	K4+224.66	1,127,281.82	1,423,393.61	427.33	25%	DV	22.5° - 45°
Lv244	K4+226.28	1,127,282.43	1,423,395.10	428.95	100%	DV	45° - 90°
Lv245	K4+229.83	1,127,283.79	1,423,398.38	428.95	0%	DV	
Lv246	K4+230.83	1,127,284.17	1,423,399.31	428.96	1%	DV	45° - 90°
Lv247	K4+231.29	1,127,284.34	1,423,399.74	430.03	230%	DH	12.5° - 22.5°
Lv248	K4+231.83	1,127,284.79	1,423,400.04	431.26	230%	DV	45° - 90°

ID Nodo	Abscisa	Este	Norte	C. Clave	P. Tubería	Desv.	Codo
Lv249	K4+232.84	1,127,285.62	1,423,400.61	431.26	0%	DV	

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.3.2 Metodología para el cálculo de pérdidas de energía

8.3.2.1 Pérdidas por Fricción

La ecuación empleada para el cálculo de las pérdidas por fricción en el análisis de las conducciones fue la fórmula de Darcy-Weisbach, la cual puede ser empleada en cualquier rango de velocidad, dado que es físicamente basada. La ecuación expresa así las pérdidas de energía por fricción, en m de cabeza de agua:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde *L* es la longitud de la tubería en m, *D* es el diámetro interno de la tubería en m, *v* es la velocidad del flujo en m/s, *g* es la aceleración de la gravedad, y *f* es el factor de fricción de Darcy, el cual se estima de la siguiente forma:

$$f = \frac{64}{\mathrm{Re}}$$

Para flujo laminar, es decir, $Re \leq 2000$.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10}\left(\frac{k_s}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re} \cdot \sqrt{f}}\right)$$

Para flujo turbulento, es decir, $Re \geq 4000$.

En la ecuación anterior k_s es la rugosidad absoluta de la superficie interna de la tubería en m, y *Re* es el número de Reynolds que se define por la siguiente ecuación:

$$\mathrm{Re} = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu}$$

Donde ρ es la densidad del fluido en kg/m^3, y μ es la viscosidad absoluta del fluido en Pas. Debe evitarse diseños con flujos en zona de transición ($2000 < Re < 4000$).

La rugosidad absoluta de las tuberías para conducción y aducción recomendadas por el RAS, se presentan a continuación.

Tabla 46. Alineamiento de la Tubería de Aducción

Material	Rugosidad absoluta k_S (mm)
Acero bridado	0.9-9
Acero comercial	0.45
Acero galvanizado	0.15
Concreto	0.3-3
Concreto bituminoso	0.25
CCP	0.12
Hierro forjado	0.06
Hierro fundido	0.15
Hierro dúctil (1)	0.25
Hierro galvanizado	0.15
Hierro dulce asfaltado	0.12
GRP	0.030
Polietileno	0.007
PVC	0.0015

Fuente: RAS

8.3.2.2 Pérdidas menores por accesorios

Las pérdidas menores de energía corresponden a las ocasionadas por los cambios de dirección o restricciones al flujo que ejercen accesorios de la tubería, tales como entradas y salidas de la tubería, válvulas, codos, etc. La expresión generalizada para la estimación de las pérdidas menores, en metros, es la siguiente:

$$h_m = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde *K* es el coeficiente de pérdidas menores específica para cada accesorio. La velocidad que debe tomarse es la mayor de las ocurridas en el sitio en el que se genera la pérdida de energía. Para cambios de dirección se emplea la siguiente expresión para estimar el coeficiente:

$$K = 0.25 \cdot \sqrt{\frac{\theta}{90}}$$

Donde θ es el ángulo de deflexión en grados hexadecimales del cambio de dirección. Para otros accesorios se emplean los factores presentados en la siguiente tabla, recomendados por el RAS.

Tabla 47. Coeficientes de pérdidas menores

Accesorio	K_m
Válvula de globo, completamente abierta	10.0
Válvula de mariposa, completamente abierta	5.0
Válvula de cheque, completamente abierta	2.5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0.2
Codo de radio corto	0.9
Codo de radio medio	0.8
Codo de gran radio	0.6
Codo de 45°0	0.4
Te, en sentido recto	0.3
Te, a través de la salida lateral	1.8
Unión	0.3
Ye de 45°, en sentido recto	0.3
Ye de 45°, salida lateral	0.8
Entrada recta a tope	0.5
Entrada con boca acampanada	0.1
Entrada con tubo entrante	0.9
Salida	1.0

Fuente: RAS, 2000.

8.3.3 Modelo Hidráulico de la Línea de Aducción

Para realizar esta actividad, se procedió a realizar la carga de la información del sistema con los datos del levantamiento topográfico. En donde se usó la herramienta EPA CAD Versión 1.0.1, software con licencia libre, el cual permite convertir una poli línea en un conjunto de nodos y tramos, con la cual cargamos la información geométrica del sistema existente en el software de modelación con licencia libre EPA NET. Posterior a la carga de la información geométrica, se incluye ahora la información de la tubería existente que se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 48. Datos de Entrada para el Modelo Hidráulico - Red Aducción

Parámetro	Valor	Unidad
Material de la Tubería	PVC	---
Caudal	1.2	lps
Velocidad de Flujo	0.24	m/s
Diámetro Nominal	3	in
Diámetro Interno	80,42	mm
RDE	21	200 PSI
Rugosidad Teórica	0,0015	mm
Profundidad a Clave Zona Rural	0,8	m
Profundidad a Clave Zona Urbana	1,2	m

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Después del procesamiento de EPA CAD se obtuvo la configuración que se presenta en la siguiente figura, la cual permitirá realizar algunos análisis. En la siguiente figura se presenta el comportamiento de la elevación en cada uno de los nodos de la tubería. En donde se presenta la elevación de los nodos, estructuras y accesorios de la tubería.

Se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones para realizar la simulación hidráulica de la línea de aducción nueva:

- Las estructuras de captación se modelan como un depósito o reservorio.
- La estructura de desarenador y el tanque se modela como una válvula reguladora de presión para simular la caída de presión a la presión atmosférica del lugar.
- El caudal de diseño se garantiza con una válvula controladora de caudal.
- Consideraciones únicas de cada línea (dimensionamiento particular).
- Se tuvo en cuenta las pérdidas menores de energía ocasionadas por los cambios de dirección, las derivaciones para purgas y ventosas, y las válvulas de control.
- La presión de entrada en la línea se simuló mediante un reservorio que no es más que un punto de gradiente fijo. La cota de lámina en el reservorio equivale a la altura de lámina de agua en la cámara de salida de la bocatoma en la estructura de captación
- El punto de entrega de la línea se consideró como un reservorio. La cota en el modelo del reservorio equivale a la altura de lámina de agua en la cámara de aquietamiento de la PTAP



Figura 22. Información cargada en software de Modelación
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.3.4 Resultados de la Modelación Hidráulica

Utilizando el software de modelación, se realizó el análisis de las presiones en cada componente del sistema y como se evidencia en la siguiente figura fue necesario incluir una cámara de quiebre de presiones para impedir que la presión superara a la presión que diferentes fabricantes de PVC tienen en su catálogo como presión de trabajo 200 PSI (140 m.c.a.) No se presentan presiones negativas en la red de aducción desde la

bocatoma a la planta de tratamiento. La presión máxima de trabajo de la tubería es 92 m.c.a. y una presión mínima de 0,3 m.c.a., con lo cual se asegura el buen funcionamiento de la tubería.

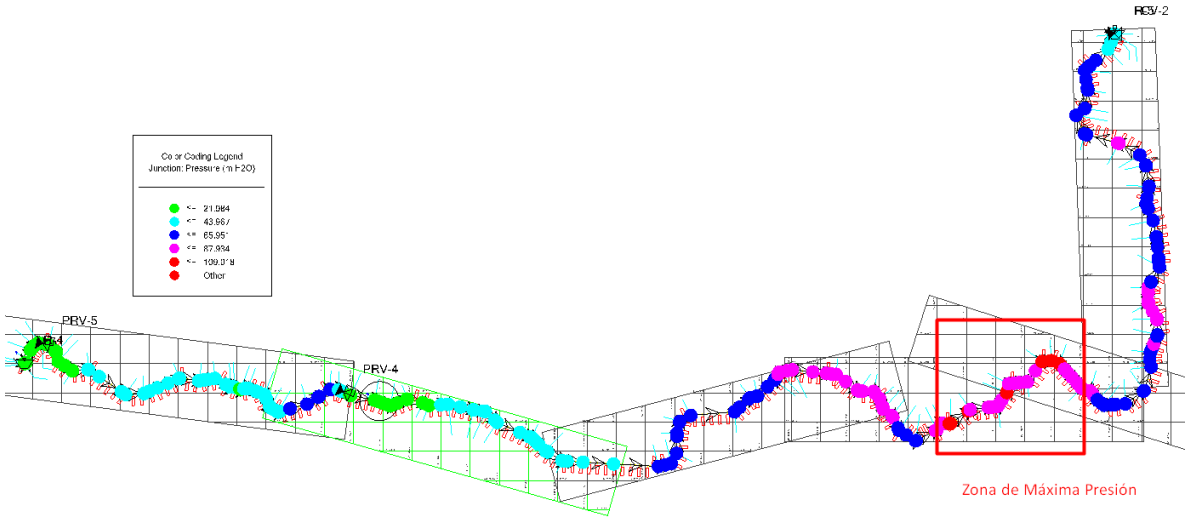


Figura 23. Presiones en la Red de Aducción
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Ahora procedemos a revisar la línea piezométrica de la aducción con el fin de revisar las sobrepresiones y confirmar que las válvulas existentes se encuentren en el lugar adecuado. Para realizar esta actividad, es necesario consignar la información del modelo en la hoja de cálculo denominada “Perfil Hidráulico” con el fin de revisar la energía disponible en una configuración ideal donde la aducción siempre está por debajo de la línea piezométrica. Lo cual se evidencia en la siguiente figura, mostrando siempre energía disponible para realizar la conducción del agua desde la bocatoma hasta la planta de tratamiento.

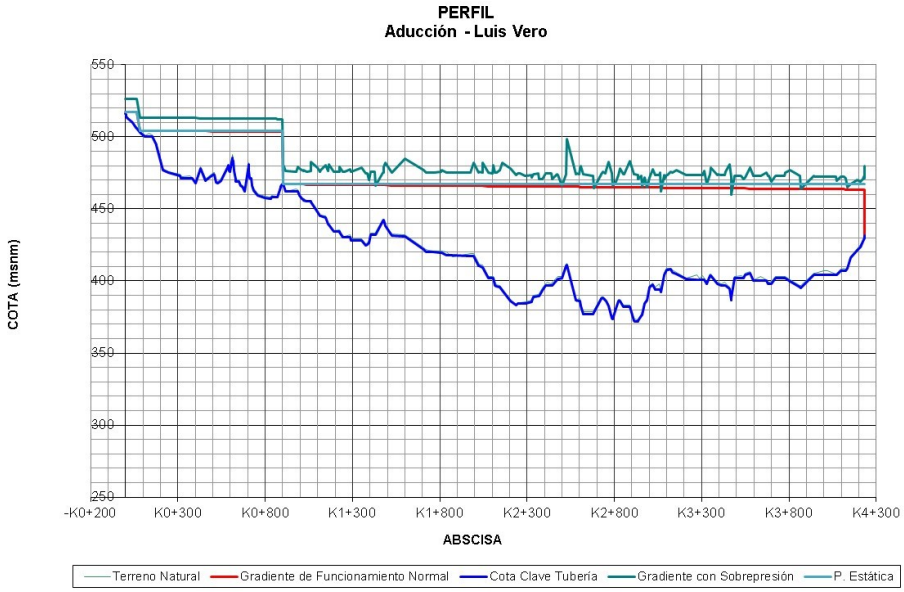


Figura 24. Línea Piezométrica de la Aducción

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.3.5 Cálculo de sobrepresiones generadas por golpe de ariete

Para efectos de modelar el golpe de ariete y seleccionar la resistencia de la tubería en relación a la sobrepresión generada, se empleó una hoja de cálculo basada en las ecuaciones de Allievi, Michaud y Mendiluce.
La celeridad de la onda de sobrepresiones se estima así:

$$a = \frac{\sqrt{E/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{E \cdot D \cdot (1 - \mu_p^2)}{E_p \cdot e_p}}}$$

Donde, *a* es la celeridad de la onda en m/s *E* es el módulo de elasticidad del agua, □ es la densidad del agua, *D* es el diámetro interno de la tubería, □*p* es la relación de poisson del material que conforma la tubería, E_p es el módulo de elasticidad de la tubería y e_p es el espesor de la tubería.
El periodo de la onda de sobrepresión se determina por la siguiente fórmula:

$$T = \frac{2 \cdot L}{a}$$

Con los parámetros indicados estimados se puede evaluar la sobrepresión por golpe de ariete. En el caso de que el cierre sea rápido, es decir, $T_s < T$, la sobrepresión se puede estimar por una fórmula deducida por Allievi:

$$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$$

El gradiente generado por esta sobrepresión se mantiene en una longitud estimada por la expresión:

$$L - \frac{a \cdot T}{2}.$$

El valor de la velocidad de onda para PVC fue tomado del Manual Técnico Tubosistemas a Presión PVC, basado en la norma NTC 382.

Las sobrepresiones calculadas en eventos de cierre súbito para la aducción de la población de Luis Vero, no exceden el valor de presión estática, por lo cual, este parámetro será utilizado para verificar la presión nominal de trabajo asumida en la tubería.

8.4 DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE ACCESORIOS

8.4.1 Sistema de Purga en Línea

La función de la purga es permitir drenar el caudal necesario para no exceder el tiempo disponible de vaciado y evitar mayores problemas con el funcionamiento y servicio del sistema, con lo cual se concluye que las variables son: cabeza estática disponible, caudal de evacuación, velocidad en la línea y en la válvula de salida y por último el diámetro que ajuste estos requerimientos.

8.4.1.1 Criterios de Diseño

Las válvulas de descarga o purgas, han sido diseñadas primordialmente para cumplir con los siguientes objetivos:

a) Descarga de aguas en la etapa de preoperación, en la cual ocurren los procesos de limpieza, desinfección y llenado de la tubería.
b) Drenaje en labores de mantenimiento de válvulas y accesorios.
c) Drenaje en labores de mantenimiento e inspección de la tubería.
d) Remoción de sólidos sedimentados en los puntos bajos de la conducción que reducen el diámetro de la tubería haciéndola menos eficiente.

El dimensionamiento de la purga puede estimarse según la norma NS 036 EAAB, mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{D_t}{D_p} = 65\sqrt{\frac{T\sqrt{Z_m}}{L}}$$

Donde:
D_t = Diámetro de la Tubería (m)
D_p = Diámetro de la Purga (m)
T = Tiempo de descarga (h)
Z_m= Altura media entre el punto bajo y los dos puntos altos adyacentes (m)
L = Distancia horizontal entre los dos puntos altos drenados por la purga.
Según el RAS-2000, el diámetro mínimo de la tubería de desagüe no debe ser menor de 75 mm (3 pulgadas) para tuberías mayores a 100 mm (4 pulgadas). Para diámetros menores debe adoptarse el mismo diámetro de la tubería principal.

8.4.1.2 Metodología utilizada para el dimensionamiento de los sistemas de purga

1. Se calcula el promedio del desnivel entre los puntos altos aguas arriba y aguas debajo de la purga (estos puntos incluyen válvulas de ventosas para admisión de aire, cuya finalidad es evitar presiones negativas que puedan causar colapso en la tubería).

2. Se calcula la longitud horizontal entre los dos puntos altos drenados, como la resta entre las abscisas de las ventosas adyacentes.

3. Se adopta un tiempo de descarga de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 49. Tiempos de Descarga para Válvulas de Purga

Diámetro				Tiempo
Metros		Pulgadas		Horas
De	A	De	A	

0	0.6096	0	24	4
0.6096	0.9144	24	36	6
0.9144	1.2192	36	48	8
1.2192	25.4	48	1000	10

Fuente: RAS, 2000.

4. Se introducen los valores en la ecuación anterior y se halla el valor del diámetro de la purga.

5. Según el RAS, el diámetro de la purga no debe ser menor a ¼ del diámetro de la tubería principal con un mínimo de 75 mm para tuberías mayores a 100 mm. De modo que debemos comparar el diámetro calculado con el parámetro sugerido por el RAS y por seguridad escoger el mayor entre los dos.

6. Se establece la velocidad máxima permitida en la línea y en el punto de la purga, para evitar cavitación en la válvula de la misma, según la norma 5 m/s.

7. Se calcula la velocidad de salida máxima cuando se inicia al drenaje, con toda la cabeza hidráulica disponible, para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$v_s = C_D \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

Donde:
v_s = Velocidad de salida de la purga al iniciar el drenaje (m/s)
C_D = Coeficiente de contracción o descarga por vena liquida, 0.63 para este caso.
H = Carga estática disponible al iniciar el drenaje (m) la máxima diferencia de nivel entre las dos ventosas adyacentes y la purga

8. En caso que la velocidad supere los 5m/s, se diseña bajo el mismo principio de velocidad de salida, la platina de orificios para permitir una perdida local de disipe la energía y disminuya el área de salida para bajar la velocidad. Para calcular el área de los orificios de la platina, se fija el caudal máximo evacuado por la purga, utilizando para ello el área transversal de la purga y la velocidad máxima admisible (5m/s), este caudal se divide sobre la velocidad de salida de la purga al iniciar el drenaje.

9. Se calcula el tiempo de descarga de la tubería (con el área de los orificios si los hay), utilizando la siguiente ecuación:

$$T = 2\frac{A_t}{A_p}\frac{L}{C_d\sqrt{2gZ_m}}$$

Donde:

T = Tiempo de descarga (h)

A_t = Diámetro de la Tubería (m)

A_p = Diámetro de la Purga (m)

C_d = Coeficiente de contracción o descarga por vena liquida, 0.63 para este caso.

Z_m= Altura media entre el punto bajo y los dos puntos altos adyacentes (m)

L = Distancia horizontal entre los dos puntos altos drenados por la purga.

10. Se rectifica que el tiempo de descarga calculado no supere el tiempo de descarga asumido en el punto 3.

A continuación se presenta el resumen de los resultados del dimensionamiento de las purgas para la aducción de la población de Luis Vero

Tabla 50. Dimensionamiento de Purgas

Datos Básicos					Dimensionamiento de vaciado, cálculo de purgas						
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Tipo de punto	Diámetro Tubería (mm)	Tiempo de Descarga (h)	Zm (m)	L (m)	Diámetro Calculado (in)	Diámetro Normativo (in)	Diámetro Asumido (in)
1	PU - 1	467.85	K0+450.36	VADEO	80.4	5.00	0.01	18.54	3	3	3
2	PU - 2	469.63	K0+505.47	VADEO	80.4	5.00	0.01	6.50	3	3	3
3	PU - 3	468.05	K0+577.66	VADEO	80.4	5.00	0.01	9.07	3	3	3
4	PU - 4	475.90	K0+647.83	VADEO	80.4	5.00	0.01	7.01	3	3	3
5	PU - 5	461.94	K0+732.92	VADEO	80.4	5.00	0.01	21.43	3	3	3
6	PU - 6	456.89	K0+881.91	VADEO	80.4	5.00	0.01	17.24	3	3	3
7	PU - 7	424.80	K1+425.97	VADEO	80.4	5.00	0.01	11.33	3	3	3
8	PU - 8	383.05	K2+286.51	VADEO	80.4	5.00	0.01	23.36	3	3	3
9	PU - 9	377.07	K2+724.68	VADEO	80.4	5.00	0.01	22.47	3	3	3
10	PU - 10	373.40	K2+837.41	VADEO	80.4	5.00	0.01	13.76	3	3	3
11	PU - 11	372.07	K2+984.23	VADEO	80.4	5.00	0.01	19.86	3	3	3
12	PU - 12	392.52	K3+117.67	VADEO	80.4	5.00	0.01	10.40	3	3	3
13	PU - 13	398.01	K3+377.35	VADEO	80.4	5.00	0.01	8.03	3	3	3
14	PU - 14	386.81	K3+518.92	VADEO	80.4	5.00	0.01	17.88	3	3	3
15	PU - 15	398.08	K3+746.95	VADEO	80.4	5.00	0.01	5.70	3	3	3
16	PU - 16	395.29	K3+914.93	VADEO	80.4	5.00	0.01	20.80	3	3	3

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.4.2 Sistema de Ventosa en Línea

8.4.2.1 Criterios de Diseño

Los criterios que se utilizaron para ubicar las ventosas son los siguientes:

- En cada punto alto geométrico, para expulsar las pequeñas cantidades de aire de la conducción y reducir la perdida de carga.
- Dependiendo del costo y en caso de que no se dispongan válvulas purgadoras de aire, para los niveles bajo y medio de complejidad puede considerarse la instalación de otras opciones técnicas.
- Regularmente a lo largo de la conducción como mínimo 500 metros, para evitar el aprisionamiento de bolsas de aire en el proceso de llenado.
- Antes y/o después de cada válvula de regulación o seccionamiento.
- En cada cambio brusco de la pendiente descendente para evitar el fenómeno de punto alto hidráulico. Este criterio está sujeto a un chequeo para comprobar que la velocidad del agua en este punto no es suficiente para arrastrar el aire atrapado hasta el siguiente punto alto.
- Cada ventosa debe estar protegida con una cámara de inspección accesible, con su respectivo drenaje y completamente asegurada.

8.4.2.2 Metodología utilizada para el dimensionamiento de los sistemas de ventosa

Para el diseño se consideró la metodología recomendada por la Norma NS 036 de la EAB y los parámetros de diseño recomendados por el RAS. Es necesario eliminar el aire acumulado en una tubería puesto que de existir, restringirá la sección de la conducción introduciendo una pérdida de carga adicional durante la operación normal.

Existen dos procesos para la remoción de aire:

1. Remoción hidráulica de aire, en el cual, el aire es arrastrado por el propio flujo.
2. Remoción mecánica de aire, en el cual el aire es removido a través de válvulas de expulsión de aire.

La remoción hidráulica de aire se logra cuando la velocidad media del flujo es igual o mayor que la velocidad crítica (Vc) que debe ser calculado de la siguiente manera:

$$Vc = Y * \sqrt{g * D}$$

$$Y = 3 * X - 2.1 * X^2$$

$$X = \sqrt{sen\ \Phi}$$

Donde:
g = Aceleración de la gravedad (m/s2)
Vc = Velocidad crítica (m/s)
D = Diámetro de la tubería (m)
Φ = Angulo del tramo descendente aguas abajo con la horizontal

Si Vc ≥ V (flujo en tubería), entonces es necesario poner una ventosa para evacuación del aire atrapado.

8.4.2.3 Verificación para la condición de llenado de la tubería

El dimensionamiento de las ventosas para remoción mecánica del aire, debe completar aun las condiciones de llenado de la línea, analizando la condición de bloqueo del flujo.

La velocidad del llenado de la línea no deberá superar los 0.3 m/s. Para garantizar esta condición, el diseñador debe prever el uso de by pass en las válvulas reguladoras y de operación del sistema. En estas condiciones, en los puntos donde se acumula el aire ocasionando bloqueo deben ser instaladas ventosas cuyo diámetro de salida no debe ser menor que un doceavo del diámetro de la tubería

$$d_v = \frac{D}{12}$$

Donde
d_v = Diámetro de la ventosa
D = Diámetro de la tubería

De acuerdo con el RAS-2000, las ventosas tendrán los siguientes diámetros mínimos:

a) Para tuberías con diámetro nominal menor o igual a 100 mm (4 pulgadas) el diámetro mínimo será de 50 mm (2 pulgadas)
b) Para tuberías con diámetro nominal mayor que 100 mm (4 pulgadas) el diámetro mínimo de las ventosas será de 75 mm (3 pulgadas).

A continuación se presenta el resumen de los resultados del dimensionamiento de ventosas para la aducción de la población de Las Mercedes:

Tabla 51. Dimensionamiento de Ventosas

Datos Básicos				
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Tipo de punto
1	VE - 1	494.61	K0+223.98	INCR. DESC.
2	VE - 2	478.17	K0+478.31	CIMA
3	VE - 3	474.09	K0+554.70	CIMA
4	VE - 4	480.15	K0+639.11	CIMA
5	VE - 5	485.66	K0+660.34	CIMA
6	VE - 6	481.09	K0+752.30	CIMA
7	VE - 7	467.18	K0+950.13	CIMA
8	VE - 8	430.14	K1+333.17	INCR. DESC.
9	VE - 9	442.12	K1+526.42	CIMA
10	VE - 10	419.86	K1+854.68	INCR. DESC.
11	VE - 11	401.90	K2+156.38	INCR. DESC.
12	VE - 12	410.92	K2+575.73	CIMA
13	VE - 13	388.16	K2+782.95	CIMA

14	VE - 14	386.15	K2+883.43	CIMA
15	VE - 15	397.71	K3+068.18	CIMA
16	VE - 16	408.14	K3+173.58	CIMA
17	VE - 17	403.95	K3+397.80	CIMA
18	VE - 18	405.43	K3+624.81	CIMA
19	VE - 19	402.14	K3+824.18	CIMA
20	VE - 20	430.03	K4+280.24	CTE

Remoción Hidráulica de Aire (Cimas y/o Incremendos Descendentes) Según NS-036										
y (m)	x (m)	Deflexión vertical (G.Dec)	Pendiente (m/km)	X	Y	Vel crítica (m/s)	Remoción Hidráulica?	Diámetro Calculado (m)	Diámetro Normativo (in)	Diámetro Asumido (in)
0.7	1.538	24.34	452.28	0.64	1.06	0.84	No	1/4	2	2
8.54	27.16	17.45	314.38	0.55	1.01	0.80	No	1/4	2	2
0.52	1.059	26.24	493.01	0.66	1.07	0.84	No	1/4	2	2
3.85	4.734	39.12	813.14	0.79	1.06	0.83	No	1/4	2	2
1.07	2.208	25.76	482.49	0.66	1.07	0.84	No	1/4	2	2
4.68	3.618	52.29	1293.57	0.89	1.01	0.79	No	1/4	2	2
4.91	15.96	17.11	307.80	0.54	1.01	0.80	No	1/4	2	2
1.94	5.174	20.58	375.53	0.59	1.04	0.82	No	1/4	2	2
4	8.949	24.09	447.07	0.64	1.06	0.83	No	1/4	2	2
0.44	7.294	3.42	59.72	0.24	0.61	0.48	No	1/4	2	2
5.31	10.57	26.67	502.24	0.67	1.07	0.84	No	1/4	2	2
24.5	52.09	25.19	470.36	0.65	1.06	0.84	No	1/4	2	2
1.58	13.66	6.59	115.57	0.34	0.78	0.61	No	1/4	2	2
3.97	16.7	13.38	237.91	0.48	0.96	0.75	No	1/4	2	2
3.55	13.06	15.20	271.66	0.51	0.99	0.78	No	1/4	2	2
1.96	8.761	12.61	223.73	0.47	0.94	0.74	No	1/4	2	2
0.43	2.97	8.29	145.72	0.38	0.84	0.66	No	1/4	2	2
5.26	22.25	13.30	236.40	0.48	0.96	0.75	No	1/4	2	2
0.15	1.973	4.32	75.52	0.27	0.67	0.52	No	1/4	2	2
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1/4	2	2

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.4.3 Sistema de Seccionamiento o Corte

Adicional a las purgas y ventosas se recomienda la instalación de válvulas de cierre o corte. Éstas serán válvulas tipo mariposa. El diámetro de las válvulas de corte se asume igual o mayor 75% del valor del diámetro de la tubería. Se ubicarán válvulas de corte al comienzo y final de la conducción. El diseñador debe evaluar la necesidad de instalación de válvulas de corte a lo largo de la línea, en cuyo caso debe justificar su instalación, analizando los aspectos técnicos que dependen de su operación. Se seleccionaron las siguientes válvulas de corte en la aducción de la población de Luis Vero

Tabla 52. Dimensionamiento de Válvulas de Cortes

Datos Básicos				
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Diámetro (in)
1	VC-1	516.10	K0+010.00	3
2	VC-2	462.20	K1+010.00	3

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.5 DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES

A continuación se explica la metodología de la norma "*NS-060 Criterios de diseño de anclajes en redes de acueducto y alcantarillado"* para el dimensionamiento de anclajes en tuberías a presión. El objetivo primordial de los anclajes es contrarrestar las fuerzas estática y dinámica que surgen en los cambios de dirección de tuberías que transportan fluidos, por medio de estructuras que transmitan estos empujes al terreno.

Los empujes dependen de los siguientes parámetros:

- Radio de curvatura de la tubería
- Velocidad de Flujo
- Área de la sección del tubo
- Presión estática y dinámica de la tubería

8.5.1 Evaluación de empujes hidráulicos

El empuje hidráulico total que actúa sobre un cambio de dirección en una tubería equivale a la sumatoria de los empujes debidos a las presiones dinámica y estática, y se expresa de la siguiente forma:

$$E = T + P = 2 * \gamma * A * \sin\frac{\theta}{2}\left(H + \frac{V^2}{g}\right)$$

Donde:

T = Empuje debido a presión estática
P = Empuje debido a presión dinámica
γ = Peso específico del agua
A = Sección transversal de la tubería
θ = Angulo del codo
H = Altura de la columna de agua (Estática)
V = Velocidad de flujo

8.5.2 Anclaje en curva horizontal

El empuje en curvas horizontales, lo deben soportar: la fricción del terreno, el peso del macizo de concreto y la presión del terreno sobre el anclaje en caso de que éste se halle enterrado.
Para este caso, la ecuación de equilibrio estático está dado por:

$$E = \mu * W + L * h * \sigma'$$

Donde:

E = Empuje a resistir
μ = Coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto
W = Peso del anclaje
L = Longitud del anclaje
h = Altura del anclaje
σ' = Capacidad admisible promedio pasiva del terreno natural a la altura del anclaje $\sigma' = \sigma / F.S.$

Generalmente se usa un factor de seguridad de 2.0. De no contar con coeficientes de fricción entre el suelo y el concreto, pueden utilizarse los siguientes:

Tabla 53. Coeficientes de fricción de suelo – concreto

Contacto del concreto con	μ
Arcilla húmeda	0.30
Arcilla seca	0.50
Arena	0.40
Grava	0.60

8.5.3 Anclaje en curva vertical inferior

En este caso, el terreno natural debe resistir la suma del empuje más el peso W del anclaje. Para este caso, la ecuación de equilibrio estático está dado por:

$$E = L * b * \sigma_a - W$$

Donde:

L = Longitud del anclaje
b = Base del anclaje
σ_a = Capacidad portante admisible del terreno natural
W = Peso del anclaje

8.5.4 Anclaje en curva vertical superior

En este caso, el anclaje se diseña con un peso igual al esfuerzo, de tal manera que se garantice la unión entre el codo y el anclaje.
Para este caso, la ecuación de equilibrio estático está dado por:

$$E = W$$

Donde:

W = Peso del anclaje

8.5.5 Anclajes diseño aducción

Teniendo en cuenta la metodología anteriormente descrita, se calcularon los volúmenes de anclajes en la tubería de aducción de Luis Vero

Tabla 54. Anclajes Horizontales

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión H. (G.Dec)	Diámetro Tubería (in)	Empuje Horizontal (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
1	H_h0.4_b0.6_l0.2	516.08	K0+013.37	9.51	3.00	-0.19	0.05
2	H_h0.4_b0.6_l0.2	514.57	K0+044.54	21.65	3.00	2.44	0.05
3	H_h0.4_b0.6_l0.2	510.04	K0+087.62	32.98	3.00	16.75	0.05
4	H_h0.4_b0.6_l0.2	505.94	K0+112.29	43.71	3.00	37.45	0.05
5	H_h0.4_b0.6_l0.2	502.46	K0+137.09	30.69	3.00	35.99	0.05
6	H_h0.4_b0.6_l0.2	500.17	K0+161.92	35.28	3.00	48.24	0.05
7	H_h0.4_b0.6_l0.2	500.11	K0+184.29	44.23	3.00	60.17	0.05
8	H_h0.4_b0.6_l0.2	493.92	K0+225.52	35.01	3.00	66.97	0.05
9	H_h0.4_b0.6_l0.2	477.02	K0+264.25	38.68	3.00	130.59	0.05
10	H_h0.4_b0.6_l0.2	471.15	K0+371.53	37.26	3.00	144.99	0.05
11	H_h0.4_b0.6_l0.2	471.07	K0+415.44	20.12	3.00	79.41	0.05
12	H_h0.4_b0.6_l0.2	469.92	K0+508.63	30.94	3.00	124.41	0.05
13	H_h0.4_b0.6_l0.2	473.57	K0+555.76	14.61	3.00	54.58	0.05
14	H_h0.4_b0.6_l0.2	469.63	K0+594.48	36.63	3.00	147.48	0.05
15	H_h0.4_b0.6_l0.2	479.70	K0+637.37	30.08	3.00	95.25	0.05
16	H_h0.4_b0.6_l0.2	476.08	K0+646.04	21.92	3.00	76.76	0.05
17	H_h0.4_b0.6_l0.2	484.60	K0+662.55	27.49	3.00	75.39	0.05
18	H_h0.4_b0.6_l0.2	470.51	K0+679.80	26.77	3.00	106.55	0.05
19	H_h0.4_b0.6_l0.2	464.63	K0+722.81	44.29	3.00	196.04	0.05
20	H_h0.4_b0.6_l0.2	476.41	K0+755.92	22.55	3.00	78.29	0.05
21	H_h0.4_b0.6_l0.2	464.37	K0+778.41	42.56	3.00	189.72	0.05
22	H_h0.4_b0.6_l0.2	457.86	K0+850.17	17.22	3.00	88.14	0.05
23	H_h0.4_b0.6_l0.2	458.18	K0+915.86	33.80	3.00	170.19	0.05
24	H_h0.4_b0.6_l0.2	464.88	K0+936.20	21.88	3.00	4.40	0.05
25	H_h0.4_b0.6_l0.2	462.26	K0+968.31	13.79	3.00	5.97	0.05
26	H_h0.4_b0.6_l0.2	462.20	K1+026.70	8.73	3.00	3.84	0.05
27	H_h0.4_b0.6_l0.2	456.38	K1+066.74	40.73	3.00	38.10	0.05

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión H. (G.Dec)	Diámetro Tubería (in)	Empuje Horizontal (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
28	H_h0.4_b0.6_l0.2	454.85	K1+110.71	34.04	3.00	36.58	0.05
29	H_h0.4_b0.6_l0.2	448.00	K1+148.05	9.79	3.00	16.60	0.05
30	H_h0.4_b0.6_l0.2	445.09	K1+165.19	27.18	3.00	52.67	0.05
31	H_h0.4_b0.6_l0.2	439.08	K1+211.78	16.33	3.00	40.50	0.05
32	H_h0.4_b0.6_l0.2	430.18	K1+301.92	35.84	3.00	115.56	0.05
33	H_h0.4_b0.6_l0.2	428.19	K1+340.88	19.04	3.00	65.43	0.05
34	H_h0.4_b0.6_l0.2	425.46	K1+431.60	19.66	3.00	72.30	0.05
35	H_h0.4_b0.6_l0.2	432.18	K1+477.37	13.32	3.00	41.21	0.05
36	H_h0.4_b0.6_l0.2	442.03	K1+525.34	26.95	3.00	59.47	0.05
37	H_h0.4_b0.6_l0.2	421.72	K1+754.85	16.83	3.00	67.52	0.05
38	H_h0.4_b0.6_l0.2	420.10	K1+786.28	47.87	3.00	193.85	0.05
39	H_h0.4_b0.6_l0.2	420.01	K1+813.62	27.71	3.00	114.63	0.05
40	H_h0.4_b0.6_l0.2	419.43	K1+861.97	13.50	3.00	56.95	0.05
41	H_h0.4_b0.6_l0.2	417.76	K1+891.54	47.45	3.00	201.83	0.05
42	H_h0.4_b0.6_l0.2	417.71	K1+921.17	23.41	3.00	101.85	0.05
43	H_h0.4_b0.6_l0.2	417.54	K2+026.38	36.99	3.00	159.81	0.05
44	H_h0.4_b0.6_l0.2	410.27	K2+077.12	28.86	3.00	143.94	0.05
45	H_h0.4_b0.6_l0.2	409.32	K2+094.99	29.31	3.00	148.62	0.05
46	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.94	K2+150.07	16.78	3.00	96.66	0.05
47	H_h0.4_b0.6_l0.2	396.41	K2+172.24	49.08	3.00	298.35	0.05
48	H_h0.4_b0.6_l0.2	393.70	K2+204.86	16.41	3.00	106.44	0.05
49	H_h0.4_b0.6_l0.2	384.14	K2+310.08	30.53	3.00	221.98	0.05
50	H_h0.4_b0.6_l0.2	386.32	K2+376.83	33.23	3.00	234.72	0.05
51	H_h0.4_b0.6_l0.2	389.63	K2+412.96	47.22	3.00	315.31	0.05
52	H_h0.4_b0.6_l0.2	393.41	K2+436.15	21.08	3.00	136.99	0.05
53	H_h0.4_b0.6_l0.2	397.12	K2+462.41	33.26	3.00	203.49	0.05
54	H_h0.4_b0.6_l0.2	397.15	K2+488.35	26.51	3.00	162.99	0.05
55	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.34	K2+527.43	31.71	3.00	182.61	0.05
56	H_h0.4_b0.6_l0.2	410.42	K2+574.13	56.57	3.00	272.97	0.05
57	H_h0.4_b0.6_l0.2	386.37	K2+631.97	29.56	3.00	209.25	0.05
58	H_h0.4_b0.6_l0.2	386.18	K2+649.47	56.21	3.00	387.34	0.05
59	H_h0.4_b0.6_l0.2	377.19	K2+672.06	34.86	3.00	273.61	0.05
60	H_h0.4_b0.6_l0.2	378.29	K2+730.23	27.96	3.00	218.02	0.05
61	H_h0.4_b0.6_l0.2	386.58	K2+796.60	49.58	3.00	343.05	0.05
62	H_h0.4_b0.6_l0.2	373.91	K2+836.17	19.70	3.00	162.00	0.05
63	H_h0.4_b0.6_l0.4	381.03	K2+857.67	67.03	3.00	482.87	0.10
64	H_h0.4_b0.6_l0.2	382.17	K2+902.75	48.12	3.00	351.79	0.05

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión H. (G.Dec)	Diámetro Tubería (in)	Empuje Horizontal (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
65	H_h0.4_b0.6_l0.2	372.63	K2+963.08	45.72	3.00	372.91	0.05
66	H_h0.4_b0.6_l0.2	372.33	K2+985.77	24.79	3.00	206.66	0.05
67	H_h0.4_b0.6_l0.2	375.65	K3+005.29	27.06	3.00	217.42	0.05
68	H_h0.4_b0.6_l0.2	394.15	K3+086.14	30.81	3.00	196.93	0.05
69	H_h0.4_b0.6_l0.2	394.12	K3+106.21	34.70	3.00	221.16	0.05
70	H_h0.4_b0.6_l0.2	404.43	K3+135.25	14.02	3.00	77.71	0.05
71	H_h0.4_b0.6_l0.2	407.77	K3+154.92	40.43	3.00	208.37	0.05
72	H_h0.4_b0.6_l0.2	404.65	K3+205.78	31.42	3.00	171.87	0.05
73	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.18	K3+260.96	38.51	3.00	220.92	0.05
74	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.12	K3+320.21	28.32	3.00	164.05	0.05
75	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.10	K3+338.13	17.30	3.00	100.87	0.05
76	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.08	K3+355.65	16.87	3.00	98.42	0.05
77	H_h0.4_b0.6_l0.2	403.51	K3+400.77	24.39	3.00	136.49	0.05
78	H_h0.4_b0.6_l0.2	398.03	K3+440.01	27.52	3.00	166.96	0.05
79	H_h0.4_b0.6_l0.2	397.09	K3+482.09	29.65	3.00	182.07	0.05
80	H_h0.4_b0.6_l0.2	388.44	K3+520.66	21.08	3.00	146.21	0.05
81	H_h0.4_b0.6_l0.2	402.12	K3+576.56	34.56	3.00	196.21	0.05
82	H_h0.4_b0.6_l0.2	400.12	K3+688.67	11.01	3.00	65.31	0.05
83	H_h0.4_b0.6_l0.2	398.14	K3+732.71	31.57	3.00	190.66	0.05
84	H_h0.4_b0.6_l0.2	402.08	K3+774.74	17.47	3.00	100.35	0.05
85	H_h0.4_b0.6_l0.2	401.99	K3+826.15	23.16	3.00	132.86	0.05
86	H_h0.4_b0.6_l0.2	399.84	K3+854.65	29.35	3.00	173.20	0.05
87	H_h0.4_b0.6_l0.2	395.56	K3+911.35	14.02	3.00	88.73	0.05
88	H_h0.4_b0.6_l0.2	404.01	K3+997.30	50.63	3.00	274.17	0.05
89	H_h0.4_b0.6_l0.2	404.06	K4+046.47	76.13	3.00	395.01	0.05
90	H_h0.4_b0.6_l0.2	404.09	K4+073.43	42.85	3.00	233.90	0.05
91	H_h0.4_b0.6_l0.2	404.14	K4+117.76	18.44	3.00	102.50	0.05
92	H_h0.4_b0.6_l0.2	407.10	K4+165.21	57.16	3.00	291.73	0.05
93	H_h0.4_b0.6_l0.2	421.38	K4+241.24	25.13	3.00	101.12	0.05
94	H_h0.4_b0.6_l0.2	430.03	K4+280.24	13.06	3.00	42.88	0.05

El código presente en la casilla ID representa las magnitudes físicas del anclaje h (altura), b (base) y l (longitud).
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Tabla 55. Anclajes Verticales

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión V. Grad)	Diámetro (m)	Empuje Vertical (kg)	Volumen de Anclaje (m3)

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión V. Grad)	Diámetro (m)	Empuje Vertical (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
1	V_h0.6_b0.4_l-0.2	516.23	K0+003.30	33.85	3.00	-1.13	-0.05
2	V_h0.6_b0.4_l0.2	500.05	K0+203.06	14.40	3.00	20.11	0.05
3	V_h0.6_b0.4_l0.2	494.61	K0+223.98	9.77	3.00	18.35	0.05
4	V_h0.6_b0.4_l0.2	477.11	K0+262.67	20.83	3.00	71.10	0.05
5	V_h0.6_b0.4_l0.2	473.06	K0+358.90	12.03	3.00	45.51	0.05
6	V_h0.6_b0.4_l0.2	471.16	K0+366.62	13.78	3.00	54.44	0.05
7	V_h0.6_b0.4_l0.2	471.05	K0+429.80	8.75	3.00	34.69	0.05
8	V_h0.6_b0.4_l0.4	467.85	K0+450.36	29.12	3.00	122.50	0.10
9	V_h0.6_b0.4_l0.4	478.17	K0+478.31	37.72	3.00	123.67	0.10
10	V_h0.6_b0.4_l0.2	469.63	K0+505.47	22.63	3.00	92.05	0.05
11	V_h0.6_b0.4_l0.2	474.09	K0+554.70	31.42	3.00	114.80	0.05
12	V_h0.6_b0.4_l0.2	468.16	K0+566.73	25.68	3.00	107.60	0.05
13	V_h0.6_b0.4_l0.2	469.19	K0+592.50	8.17	3.00	33.75	0.05
14	V_h0.6_b0.4_l0.4	480.15	K0+639.11	53.79	3.00	163.95	0.10
15	V_h0.6_b0.4_l0.4	476.30	K0+643.85	33.36	3.00	115.25	0.10
16	V_h0.6_b0.4_l0.4	475.90	K0+647.83	43.72	3.00	151.02	0.10
17	V_h0.6_b0.4_l0.4	485.66	K0+660.34	63.72	3.00	161.78	0.10
18	V_h0.6_b0.4_l0.2	483.47	K0+664.89	26.32	3.00	74.86	0.05
19	V_h0.6_b0.4_l0.2	476.66	K0+670.19	19.48	3.00	67.33	0.05
20	V_h0.6_b0.4_l0.4	469.17	K0+681.90	32.54	3.00	132.76	0.10
21	V_h0.6_b0.4_l0.2	469.15	K0+700.39	25.78	3.00	105.76	0.05
22	V_h0.6_b0.4_l0.2	466.09	K0+706.71	21.79	3.00	95.50	0.05
23	V_h0.6_b0.4_l0.2	465.07	K0+721.19	10.85	3.00	48.75	0.05
24	V_h0.6_b0.4_l0.6	461.94	K0+732.92	59.56	3.00	271.85	0.14
25	V_h0.6_b0.4_l0.6	481.09	K0+752.30	96.95	3.00	264.25	0.14
26	V_h0.6_b0.4_l0.4	471.48	K0+759.73	48.67	3.00	185.65	0.10
27	V_h0.6_b0.4_l0.4	471.06	K0+766.38	32.60	3.00	127.64	0.10
28	V_h0.6_b0.4_l0.2	466.09	K0+773.16	18.08	3.00	79.39	0.05
29	V_h0.6_b0.4_l0.2	462.64	K0+783.69	10.00	3.00	47.08	0.05
30	V_h0.6_b0.4_l0.2	459.13	K0+808.21	6.40	3.00	32.14	0.05
31	V_h0.6_b0.4_l0.4	456.89	K0+881.91	24.35	3.00	126.23	0.10
32	V_h0.6_b0.4_l0.2	458.12	K0+884.86	22.49	3.00	114.32	0.05
33	V_h0.6_b0.4_l0.2	458.19	K0+917.34	19.42	3.00	15.37	0.05
34	V_h0.6_b0.4_l0.2	465.65	K0+938.37	7.24	3.00	0.97	0.05
35	V_h0.6_b0.4_l0.2	467.11	K0+945.07	11.55	3.00	0.05	0.05
36	V_h0.6_b0.4_l-0.2	467.18	K0+950.13	17.85	3.00	-0.02	-0.05
37	V_h0.6_b0.4_l0.2	462.26	K0+966.09	17.05	3.00	7.37	0.05

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión V. Grad)	Diámetro (m)	Empuje Vertical (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
38	V_h0.6_b0.4_l0.2	462.19	K1+036.28	16.49	3.00	7.24	0.05
39	V_h0.6_b0.4_l0.2	459.16	K1+046.45	7.98	3.00	5.65	0.05
40	V_h0.6_b0.4_l0.2	455.14	K1+109.16	10.29	3.00	10.95	0.05
41	V_h0.6_b0.4_l0.2	445.14	K1+163.70	8.48	3.00	16.54	0.05
42	V_h0.6_b0.4_l0.2	444.15	K1+193.33	14.44	3.00	29.37	0.05
43	V_h0.6_b0.4_l0.2	439.52	K1+209.11	6.99	3.00	17.11	0.05
44	V_h0.6_b0.4_l0.2	434.17	K1+241.54	9.21	3.00	26.89	0.05
45	V_h0.6_b0.4_l0.2	434.09	K1+272.27	9.37	3.00	27.41	0.05
46	V_h0.6_b0.4_l0.2	430.18	K1+295.61	9.45	3.00	30.94	0.05
47	V_h0.6_b0.4_l0.2	430.14	K1+333.17	20.52	3.00	66.95	0.05
48	V_h0.6_b0.4_l0.2	428.20	K1+338.34	20.47	3.00	70.30	0.05
49	V_h0.6_b0.4_l0.2	428.08	K1+400.42	7.19	3.00	24.90	0.05
50	V_h0.6_b0.4_l0.2	424.80	K1+425.97	13.92	3.00	52.13	0.05
51	V_h0.6_b0.4_l0.2	426.66	K1+441.93	17.39	3.00	62.18	0.05
52	V_h0.6_b0.4_l0.2	432.16	K1+454.29	23.96	3.00	73.76	0.05
53	V_h0.6_b0.4_l0.2	432.19	K1+482.72	13.50	3.00	41.75	0.05
54	V_h0.6_b0.4_l0.2	441.81	K1+522.63	8.94	3.00	20.05	0.05
55	V_h0.6_b0.4_l0.2	442.12	K1+526.42	28.71	3.00	63.05	0.05
56	V_h0.6_b0.4_l0.2	438.12	K1+535.37	13.98	3.00	35.89	0.05
57	V_h0.6_b0.4_l0.2	431.29	K1+573.68	10.04	3.00	31.88	0.05
58	V_h0.6_b0.4_l0.2	417.52	K2+042.09	13.11	3.00	57.53	0.05
59	V_h0.6_b0.4_l0.2	410.49	K2+072.04	10.75	3.00	53.89	0.05
60	V_h0.6_b0.4_l0.2	409.56	K2+093.91	10.10	3.00	51.49	0.05
61	V_h0.6_b0.4_l0.2	402.07	K2+127.51	12.20	3.00	70.25	0.05
62	V_h0.6_b0.4_l0.4	401.90	K2+156.38	26.32	3.00	150.86	0.10
63	V_h0.6_b0.4_l0.4	396.59	K2+166.95	24.75	3.00	153.59	0.10
64	V_h0.6_b0.4_l0.2	395.79	K2+190.93	6.61	3.00	41.78	0.05
65	V_h0.6_b0.4_l0.2	383.05	K2+286.51	11.38	3.00	84.65	0.05
66	V_h0.6_b0.4_l0.2	385.55	K2+373.99	12.79	3.00	92.26	0.05
67	V_h0.6_b0.4_l0.2	388.93	K2+386.53	13.53	3.00	93.54	0.05
68	V_h0.6_b0.4_l0.2	389.76	K2+418.15	9.92	3.00	67.98	0.05
69	V_h0.6_b0.4_l0.2	397.12	K2+454.47	11.39	3.00	70.57	0.05
70	V_h0.6_b0.4_l0.2	397.15	K2+493.24	7.98	3.00	49.45	0.05
71	V_h0.6_b0.4_l0.2	402.16	K2+547.46	14.86	3.00	85.32	0.05
72	V_h0.6_b0.4_l0.4	410.92	K2+575.73	42.40	3.00	206.53	0.10
73	V_h0.6_b0.4_l0.4	386.42	K2+627.82	24.57	3.00	174.44	0.10
74	V_h0.6_b0.4_l0.4	386.16	K2+651.27	32.04	3.00	226.99	0.10

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión V. Grad)	Diámetro (m)	Empuje Vertical (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
75	V_h0.6_b0.4_l0.2	382.60	K2+656.82	9.34	3.00	69.91	0.05
76	V_h0.6_b0.4_l0.4	377.20	K2+669.36	23.19	3.00	183.58	0.10
77	V_h0.6_b0.4_l0.2	377.07	K2+724.68	12.59	3.00	100.34	0.05
78	V_h0.6_b0.4_l0.2	387.96	K2+773.95	11.15	3.00	78.16	0.05
79	V_h0.6_b0.4_l0.2	388.16	K2+782.95	7.90	3.00	55.25	0.05
80	V_h0.6_b0.4_l0.2	385.84	K2+803.01	8.19	3.00	58.94	0.05
81	V_h0.6_b0.4_l0.2	382.74	K2+814.76	7.64	3.00	57.11	0.05
82	V_h0.6_b0.4_l0.8	373.40	K2+837.41	43.05	3.00	349.27	0.19
83	V_h0.6_b0.4_l0.4	385.97	K2+870.81	19.82	3.00	141.89	0.10
84	V_h0.6_b0.4_l0.2	386.15	K2+883.43	14.19	3.00	101.57	0.05
85	V_h0.6_b0.4_l0.2	382.18	K2+900.13	13.32	3.00	100.08	0.05
86	V_h0.6_b0.4_l0.4	382.14	K2+936.05	19.32	3.00	144.85	0.10
87	V_h0.6_b0.4_l0.4	372.16	K2+964.40	19.12	3.00	160.17	0.10
88	V_h0.6_b0.4_l0.2	372.07	K2+984.23	9.90	3.00	83.30	0.05
89	V_h0.6_b0.4_l0.4	376.47	K3+010.12	20.80	3.00	166.24	0.10
90	V_h0.6_b0.4_l0.4	384.58	K3+023.93	18.40	3.00	134.07	0.10
91	V_h0.6_b0.4_l0.4	386.78	K3+034.27	17.67	3.00	125.37	0.10
92	V_h0.6_b0.4_l0.4	395.81	K3+050.10	23.73	3.00	148.97	0.10
93	V_h0.6_b0.4_l0.4	397.71	K3+068.18	21.17	3.00	129.55	0.10
94	V_h0.6_b0.4_l0.2	394.16	K3+081.24	15.10	3.00	97.41	0.05
95	V_h0.6_b0.4_l0.2	394.11	K3+110.73	12.82	3.00	82.79	0.05
96	V_h0.6_b0.4_l0.6	392.52	K3+117.67	48.36	3.00	310.42	0.14
97	V_h0.6_b0.4_l0.4	404.16	K3+134.03	22.72	3.00	126.01	0.10
98	V_h0.6_b0.4_l0.2	407.67	K3+149.58	11.61	3.00	61.08	0.05
99	V_h0.6_b0.4_l0.2	408.14	K3+173.58	13.73	3.00	71.63	0.05
100	V_h0.6_b0.4_l0.2	406.18	K3+182.34	8.88	3.00	47.92	0.05
101	V_h0.6_b0.4_l0.2	401.07	K3+366.12	15.16	3.00	88.53	0.05
102	V_h0.6_b0.4_l0.4	398.01	K3+377.35	31.41	3.00	190.06	0.10
103	V_h0.6_b0.4_l0.4	403.95	K3+397.80	24.48	3.00	136.06	0.10
104	V_h0.6_b0.4_l0.2	397.09	K3+486.87	7.83	3.00	48.57	0.05
105	V_h0.6_b0.4_l0.4	394.32	K3+506.87	24.05	3.00	154.12	0.10
106	V_h0.6_b0.4_l1	386.81	K3+518.92	75.02	3.00	496.81	0.24
107	V_h0.6_b0.4_l0.6	402.07	K3+535.23	43.03	3.00	242.36	0.14
108	V_h0.6_b0.4_l0.2	402.13	K3+588.15	12.26	3.00	70.54	0.05
109	V_h0.6_b0.4_l0.2	404.34	K3+598.28	9.98	3.00	55.51	0.05
110	V_h0.6_b0.4_l0.2	405.43	K3+624.81	15.64	3.00	85.30	0.05
111	V_h0.6_b0.4_l0.2	400.17	K3+647.06	13.24	3.00	78.40	0.05

Datos Básicos							
Número	ID	Cota (msnm)	Abscisa	Deflexión V. Grad)	Diámetro (m)	Empuje Vertical (kg)	Volumen de Anclaje (m3)
112	V_h0.6_b0.4_l0.2	400.09	K3+719.79	11.58	3.00	68.68	0.05
113	V_h0.6_b0.4_l0.2	398.16	K3+729.18	11.40	3.00	69.58	0.05
114	V_h0.6_b0.4_l0.2	398.08	K3+746.95	9.46	3.00	57.83	0.05
115	V_h0.6_b0.4_l0.2	402.08	K3+771.60	9.16	3.00	52.74	0.05
116	V_h0.6_b0.4_l0.2	395.29	K3+914.93	10.77	3.00	68.50	0.05
117	V_h0.6_b0.4_l0.2	404.00	K3+991.99	6.39	3.00	35.74	0.05
118	V_h0.6_b0.4_l0.2	404.15	K4+123.56	7.89	3.00	44.01	0.05
119	V_h0.6_b0.4_l0.2	407.07	K4+144.51	7.89	3.00	41.97	0.05
120	V_h0.6_b0.4_l0.2	407.11	K4+173.19	8.01	3.00	42.57	0.05
121	V_h0.6_b0.4_l0.2	408.59	K4+183.66	15.05	3.00	77.90	0.05
122	V_h0.6_b0.4_l0.2	416.22	K4+201.52	15.72	3.00	70.74	0.05
123	V_h0.6_b0.4_l0.2	423.71	K4+259.17	6.68	3.00	25.71	0.05
124	V_h0.6_b0.4_l0.2	427.33	K4+273.61	30.93	3.00	107.82	0.05
125	V_h0.6_b0.4_l0.4	428.95	K4+275.22	45.01	3.00	148.53	0.10
126	V_h0.6_b0.4_l0.4	428.96	K4+279.77	65.96	3.00	211.14	0.10
127	V_h0.6_b0.4_l0.4	431.26	K4+280.77	66.53	3.00	199.95	0.10

El código presente en la casilla ID representa las magnitudes físicas del anclaje h (altura), b (base) y l (longitud).
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.6 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

A continuación, se presenta el diseño del sistema de tratamiento adoptado por la consultoría para el Corregimiento Luis Vero. Cabe destacar que según la norma RAS 2000, las unidades en una planta de tratamiento serán diseñadas para el periodo de diseño con un caudal de diseño correspondiente al caudal máximo diario, con lo cual el caudal de diseño del sistema será:

$$Q\ Diseño\ 2041 = Q\ Máximo\ Diario\ 2041 = 1{,}20\ L/s$$

8.6.1 Filtro Grueso Dinámico

La filtración gruesa dinámica FGDi consiste básicamente en dos o más módulos operados en paralelo con flujo descendente, donde la unidad es empacada con lechos de grava de tamaños variados en el rango de gruesa en el fondo a fina en la superficie. La grava de menor tamaño origina grandes áreas superficiales dentro de del lecho filtrante y por consiguiente, valores bajos de carga superficial, favoreciendo el proceso de sedimentación como mecanismo predominante en la remoción de material sólido.

Esta unidad es utilizada para reducir los extremos de los picos de turbiedad y proteger de esta manera la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente durante unas pocas horas. Cuando la fuente transporta valores elevados de sólidos fácilmente sedimentables, estos se depositan en la

superficie del lecho de grava, colmatándolo rápidamente y restringiendo parcial o totalmente el paso de agua. Esta respuesta protege las unidades de tratamiento siguientes.

Los principales componentes de un Filtro Grueso Dinámico son básicamente:

- Cámara de filtración
- Lechos filtrantes
- Estructuras de entrada y salida
- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios y regulación de control

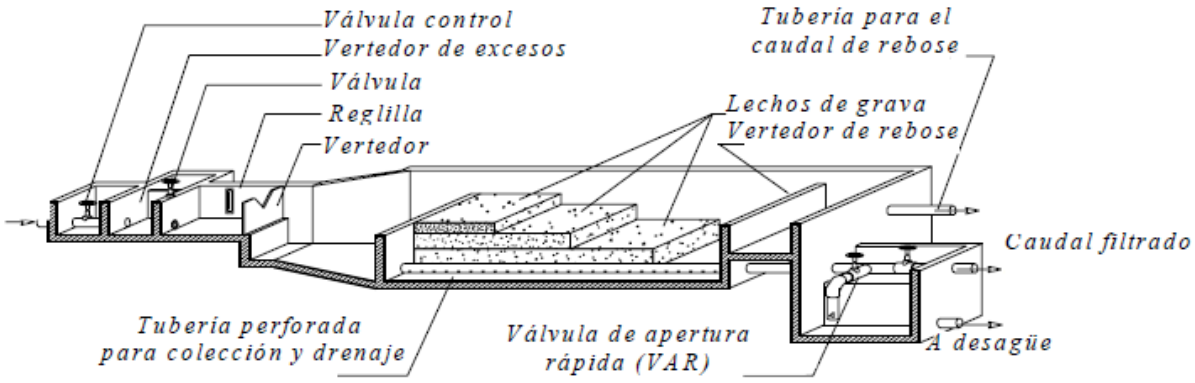


Figura 25. Esquema Isométrico de Filtro Grueso Dinámico
Fuente: Figura 2, Guía para diseño de sistema de tratamiento de filtración en Múltiples Etapas

A continuación se presenta el diseño de cada uno de los componentes proyectados para este sistema.

Cámara de filtración

Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento y el lugar donde se ubica el lecho filtrante, los medios de soporte y el sistema de drenaje. La altura total de la cámara está determinada por la altura del lecho filtrante, la altura del vertedero de salida y el borde libre requerido. Normalmente la altura total del filtro es de 0,70 m, con paredes verticales construidas en mampostería estructural o concreto reforzado.

Las dimensiones del ancho de la unidad, están condicionadas por el caudal disponible para el lavado superficial y la velocidad superficial de flujo. La cámara debe tener la capacidad suficiente para contener el sistema de drenaje, lecho filtrante y la altura de agua sobre el lecho (carga hidráulica). El borde libre debe tener 0,2 metros. La razón larga / ancho será de 3:1 a 6:1, recomendable para diseño 5:1 ó según sea la realidad de la zona en estudio. La velocidad superficial de lavado (Vs) puede variar entre 0,15 y 0,3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda; se asume una velocidad cercana a 0,15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superior a los 0,2 m/s para arenas y arcillas. Por su parte el RAS en el titulo C literal C.Fi.3, indica que la tasa de filtración de la unidad debe estar entre 2 m/h y 3 m/h, (48 a 72 m^3/m^2/día).

Para el corregimiento Luis Vero se proyectan dos (2) unidades de filtración gruesa dinámica, con el objetivo de que la planta de potabilización sea flexible y redundante, adicionalmente se adopta una tasa de filtración de 2 m/h. Teniendo en cuenta lo anterior y un caudal de diseño al año 2041 de 1,20 L/s, el área del filtro será:

$$\mathrm{AT_{FGDi=}}\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{Tf}}=\frac{4{,}32\ \mathrm{m3/h}}{2\ m/h}=2{,}16\ m^2$$

Donde:
AT_{FGDi} =Área total del filtro grueso dinámico en m^2
Q = Caudal de diseño Filtro en m^3/h
Tf = Tasa de filtración, igual a 2 m/h

El área de cada filtro es:

$$\mathrm{Af_{FGDi=}}\frac{AT_{FGDi}}{\mathrm{N}}=\frac{2{,}16\ \mathrm{m^2}}{2}=1{,}08\ m^2$$

Donde:
AT_{FGDi} = Área total del filtro grueso dinámico en m^2
Af_{FGDi} = Área por unidad de filtración en m^2
N = Número de filtros

De acuerdo con las recomendaciones dadas por las normas RAS y el CEPIS se adopta una relación de diseño, largo/ancho de 4:1, tal y como se muestra a continuación:

$$M=\frac{L}{b}=\frac{4}{1}\rightarrow L=4*b$$

Con base a lo anterior, el ancho de la unidad será:

$$\mathrm{Af_{FGDi=}}=\mathrm{b}*\mathrm{L}\rightarrow\mathrm{Af_{FGDi=}}=b*4*b=4*b^2$$

Donde:
Af_{FGDi} = Área por unidad de filtración en m^2
b: ancho de la unidad en m

Despejando b se tiene

$$b=\sqrt{\frac{\mathrm{Af_{FGDi}}}{M}}=\sqrt{\frac{1{,}08}{4}}=0{,}52\ m$$

Con base a lo anterior y por facilidad constructiva se adopta un ancho de 0,50 m, con lo cual la longitud del sistema será:

$$L=M*b=4*0{,}50\ m=2{,}4\ m$$

Teniendo en cuenta que el valor para la caja de recuperación de arena debe ser 1/5 (20 %) de la longitud del filtro, la longitud real del sistema de filtración será de 2,4 m.

Para calcular la velocidad de flujo, la cual se recomienda entre 0,15 y 0,30 m/s, se adopta un espesor de lámina de agua de 0,9 cm, con lo cual se tiene:

$$\mathrm{Vs} = \frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{At}} = \frac{\mathrm{Q}}{b * y} = \frac{0{,}000601\ \mathrm{m3/s}}{0{,}50\ m * 0{,}009\ m} = 0{,}13\ m/s\ \ (Cumple)$$

Donde:
Vs = Velocidad de flujo en m/s
Q = Caudal de diseño en m^3/s
b = ancho del filtro en m
y = espesor lámina de agua, adoptada de 0,9 m

Lechos filtrantes y de soporte

El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3,0 y 25,0 mm. La capa más fina se coloca en la superficie y la más gruesa sobre el fondo de la unidad, cubriendo el sistema de drenaje o múltiple recolector.

Tanto la grava de fondo como la intermedia funcionan como lechos de soporte, aunque existen evidencias de su contribución en la remoción de materiales suspendidos. El mantenimiento inadecuado de estas zonas facilita la acumulación progresiva de lodo y en consecuencia, la colmatación total de la unidad, obligando a su vaciado completo.

El tamaño de la grava del lecho de soporte, varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector. En general, la altura del lecho de soporte no debe ser inferior al diámetro del conducto recolector principal, y el tamaño de la grava en contacto con los colectores laterales, debe ser mayor en toda circunstancia, al diámetro de los orificios especificados en dicho colector. Para el lecho filtrante se recomienda la siguiente granulometría y espesor de capas.

Tabla 56. Granulometría lecho filtrante FGDi

POSICIÓN	ESPESOR (cm)	TAMAÑO DE GRAVA (mm)
1ª capa Inferior (fondo)	20	13,0 – 25,0
2ª capa Intermedio	20	6,0 – 13,0
3ª capa Superior	20	3,0 – 6,0
Total	**60**	

Fuente: Adoptado de la Guía para diseño de sistema de tratamiento de filtración en Múltiples Etapas

El lecho tendrá las siguientes especificaciones:

Tabla 57. Composición del lecho de soporte

CAPA	TIPO	DIÁMETRO DE LA PARTICULA (mm)	ESPESOR DE LA CAPA (mm)
Superior	Arena Gruesa	1 – 2	50
Segunda	Grava Fina	2 – 5	50
Tercera	Grava	5 – 10	50
Inferior	Grava Gruesa	10 – 25	150

Fuente: Adoptado de la Guía para diseño de sistema de tratamiento de filtración en Múltiples Etapas

Estructura de entrada

La estructura de entrada debe incluir elementos que permitan la disipación de energía, el control, la medición y distribución de flujo y el vertimiento de excesos. Un buen diseño de estos componentes, contribuye significativamente a la adecuada operación y mantenimiento del FGDi y del sistema de tratamiento general.

De acuerdo a lo anterior, se proyecta que el agua ingrese por una tubería a la cámara que contiene un vertedero de excesos y una reglilla de aforo, donde se remueve el material grueso. Inmediatamente el agua ingresará a una cámara de disipación por medio de un vertedero de entrada.

Para amortiguar la energía de entrega de la conducción de agua cruda y uniformizar el flujo que accede al canal de aproximación se proyecta la construcción de una cámara de aquietamiento de sección cuadrada, con la entrada de la tubería por la parte inferior. La velocidad en esta cámara debe estar comprendida entre 0,05 m/s y 0,1 m/s y su profundidad se puede determinar fijando un tiempo de retención comprendido entre 30 y 60 segundos.

Asumiendo un tiempo de detención de 30 segundos de acuerdo a las recomendaciones de Silva Garavito, el volumen de la cámara será igual a:

$$Q = \frac{Vol}{t} \rightarrow Vol = Q * t = 0{,}0012\ \frac{m^3}{s} * 30\ s = 0{,}036\ m^3$$

Donde:
Q = Caudal de diseño en m^3/s
Vol = Volumen de la cámara de aquietamiento en m^3
t = Tiempo de permanencia del agua en la cámara en s

Por su parte considerando una velocidad en la cámara de aquietamiento de 0,05 m/s, velocidad recomendada por la literatura especializada, el área requerida por la sección será:

$$Q = Vel * As \rightarrow \quad As = \frac{Q}{Vel} = \frac{0{,}0012\ \frac{m^3}{s}}{0{,}05\ m/s} = 0{,}024\ m^2$$

Donde:
Q = Caudal de diseño en m^3/s
Vel = Velocidad en la cámara de aquietamiento en m/s
As = Área de la sección en m^2

Adoptando una sección cuadrada, el lado de la cámara será:

$$As = L^2 \rightarrow L = \sqrt{As} = \sqrt{0{,}024} = 0{,}15\ m$$

Donde:
As = Área de la sección en m^2
L =Lado de la cámara en m

Por facilidad constructiva se adopta una cámara de 0,35 m x 0,35m, con lo cual el área ajustada es de 0,123 m^2. Con lo anterior, la altura de la cámara de aquietamiento será:

$$H\ util = \frac{Vol}{As} = \frac{0{,}036\ m^3}{0{,}024\ m^2} = 0{,}29\ m$$

Donde:
Vol = Volumen de la cámara de aquietamiento en m^3
As = Área de la sección en m^2
H útil = Altura Útil de la cámara en m

Luego del paso del agua por la cámara de aquietamiento, el agua será conducida por un canal de aproximación al final del cual se localizara un vertedero triangular, su función principal es generar un flujo uniforme antes del vertedero, de tal manera que sea fácil realizar la medición del caudal de entrada. Este canal contara con una sección rectangular, se adopta una longitud del canal de 1 m, longitud necesaria para la colocación de la regla de medición agua arriba de la cresta del vertedero y que la altura de la lámina de agua en el canal no se vea influenciada por la sección crítica que se forma en la cresta.

El cálculo de la sección del canal se realiza a partir del Factor de sección Z .

$$Z = A * Rh^{\frac{2}{3}} = \frac{n * Q}{S^{0.5}}$$

Con el fin de identificar la sección óptima del canal de entrada, los datos que se adoptan son los siguientes:

Q = Caudal de diseño es de 1,20 L/s
n = Coeficiente de Manning, para el concreto normal tiene un valor de 0,013
S = Pendiente en el canal, y para flujo uniforme representa la pendiente de la línea de energía, valor adoptado y tiene un valor de 0,00001 o pendiente del 0,001%.
b = Ancho del canal, se adopta un ancho de 0,2 m.

Con lo anterior se tiene:

$$\frac{n * Q}{S^{0.5}} = \frac{0.013 * 0{,}0012}{0{,}00001^{0.5}} = 0{,}0049$$

Con base a lo anterior y para dar solución a la ecuación del Factor de Sección, se proyecta iterar el valor de y (altura de la lámina de agua) hasta que el valor de $A * Rh^{2/3}$ sea igual al obtenido para la ecuación $\frac{n*Q}{S^{0.5}}$ empleando la herramienta de Análisis y si de Excel. Con lo cual después de varias iteraciones de obtiene que la lámina de agua es de 0,159 m.

$$A * Rh^{\frac{2}{3}} = b * y * \left(\frac{b * y}{b + 2y}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}20 * 0{,}217 * \left(\frac{0{,}2 * 0{,}159}{0{,}2 + 2 * 0{,}159}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}0049$$

Donde:
A = Área mojada y se calcula como $A = b * y$
P = Perímetro mojado y se calcula como $P = b + 2 * y$
Rh = Radio Hidráulico y se calcula como $\mathrm{Rh} = \mathrm{A/P}$

Considerando una sección del canal de 0,2 m de ancho y una lámina de agua de 0,16 m, la velocidad (V) será:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0{,}0012\ m^3/s}{0{,}2\ m * 0{,}16\ m} = \ 0{,}038\ m/s$$

Donde:
A = Área mojada y se calcula como $A \ = \ b * y$
V = Velocidad en el canal en m/s
Q = Caudal de diseño en m^3/s
El número de Froude F será:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * y}} = \frac{0{,}038}{\sqrt{9{,}81 * 0{,}16}} = 0{,}030 \ \ (Flujo\ Subcritico)$$

Donde:
F = Numero de Froude
V = Velocidad en el canal en m/s
g = Gravedad en m/s^2
y = Altura lámina de agua en m

La longitud del canal de aproximación se calcula de acuerdo con lo indicado en el libro Manual de Potabilización del Agua de Jorge Arturo Pérez Parra, con lo cual se tiene:

$$Lc = 4{,}5 * B = 4{,}5 * 0{,}2 \ = 0{,}9\ m$$

Con base a lo anterior, por facilidad constructiva se adopta una longitud del canal de 1,00 m.

Vertedero de excesos entrada Filtro

Con el fin de evacuar el caudal de excesos proveniente del sistema de desarenador, se proyecta construir un vertedero de excesos al ingreso del agua en la cámara de entrada, con el fin de permitir solamente el paso del caudal de diseño proyectado para la PTAP. Adoptando un ancho del vertedero de 0,30 m, la carga hidráulica sobre el vertedero será:

$$Q \ = \ C * L * H^{\frac{3}{2}} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{C * L}\right)^{\frac{2}{3}} = \ \left(\frac{0{,}0012}{1.84 * 0{,}3}\right)^{\frac{2}{5}} = 0{,}017\ m$$

Donde:
Q = Caudal de diseño en m^3/s
H = Carga hidráulica sobre el vertedero en m
L = Longitud del vertedero en m
C = Coeficiente de 1.84

Aforo

Para realizar la medición del caudal afluente y como se indicó anteriormente se proyecta la instalación de un vertedero triangular en PRFV (fibra de vidrio), este vertedero se localizara al final del canal de entrada a la unidad. Adoptando un caudal de diseño de 1,20 L/s, la carga hidráulica sobre el vertedero triangular de 90° viene dada por la siguiente expresión:

$$Q = 1{,}38 * H^{\frac{5}{2}} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{1.38}\right)^{\frac{2}{5}} = \left(\frac{0{,}0012}{1.38}\right)^{\frac{2}{5}} = 0{,}059m$$

Donde,

Q = Caudal de diseño (m^3 /s)

H: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Adicionalmente se proyecta instalar una regla graduada a una distancia de cinco (5) veces la carga hidráulica del vertedero de 0,15 m de altura y 0,15 m de ancho en material PRFV (fibra de vidrio), para realizar la medición del caudal afluente y de esta manera facilitar el control de la operación bajo la entrada de caudal.

$$Distancia\ del\ vertedero\ a\ la\ regla\ metálica = 5\ x\ 0{,}059 = 0{,}294\ m$$

De acuerdo a lo anterior, la reglilla estará localizada a 0,294 m del vertedero triangular.A continuación se presenta una tabla donde se relaciona el caudal (Q) y la carga sobre el vertedero (H), con el fin de facilitar las lecturas del caudal de entrada al sistema, considerando la fórmula del vertedero triangular de 90° de escotadura, se tiene:

Tabla 58. Calibración del vertedero

H útil (m)	Caudal L/s
0,000	0,000
0,010	0,015
0,020	0,084
0,030	0,229
0,040	0,465
0,050	0,807
0,059	1,201
0,060	1,267
0,070	1,853
0,080	2,578
0,090	3,448
0,100	4,473

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

Cámara de disipación

La cámara de disipación es utilizada para lograr una distribución homogénea del agua cuando esta comienza a lavar la superficie de la arena, la cámara de disipación también sirve como tanque de sedimentación, se

debe prever la posibilidad de descarga de los sedimentos a través de una salida inferior controlada por una válvula.

La profundidad y ancho de la cámara de disipación son las mismas que la caja de filtro, considerando que la longitud debe ser 1/5 de la longitud de la caja del filtro, la longitud en esta cámara será:

$$Lc = \frac{L}{5} = \frac{2{,}4}{5} = 0{,}48 \approx 0{,}50\ m$$

Por facilidades constructivas y de construcción, la cámara contara con un largo de 0,80 m, el caudal de entrada a esta cámara ascenderá y pasara sobre un vertedero ahogado de ingreso. Adoptando una longitud del vertedero de 0,50m, la carga hidráulica sobre este será:

$$Q = C * L * H^{\frac{3}{2}} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{C * L}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0{,}0012}{1{,}838 * 0{,}50}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}008\ m$$

Donde,
Q: Caudal por unidad en (m^3 /s)
C: coeficiente del vertedero igual a 1,838
L: longitud del vertedero (m)

Estructura de salida

La estructura de salida debe permitir tanto el drenaje del caudal de rebose durante la operación a tasa declinante del FGDi, como el vertimiento del agua del lavado durante la limpieza superficial del filtro.

La estructura de salida está compuesta por una tubería perforada ubicada en la parte inferior del lecho filtrante, este sistema cumple la función de drenaje y recolección de agua filtrada.

El sistema de recolección tiene el propósito de captar lo más uniforme posible, el agua tratada durante la operación normal de filtración, así como también, colectar el agua del lavado y drenar la unidad cuando se realizan las actividades de mantenimiento. Normalmente el sistema de recolección y drenaje consisten en tuberías y accesorios de PVC que forman tanto los colectores laterales como el colector principal. Los laterales están provistos de orificios que captan o distribuyen el flujo según el tipo de operación que se efectúe: lavado ó filtración.

Estos laterales están conectados al conducto principal a través de accesorios, generalmente construidos en PVC.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro, se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de recolección y drenaje, con diámetro igual al del conducto principal del colector. El punto de descarga del colector principal en la cámara de lavado, debe localizarse a una profundidad mínima de 1,0m, medida respecto a la losa de fondo del FGDi. Esta altura puede incrementarse si la topografía natural del terreno lo permite.

Para la salida del agua filtrada se proyecta un sistema de drenes, conformados por tubería perforada en material PVC, el sistema de drenes no solo cumple con la función de recolección del agua filtrada sino

también con la función del drenaje, procesos que se regulan mediante válvulas. Las cámaras de lavado deben ser amplias, seguras y de fácil acceso, sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador, recomendándose áreas superficiales entre 3 y 5 m^2 profundidades entre 0,20 y 0,40 m. La cámara debe ser abastecida con agua cruda para facilitar el mantenimiento eventual del FGDi. El conducto de desagüe debe ser calculado para evacuar el caudal máximo de lavado y evitar sedimentación en su interior. La velocidad superficial de lavado (Vs) puede variar entre 0,15 y 0,3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda; se asume una velocidad cercana a 0,15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superior a los 0,2 m/s para arenas y arcillas.

Para el dimensionamiento del drenaje con tubería perforada se hace uso de las recomendaciones hechas en el libro de Filtración Dinámica de Felipe Solsona y editado por el CEPIS/OMS, a continuación se listan:

- Distancia entre las tuberías laterales: 0,5 m a 1,5 m
- Diámetro de los agujeros: 2 mm a 3 mm
- Velocidad de paso en las ranuras: 0,3 m/s a 1,0 m/s

Para el presente proyecto, el drenaje estará conformado por un colector principal de 3" de diámetro, el cual se localizara longitudinalmente hacia un extremo del filtro, este ducto contara con 5 tuberías perforadas localizadas transversalmente en el filtro, espaciadas cada 0,40 m centro a centro entre ellas, cada tubería contara con 35 orificios de 3 mm diámetro separados aproximadamente cada 0,79 cm centro a centro.

- Número de tuberías transversales por filtro: 5
- Número de orificios por tubería 35
- Número total de orificios: 175
- Área de cada orificio: 7,07E-06 m^2
- Área total orificios: 0,001237 m^2
- Caudal por filtro: 0,000601 m^3/s
- Velocidad de paso por orificio: 0,49 m/s

Los tubos se deben instalar a una distancia de 3 cm sobre el fondo del filtro.

La distribución del flujo entre los orificios depende de la relación entre la suma de las secciones de todos los orificios de descarga (nAo) y la sección del dren (A). Experimentalmente, se encontró que, para que la desviación (δ) de flujo entre los orificios extremos no sea mayor de 10%, R debe variar entre 0,40 y 0,42. La relación entre la suma de todos los orificios de descarga y el área del lateral debe ser:

$$\frac{nAo}{Al} \leq 0{,}42 \rightarrow \frac{175 * 7{,}07\text{E}-06\ m^2}{0{,}0046\ m^2} = 0{,}271\ (Cumple)$$

Donde:
n = Número de orificios de drenaje
Ao = Área del orificio en la tubería de drenaje de diámetro 3 mm
Al = Área del ducto de drenaje 3"

Pérdidas de Carga

Las pérdidas de carga en el medio filtrante se expresan mediante la ecuación de Dixon:

$$Hg = \frac{Vf * L}{3} = \frac{0{,}036 * 0{,}6}{3} = 0{,}0072\ m$$

Donde,

Vf = velocidad de filtración (0,036 m/min)

L = espesor del lecho filtrante (0,60 m)

Hg = Pérdidas en el medio filtrante en m

Adicionalmente de las pérdidas en el medio filtrante, deben calcularse las pérdidas en el sistema de drenaje, para el cual se tiene en cuenta el área total de los 175 orificios de 3 mm de diámetro, que equivale a 0,001237m^2. Con lo cual la pérdida de carga en el sistema de drenaje viene dada por la siguiente expresión:

$$\mathrm{Hd} = 0{,}051\ \mathrm{x} \left[\frac{\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{N}}}{\mathrm{C} * \mathrm{A}}\right]^2 = 0{,}051\mathrm{x} \left[\frac{0{,}000601}{0{,}61 * 0{,}001237}\right]^2 = 0{,}032\ \mathrm{m}$$

Las pérdidas en el sistema de filtración en la unidad serán de 4,0 cm

Altura de la unidad de filtración gruesa dinámica

	(m)
Borde libre	0,2
Pérdida por filtración	0,040
Altura de la lámina de agua al vertedero de entrada	0,009
Altura del vertedero salida con respecto al lecho filtrante	0,05
Altura de la lámina de agua al vertedero de salida	0,015
Altura Lecho filtrante	0,60
Total	0,85

Filtro Lento en Arena

El tratamiento del agua en una unidad de filtración lenta en arena es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja para mejorar la calidad microbiológica del agua, lo anterior se lleva a cabo debido a que en su superficie se forma una biopelícula o capa gelatinosa llamada schmutzdecke donde se desarrollan comunidades microbianas, no solamente capaces de inactivar patógenos sino que también metaboliza algunos contaminantes químicos. El tiempo de formación de esta biopelícula germicida ocurre entre 15 y 20 días después de iniciado el filtro, tiempo que es importante tener en cuenta para efectos del control de las características microbiológicas del agua que se suministra a la población.

Se recomienda utilizar este sistema para el tratamiento de agua cruda con bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias toxicas, precursores de trihalometanos, algas, hierro y manganeso.

El sistema consiste en un tanque con un lecho de arena final, colocado sobre una capa de grava que constituye el soporte de la arena la cual, a su vez, se encuentra sobre un sistema de tuberías perforadas que

recolectan el agua filtrada. El flujo es descendente, con una velocidad de filtración muy baja que puede ser controlada preferiblemente al ingreso del tanque.

Una unidad de filtración lenta en arena consta generalmente de los siguientes elementos: caja de filtración y estructura de entrada, sistema de drenaje, lecho filtrante, capa de agua sobrenadante y dispositivos para regulación, control y rebose.

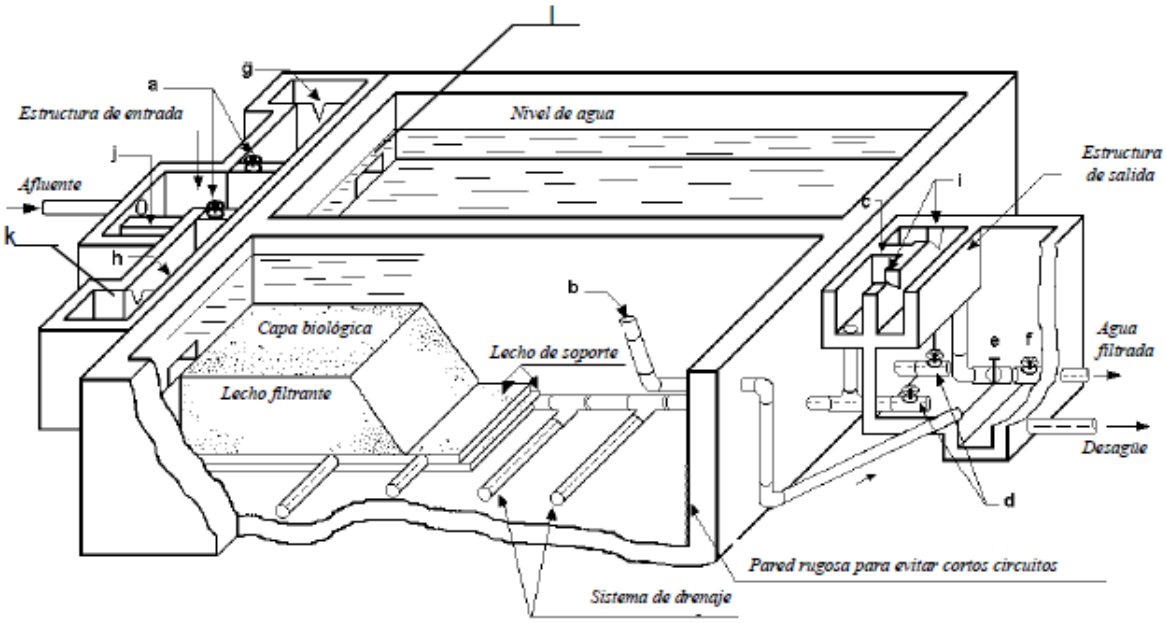


Figura 26. Componentes Básicos de un Filtro Lento en Arena
Fuente: Galvis, G. 2000

Una descripción específica de estos componentes se desarrolla a continuación:

a- Válvula para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración.
b- Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, “cuello de ganso”.
c- Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia.
d- Válvula para drenar lecho filtrante.
e- Válvula para desechar agua tratada.
f- Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia.
g- Vertedero de entrada.
h- Indicador calibrado de flujo.
i- Vertedero de salida.
j- Vertedero de excesos.
k- Cámara de entrada a FLA.
l- Ventana de acceso a FLA

Cámara de filtración

La caja del filtro posee un área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Se recomiendan áreas de filtración máximas por módulo de 100 m^2 para facilitar las labores manuales de operación y mantenimiento el filtro.

Las experiencias en Colombia indican que la altura total del FLA puede oscilar entre 1.80 m y 2.10 m, dependiendo del espesor de la arena, de la altura de agua sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. Las cajas de filtración pueden ser construidas de hormigón reforzado, ferrocemento, concreto ciclópeo o manipostería estructural y sus paredes pueden ser verticales o inclinadas.

Según la Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas OPS/CEPIS 2005, el número de filtros se define según la población abastecida:

Tabla 59. Número de unidades FLA respecto a la población

Población (habitantes)	Número de unidades
< 2.000	2
2.000 – 10.000	3
10.000 – 60.000	4

Fuente: OPS/CEPIS 2005

De acuerdo a lo anterior y considerando que la población del corregimiento es inferior a 2.000 habitantes, se proyecta el diseño de dos unidades que trabajen en paralelo. Adicionalmente y teniendo en cuenta el título C de la norma RAS, ficha técnica C.Fi.2 se recomienda una tasa de filtración entre 7,0 m^3/m^2/día y 14 m^3/m^2/día, por lo cual para el presente proyecto se adopta una velocidad de filtración de 7 m^3/m^2/día, y se asumen una altura del agua sobre el lecho filtrante de 1,0 m.

Considerando lo anterior, el área superficial del filtro será:

$$A_s = \frac{Q_d}{N \times V_f} = \frac{103{,}78}{2 \times 7} = 7{,}41\ m^2$$

Donde:
Vf = velocidad de filtración (m^3/m^2-día)
Qd = caudal de diseño (m^3/día)
As = Área superficial por filtro en m^2
N = número de unidades

Para determinar la longitud y el ancho del filtro se utiliza el criterio de mínimo costo:

$$K = \frac{2 * N}{N + 1} = \frac{2 * 2}{2 + 1} = 1{,}33$$

Donde
K = Criterio de mínimo costo
N = Número de filtros

Con este costo se procede a calcular la longitud óptima del filtro, con lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$L = (A_{FGAC} * K)^{0.5} = (7{,}41 * 1{,}33)^{0.5} = 3{,}14\ m$$

Donde

L = Largo por cada unidad de filtración en m
AFGAC = Área por cada unidad de filtración gruesa flujo ascendente en m^2
K = Coeficiente de mínimo costo

Por facilidad constructiva se adopta un largo de 3,10 m, con lo cual el ancho del filtro será:

$$B = \frac{A_{FGAC}}{L} = \frac{7{,}41\ m2}{3{,}10\ \ m} = 2{,}39\ m$$

Donde:
L = Largo por cada unidad de filtración en m
AFGAC = Área por cada unidad de filtración gruesa flujo ascendente en m^2
B = Ancho por cada unidad en m

De acuerdo a lo anterior, y por facilidades constructivas cada unidad de filtración tendrá 2,40 m de ancho y 3,10 m de largo.

Lecho filtrante

El medio filtrante debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, libres de arcilla y materia orgánica. La arena no debe contener más de 2% de carbonato de calcio y magnesio.

Tabla 60. Granulometría del lecho filtrante FLA

Criterios de Diseño	Valor
Altura de arena (m)	1,00
Diámetro efectivo (mm)	0,15 – 0,35
Coeficiente de uniformidad	2,0
Gravedad Especifica	2,60
Porosidad	0,42
Coeficiente de Esfericidad	0,80
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	0,3

Fuente: CEPIS

El lecho de soporte estará constituido por capas de grava graduada con especificaciones similares a las aplicadas al medio filtrante. Estas se presentan a continuación:

Tabla 61. Composición del lecho de soporte

CAPA	DIÁMETRO DE LA PARTICULA	ESPESOR DE LA CAPA (mm)
1ª capa (fondo)	1 ½ – 1	50
2ª capa	1 – ½	50
3ª capa	½ – ¼	50
4ª Capa	¼ – 1/8	50
Gravilla	1/8 – 1/12	100
	Total	**300**

Fuente: CEPÌS

Cámara de entrada

La estructura de entrada tiene por objeto disipar energía, controlar, medir y eliminar excesos de caudal. Esta estructura consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. Previo al ingreso de la cámara de carga, el flujo es aforado por un vertedero cuyas características hidráulicas dependen, entre otros factores, de la cantidad de agua a medir y de la pérdida de carga disponible. Para facilitar el registro de la medición principalmente a operadores con bajo nivel de escolaridad, es aconsejable fijar sobre la pared vertical del canal de acceso y antes del vertedero, una reglilla de aforo calibrada.

Para amortiguar la energía de entrega de la conducción de agua proveniente del filtro grueso dinámico, y uniformizar el flujo que accede al canal de aproximación se proyecta la construcción de una cámara de aquietamiento de sección cuadrada, con la entrada de la tubería por la parte inferior. La velocidad en esta cámara debe estar comprendida entre 0,05 m/s y 0,1 m/s y su profundidad se puede determinar fijando un tiempo de retención comprendido entre 30 y 60 segundos.

Asumiendo un tiempo de detención de 30 segundos de acuerdo a las recomendaciones de Silva Garavito, el volumen de la cámara será igual a:

$$Q = \frac{Vol}{t} \rightarrow Vol = Q * t = 0{,}0012 \frac{m^3}{s} * 30\ s = 0{,}036\ m^3$$

Donde:
Q = Caudal de diseño en m^3/s
Vol = Volumen de la cámara de aquietamiento en m^3
t = Tiempo de permanencia del agua en la cámara en s

Por su parte considerando una velocidad en la cámara de aquietamiento de 0,05 m/s, velocidad recomendada por la literatura especializada, el área requerida por la sección será:

$$Q = Vel * As \rightarrow \quad As = \frac{Q}{Vel} = \frac{0{,}0012 \frac{m^3}{s}}{0{,}05 \frac{m}{s}} = 0{,}024\ m^2$$

Donde:
Q = Caudal de diseño en m^3/s
Vel = Velocidad en la cámara de aquietamiento en m/s
As = Área de la sección en m^2

Adoptando una sección cuadrada, el lado de la cámara será:

$$As = L^2 \rightarrow L = \sqrt{As} = \sqrt{0{,}024} = 0{,}155m$$

Donde:
As = Área de la sección en m^2
L =Lado de la cámara en m

Por facilidad constructiva se adopta una cámara de 0,35 m x 0,35 m, con lo cual el área ajustada es de 0,123 m^2. Con lo anterior, la altura de la cámara de aquietamiento será:

$$H\ util = \frac{Vol}{As} = \frac{0{,}036\ m^3}{0{,}123\ m^3} = 0{,}29\ m$$

Donde:
Vol = Volumen de la cámara de aquietamiento en m^3
As = Área de la sección en m^2
H útil = Altura Útil de la cámara en m

Luego del paso del agua por la cámara de aquietamiento, el flujo pasara a un canal desde donde se proyecta dividir el caudal de entrada a cada una de las dos unidades de filtración, la entrada a cada canal estará regulada por una compuerta lateral en material HD, al final de este se proyecta la instalación de vertedero triangular. La función principal de canal es de garantizar flujo uniforme antes del vertedero, de tal manera que sea fácil realizar la medición del caudal de entrada.

El canal contara con una sección rectangular, para el cual se adopta una longitud del canal de 0,90 m, longitud necesaria para la colocación de la regla de medición agua arriba de la cresta del vertedero y que la altura de la lámina de agua en el canal no se vea influenciada por la sección crítica que se forma en la cresta.

El cálculo de la sección del canal se realiza a partir del Factor de sección Z .

$$Z = A * Rh^{\frac{2}{3}} = \frac{n * Q}{S^{0.5}}$$

Con el fin de identificar la sección óptima del canal de entrada, los datos que se adoptan son los siguientes:

Q = Caudal de diseño por unidad de 0,60 L/s
n = Coeficiente de Manning, para el concreto normal tiene un valor de 0,013
S = Pendiente en el canal, y para flujo uniforme representa la pendiente de la línea de energía, valor adoptado y tiene un valor de 0,00001 o pendiente del 0,001%.
b = Ancho del canal, se adopta un ancho de 0,2 m.

Con lo anterior se tiene:

$$\frac{n * Q}{S^{0.5}} = \frac{0.013 * 0{,}00060}{0{,}00001^{0.5}} = 0{,}0025$$

Con base a lo anterior y para dar solución a la ecuación del Factor de Sección, se proyecta iterar el valor de y (altura de la lámina de agua) hasta que el valor de $A * Rh^{2/3}$ sea igual al obtenido para la ecuación $\frac{n*Q}{S^{0.5}}$. Con lo cual después iterar con la herramienta Análisis y si de Excel de obtiene que la lámina de agua es de 0,093 m.

$$A * Rh^{\frac{2}{3}} = b * y * \left(\frac{b * y}{b + 2y}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}2 * 0{,}093 * \left(\frac{0{,}2 * 0{,}093}{0{,}2 + 2 * 0{,}093}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}0025$$

Donde:

A = Área mojada y se calcula como $A = b * y$
P = Perímetro mojado y se calcula como $P = b + 2 * y$
Rh = Radio Hidráulico y se calcula como $\mathrm{Rh} = \mathrm{A/P}$

Considerando una sección del canal de 0,2 m de ancho y una lámina de agua de 0,094 m, la velocidad (V) será:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0{,}00060\ m^3/s}{0{,}2\ m * 0{,}094\ m} = 0{,}03\ m/s$$

Donde:
A = Área mojada y se calcula como $A = b * y$
V = Velocidad en el canal en m/s
Q = Caudal de diseño en m^3/s
El número de Froude F será:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}} = \frac{0{,}03}{\sqrt{9{,}81 * 0{,}094}} = 0{,}033\ \ (Flujo\ Subcritico)$$

Donde:
F = Numero de Froude
V = Velocidad en el canal en m/s
g = Gravedad en m/s^2
y = Altura lámina de agua en m

La longitud del canal de aproximación se calcula de acuerdo con lo indicado en el libro Manual de Potabilización del Agua de Jorge Arturo Pérez Parra, con lo cual se tiene:

$$Lc = 4{,}5 * B = 4{,}5 * 0{,}2 = 0{,}9\ m$$

Con base a lo anterior, por facilidad constructiva se adopta una longitud del canal de 0,9 m.

Vertedero de aforo

Para realizar la medición del caudal afluente y como se indicó anteriormente se proyecta la instalación de un vertedero triangular en PRFV (fibra de vidrio), este vertedero se localizará al final del canal de entrada a la unidad. Adoptando un caudal de diseño de 0,60 L/s, la carga hidráulica sobre el vertedero triangular de 90° viene dada por la siguiente expresión:

$$Q = 1{,}38 * Hv^{\frac{5}{2}} \rightarrow Hv = \left(\frac{Q}{1.38}\right)^{\frac{2}{5}} = \left(\frac{0{,}00060}{1.38}\right)^{\frac{2}{5}} = 0{,}044\ m$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Adicionalmente se proyecta instalar una regla graduada a una distancia de cinco (5) veces la carga hidráulica del vertedero de 0,15 m de altura y 0,15 m de ancho en material PRFV (fibra de vidrio), para realizar la medición del caudal afluente y de esta manera facilitar el control de la operación bajo la entrada de caudal.

$$Distancia\ del\ vertedero\ a\ la\ regla\ metálica\ =\ 5\ x\ 0{,}044\ =\ 0{,}22\ m$$

De acuerdo a lo anterior, la reglilla estará localizada a 0,22 m del vertedero triangular. A continuación, se presenta una tabla donde se relaciona el caudal (Q) y la carga sobre el vertedero (H), con el fin de facilitar las lecturas del caudal de entrada al sistema, considerando la fórmula del vertedero triangular de 90° de escotadura, se tiene:

Tabla 62. Calibración del vertedero

H útil (m)	Caudal L/s
0,000	0,000
0,007	0,006
0,014	0,035
0,021	0,095
0,028	0,193
0,035	0,335
0,042	0,525
0,044	0,601
0,049	0,768
0,056	1,068
0,063	1,429
0,070	1,853

Fuente: Consorcio INAR CONDESA

Con el fin de calcular el alcance de chorro, se procede a calcular la Velocidad del agua después del vertedero, con lo cual se tiene:

$$V_v = \frac{Q}{B\ H_v} = \frac{0{,}00060}{0{,}2 \times\ 0{,}044} = 0{,}068\ m/s$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del canal en (m)
Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

La distancia del chorro a la caída se calcula con la siguiente expresión:

$$X_s = 0{,}36(V_v)^{2/3} + 0{,}6(H_v)^{4/7} = 0{,}36 \times (0{,}068)^{2/3} + 0{,}6 \times (0{,}044)^{4/7} = 0{,}161\ m$$

Donde,

Xs = Distancia del chorro en (m)
Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Adoptando una velocidad de 0,040 m/s el área transversal del canal de distribución será:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0{,}00060}{0{,}040} = 0{,}015\ m^2$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
A = Área del canal en (m^2)
V = Velocidad asumida en el canal (m)

La altura del canal será:

$$H_c = \frac{A}{b} = \frac{0{,}015}{0{,}2} = 0{,}08m$$

Donde,
A = Área del canal en (m^2)
Hc = Altura del canal en (m)
b = Ancho del canal en (m)

Se adopta una altura total del canal de 0,40 m por razones constructivas.

Orificio De Entrada

La entrada del agua a cada filtro se realizara por medio de un vertederos de pared gruesa, para obtener una delgada lámina de agua que se adhiere al muro y evita que se generen chorros sobre el lecho, lo que lo dañaría, adicionalmente se coloca sobre el lecho una placa de concreto de 0,5 m x 0,5 m para que reciba el impacto del agua.

Adoptando un ancho del vertedero de entrada de 0,25 m de longitud, la carga sobre el vertedero será:

$$H_v = \left(\frac{Q}{1{,}84B}\right)^{2/3} = \left(\frac{0{,}00060}{1{,}84 \times 0{,}25}\right)^{2/3} = 0{,}012\ m$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

La Velocidad del agua después del vertedero, será:

$$V_v = \frac{Q}{B\ H_v} = \frac{0{,}00060}{0{,}25 \times 0{,}012} = 0{,}20\ m/s$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del canal en (m)
Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Estructura de salida

El nivel mínimo del filtro se controla mediante el vertedero de salida, el cual se debe ubicar en el mismo nivel o 0,10 m por encima de la superficie del lecho filtrante. Para este caso el vertedero se localiza a 10 cm por encima del lecho filtrante, adicionalmente se adopta una longitud del vertedero de salida de 0,5 m, con lo cual la carga sobre el vertedero será:

$$H_v = \left(\frac{Q}{1{,}84B}\right)^{2/3} = \left(\frac{0{,}00060}{1{,}84 \times 0{,}5}\right)^{2/3} = 0{,}008 \text{ m}$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

La Velocidad del agua después del vertedero, será:

$$V_v = \frac{Q}{B\, H_v} = \frac{0{,}00060}{0{,}5 \times 0{,}008} = 0{,}160 \text{ m/s}$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del canal en (m)
Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

La distancia del chorro a la caída se calcula con la siguiente expresión:

$$X_s = 0{,}36(V_v)^{2/3} + 0{,}6(H_v)^{4/7} = 0{,}36 \times (0{,}160)^{2/3} + 0{,}6 \times (0{,}008)^{4/7} = 0{,}14 \text{ m}$$

Donde,
Xs = Distancia del chorro en (m)
Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Entonces se adopta un ancho B de la cámara de recolección de agua filtrada de 0,5 m por razones constructivas y facilidad en la operación y mantenimiento.

Sistema de drenaje y lecho de soporte

Las tuberías de drenaje serán perforadas con orificios de 7 mm. Estas tuberías pueden desembocar en forma de espina de pescado a un conducto o tubería central o a un pozo lateral con una pendiente del 1% al 2%.

Los drenes se diseñarán con el criterio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0,30 m/s. La relación de velocidades entre el dren principal (Vp) y los drenes secundarios (Vs) debe ser de: Vp/Vs < 0,15, para obtener una colección uniforme del agua filtrada.

La distribución del flujo entre los orificios depende de la relación entre la suma de las secciones de todos los orificios de descarga (nAo) y la sección del dren (A). Experimentalmente, se encontró que, para que la desviación (δ) de flujo entre los orificios extremos no sea mayor de 10%, R debe variar entre 0,40 y 0,42.

Para el dimensionamiento del sistema de drenaje se utilizará tubería perforada compuesta por múltiples laterales con orificios y tubería central de recolección sin orificios y con válvula de control independiente:

- Distancia entre las tuberías laterales: 0,5 m a 1,5 m
- Diámetro de los agujeros: 6,5 mm a 15,8 mm
- Velocidad de paso en los orificios: ≤0,3 m/s

Adoptando un número de 5 tuberías laterales de diámetro 3" y un espaciamiento entre las tuberías de 0,62 m entre centros con orificios de 7 mm de diámetro y separados cada 0,31 m tenemos:

- Número de tuberías laterales: 5
- Longitud de cada lateral: 2,2 m
- Número de orificios en cada lateral: 6
- Número total de orificios: 30
- Área de cada orificio: 3,85E-05 m^2
- Área total orificios: 0,001155 m^2
- Caudal por unidad: 0,00060 m^3/s
- Velocidad de paso por orificio: 0,52 m/s

Los tubos se deben instalar a una distancia de 3 cm sobre el fondo del filtro.

La distribución del flujo entre los orificios depende de la relación entre la suma de las secciones de todos los orificios de descarga (nAo) y la sección del dren (A). Experimentalmente, se encontró que, para que la desviación (δ) de flujo entre los orificios extremos no sea mayor de 10%, R debe variar entre 0,40 y 0,42. La relación entre la suma de todos los orificios de descarga y el área del lateral debe ser:

$$\frac{nAo}{Al} \leq 0{,}42 \rightarrow \frac{30 * 3{,}85\text{E}-05m^2}{0{,}0046\ m^2} = 0{,}253\ (Cumple)$$

Dónde:
n = Número de orificios de drenaje
Ao = Área del orificio en la tubería de drenaje de diámetro 3"
Al = Área del ducto de drenaje 3"

Pérdidas de Carga

Considerando el área del orificio localizado a la entrada del filtro de 0,25 m de ancho y 0,015 m de altura útil, se procede a calcular la pérdida de carga en el orificio, para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$H\ entrada = \left(\frac{Q}{Cd * Ao}\right)^2 * \frac{1}{2g} = \left(\frac{\text{¡}\boldsymbol{Error!\ Vínculo\ no\ válido.}}{0.6 * 0{,}25 * 0{,}012}\right)^2 * \frac{1}{2 * 9.81} = 0{,}57\ cm$$

Donde;
H entrada: pérdida de carga orificio entrada filtro (m)
Ao = Área del orificio de entrada 0,0039 m^2
Cd = Coeficiente de descarga 0,6
Q = Caudal de diseño por unidad (m^3 /s)

Para determinar la pérdida de carga en la arena se utiliza la ecuación de Fair y Hatch para partículas uniformes no esféricas:

$$\mathrm{h} = 180 * \frac{\mathrm{L} * \upsilon}{\mathrm{g}} * \mathrm{v} * \frac{(1-\mathrm{p})^2}{\mathrm{p}^3} * \frac{1}{{\mathrm{C_e}}^2 * {\mathrm{D_c}}^2}$$

Donde;
h: pérdida de carga (cm)
L: espesor del lecho (cm)
υ: Viscosidad cinemática cm^2/s)
V: velocidad de filtración (cm/s)
P: porosidad
Ce: Coeficiente de Esfericidad
Dc = Diámetro efectivo (cm)

$$\mathrm{h} = 180 * \frac{100 * 0{,}00963}{981} * 0{,}0081 * \frac{(1-0{,}42)^2}{0{,}42^3} * \frac{1}{0{,}80^2 * 0{,}03^2} = 11{,}24\ \mathrm{cm}$$

Las pérdidas de carga en el lecho de soporte se expresan mediante la ecuación de Dixon:

$$\mathrm{Hg} = \frac{\mathrm{Vf} * \mathrm{L}}{3} = \frac{0{,}005 * 0{,}3}{3} = 0{,}0005\ \mathrm{m}$$

Donde,
Vf = Velocidad de filtración (0,0005 m/min)
L = espesor del lecho filtrante (0,30 m)
Hg = Pérdidas en el medio filtrante en m

Adicionalmente de las pérdidas en el medio filtrante, deben calcularse las pérdidas en el sistema de drenaje, para el cual se tiene en cuenta el área total de los 30 orificios de 7 mm de diámetro, que equivale a 0,001155 m^2. Con lo cual la pérdida de carga en el sistema de drenaje viene dada por la siguiente expresión:

$$\mathrm{Hd} = 0{,}051\ \mathrm{x} \left[\frac{\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{N}}}{\mathrm{C} * \mathrm{A}}\right]^2 = 0{,}051\mathrm{x} \left[\frac{0{,}00060}{0{,}61 * 0{,}001155}\right]^2 = 0{,}037\ \mathrm{m}$$

Las pérdidas en el sistema de filtración en la unidad serán de 15,82 cm

Por otro lado y considerando el caudal y área de la tubería de salida de 3", se procede a determinar las pérdidas de carga, para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{H salida} = \left(\frac{\text{Q}}{\text{Cd} * \text{Ao}}\right)^2 * \frac{1}{2\text{g}} = \left(\frac{0{,}00060}{0.6 * 0{,}0046}\right)^2 * \frac{1}{2 * 9.81} = 0{,}246 \text{ cm}$$

Donde;
H orificio: pérdida de carga orificio (m)
Ao = Área del orificio a la salida de 3"
Cd = Coeficiente de descarga 0,6
Q = Caudal de diseño por unidad (m^3 /s)

Altura de la unidad de filtración lenta

	(m)
Borde libre	0,30
Pérdida por filtración	0,16
Altura de agua por obstrucción del lecho filtrante	0,80
Altura de la lámina de agua al vertedero de salida	0,01
Altura Lecho Arena	1,00
Altura Lecho soporte	0,30
Total	2,56

8.6.2 Desinfección

La desinfección del agua se llevará a cabo mediante la dosificación de hipoclorito de calcio en solución, el cual se aplicará al inicio de la cámara de contacto de cloro, mediante una tubería de ½" PVC. Cabe destacar, que la sala de cloración debe ser siempre independiente y alejada de las demás edificaciones de la planta, para evitar que una fuga de cloro comprometa los equipos de dosificación o de laboratorio, así como al personal que labora en estas dependencias. Es posible adosarla a la casa de química, pero con puertas y ventanas suficientes, de tal manera que las emanaciones de cloro de ningún modo puedan ingresar a esta.

A continuación, se presentan algunas recomendaciones dadas por el CEPIS/OPS para la sala y proceso de cloración.

- En instalaciones situadas en localidades distantes de los centros productores de cloro, el almacenamiento debe tener en cuenta las dificultades para la compra y transporte del producto.
- En instalaciones con consumo de hasta 50 kg/día, los cilindros y los equipos de cloración pueden instalarse en la misma área.
- El área de almacenamiento de cloro debe ser abierta. Si se proyectara cerrada, con paredes en todo el contorno, la habitación debe ser ventilada mediante:

  5. Ventilación natural por medio de aberturas que deben llegar hasta el piso
  6. Además de ventilación natural, debe haber ventilación forzada, producida por un extractor o insuflador, dispuesto de modo de obligar al aire a atravesar a nivel del piso todo el ambiente y con capacidad para renovar todo el aire del recinto en un tiempo máximo de 4 minutos.

7. Las llaves o interruptores de los equipos deben quedar del lado de afuera del recinto.
8. Las salidas de ventilación deben ubicarse de tal modo que disipen las eventuales fugas de cloro a la parte externa de la casa de química (si la sala de cloración ha sido incorporada a esta estructura). Esta ventilación no debe incidir sobre la ventilación de otras áreas ni sobre áreas externas confinadas, aunque solo sea parcialmente.

- Los cilindros deben estar protegidos de la incidencia de la luz solar.
- El área de localización de los equipos cloradores debe contar con los medios de seguridad previstos para la sala de almacenamiento de cloro.
- El área de almacenamiento de cloro y la de instalación de los cloradores deben tener puertas que se abran hacia afuera, con vidrio en la parte superior, y estar dotadas de aberturas de ventilación sobre el pórtico.
- Los cilindros con capacidad igual o inferior a 75 kilogramos de cloro deben ser almacenados o utilizados en posición vertical, directamente sobre una balanza. Deben contar con una cadena o barra de seguridad que evite el volteo en caso de una explosión o sismo.
- El control de la cantidad de cloro disponible debe ser hecho por pesaje continuo o por un dispositivo que indique la presión de los cilindros en uso.
- Las áreas utilizadas para depósito o dosificación de cloro deben contar solamente con productos químicos y equipos relacionados con la cloración. No deben utilizarse para almacenar otro tipo de materiales

La dosis de cloro que se debe aplicar al agua debe ser la necesaria para destruir todos los organismos patógenos presentes en ella, antes de que llegue al consumidor final. Para determinar la dosis óptima de aplicación, es necesario realizar curva de demanda de cloro. Esta demanda de cloro debe determinarse en el laboratorio, además se debe controlar la cantidad de cloro residual con cierta frecuencia para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de desinfección manteniendo los niveles de cloro libre establecidos en la red de distribución. A continuación, se presenta el proceso de dimensionamiento del tanque de contacto de cloro.

Diseño de tanque de contacto de cloro

Teniendo en cuenta que se espera que las eficiencias de remoción del sistema de tratamiento se encuentren entre 95% y 99%, que el pH es igual a 7,41, que la temperatura ronda a los 20°C y que la dosis de cloro es de 2 mg/L, la constante K para la desinfección sería 25 (Ver Tabla 63)

Tabla 63. Valores de Ct = K en mg-min/L para inactivación de quiste Giardia por Cloro libre para log 2 para Temperatura = 20°C

Dosis de Cloro Aplicada mg/L	pH = 6	pH = 6,5	pH = 7	pH = 7,5
<=0,4	12	15	17	21
0,6	13	15	18	21
0,8	13	15	18	22
1	13	16	19	22
1,2	13	16	19	23

Dosis de Cloro Aplicada mg/L	pH = 6	pH = 6,5	pH = 7	pH = 7,5
1,4	14	16	19	23
1,6	14	17	20	24
1,8	14	17	20	25
2	15	17	21	25
2,2	15	18	21	26
2,4	15	18	22	26
2,6	15	18	22	27
2,8	16	19	22	27
3	16	19	23	28

Fuente: Tabla C.D.1.A del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: TÍTULO C. Sistemas de Potabilización / Vargas Liévano, Armando (Ed.). Bogotá, D.C. Colombia, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. 2010.

El tiempo de retención se calcularía como

$$C * t = K \rightarrow t = \frac{K}{C} = \frac{25 \frac{mg.min}{L}}{2 \frac{mg}{L}} = 12{,}5\ min$$

Sin embargo, dado que las dimensiones con este tiempo de retención son inviables constructivamente, se toma un tiempo de retención de 50 min.

Considerando un tiempo de retención de 50 min, el volumen de la cámara será:

$$V = Q * t = 0{,}0012\ m^3/s * 3000\ s = 3{,}60\ m^3$$

Donde,
t = tiempo de detención (s)
Q. Caudal de diseño en (m^3/s)
V = Volumen de la cámara en (m^3)

Asumiendo una altura de la lámina de agua de 1,50 m, el área de la sección será:

$$As = \frac{V}{h\ útil} = \frac{3{,}60\ m^3}{1{,}5\ m} = 2{,}40\ m^2$$

Donde,
As =área superficial en (m^2)
V = Volumen de la cámara en (m^3)
H útil = Altura útil en (m)

Adoptando un largo de la unidad de 3,15 m y dos compartimientos, el largo de cada compartimiento será:

$$L = \frac{As}{b * N°} = \frac{2{,}40\ m3}{3{,}15\ m * 2} = 0{,}38\ m$$

Donde,
As =área superficial en (m^2)
L =Largo de la cámara en (m)
b = Ancho de la cámara en (m)

Se adopta una cámara con dos compartimientos, de 3,15 m de ancho, 0,60 m de largo y 1,50 m de altura útil, adicionalmente se consideran 30 cm de borde libre. Para dividir la estructura se proyecta la construcción de un tabique en concreto de 0,20 m de ancho y 2,52 m de largo.

Por otro lado el consumo de hipoclorito de calcio (70% efectivo de cloro), para un caudal de 1,2 L/s y una dosis optima de 2 mg/L, será aproximadamente de 0,2 kg/día. La solución de hipoclorito de sodio se preparará en un tanque plástico de 250 L y por medio de un flotador (sistema a gravedad) se realizará la dosificación.

Se contará en la Sala de Cloración con dos tanques de manera, que además de contarse con suplencia (por daños o mantenimiento), se facilite la operación de desinfección por el tiempo que toma la preparación de la solución.

Se debe resaltar que la dosis óptima de cloro de 2 mg/L arrojada por el ensayo de tratabilidad no es constante ya que depende de las características del agua afluente, por lo que se deben realizar periódicamente pruebas de laboratorio agregando las cantidades crecientes de cloro al agua tratada y midiendo su concentración a través del tiempo. La dosis óptima será la que produzca un cloro libre de mínimo 0,2 ppm al extremo de la red.

Para la salida del agua de la cámara de contacto de cloro, se proyecta la instalación de un vertedero de salida rectangular de 0,4 m de longitud, con lo cual la lámina de agua será:

$$\mathrm{H_v} = \left(\frac{\mathrm{Q}}{1{,}84\mathrm{B}}\right)^{2/3} = \left(\frac{0{,}0012}{1{,}84 \times 0{,}4}\right)^{2/3} = 0{,}014\ \mathrm{m}$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

La Velocidad del agua después del vertedero, será:

$$\mathrm{V_v} = \frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{B\ H_v}} = \frac{0{,}0012}{0{,}4 \times 0{,}014} = 0{,}216\ \mathrm{m/s}$$

Donde,
Q = Caudal de diseño (m^3 /s)
B = Ancho del canal en (m)

Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

La distancia del chorro a la caída se calcula con la siguiente expresión:

$$X_s = 0{,}36(V_v)^{2/3} + 0{,}6(H_v)^{4/7} = 0{,}36 \times (0{,}216)^{2/3} + 0{,}6 \times (0{,}014)^{4/7} = 0{,}182 \text{ m}$$

Donde,
Xs = Distancia del chorro en (m)
Vv = Velocidad del agua sobre el vertedero en (m)
Hv: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Entonces se adopta un ancho B de la cámara de recolección de agua filtrada de 0,5 m por razones constructivas y facilidad en la operación y mantenimiento.

8.6.3 Edificio De Operación

El RAS 2000 establece que el edificio de operación para el nivel bajo de complejidad debe contemplar los siguientes ambientes:

- Sala de dosificación y cloración.
- Oficina del administrador.
- Laboratorio de servicio
- Bodega general para productos químicos y repuestos.
- Baño.

Laboratorio de Servicio

En todas las plantas de tratamiento deben proyectarse laboratorios de control operacional, para permitir la realización de los análisis y ensayos físicos, químicos y microbiológicos. El área mínima de laboratorio debe ser 10 m^2 para plantas de tratamiento con niveles bajo y medio de complejidad del sistema.

- Características

Las paredes internas deben tener revestimientos a prueba de humedad y piso impermeable, que no presente problemas de deslizamientos.

En las plantas de tratamiento con niveles bajo y medio de complejidad, pueden realizarse los análisis microbiológicos junto con los análisis físicos y químicos. Los ensayos físicos y químicos que se deben realizar mínimo en el laboratorio comprenden la determinación de pH, alcalinidad, turbiedad, color, cloro.

Los mesones deben tener mínimo 0,90 m de altura y 0,60 m de profundidad. La longitud mínima de los mesones en plantas con niveles bajo y medio de complejidad del sistema debe ser de 5m. El espacio libre entre mesones debe ser superior a 1,40 m. Deben proveerse armarios modulados bajo los mesones.

Los lavaderos para implementos de laboratorio deben ser de acero inoxidable y sus medidas mínimas serán 0,50 m * 0,40 m * 0,40 m. El número de éstos será determinado de acuerdo a las necesidades de cada planta.

Equipo mínimo de laboratorio

Teniendo en cuenta que la planta es pequeña, el equipo para llevar a cabo el control de la calidad de agua en los aspectos físico-químicos (tanto para agua cruda como tratada), será un kit portátil, el cual medirá parámetros como alcalinidad, pH, turbiedad, dureza, color y cloro residual. Las pruebas de tratabilidad y de control de calidad del agua cruda y tratada de mayores complejidades tanto físico-químicas como microbiológicas, se realizarán de forma periódica en un laboratorio regional, siguiendo las exigencias del objetivo de calidad.

8.7 TRATAMIENTO DE LODOS: LECHOS DE SECADO

Los lechos de secado operan bajo el principio básico de extender el lodo y dejarlo secar; una gran cantidad de agua se remueve por drenado o decantación y el resto de agua debe evaporarse antes que se alcance la concentración final deseada de sólidos.

Los lechos de secado a utilizar son de tipo rectangulaes convencionales, una capa de arena sobre grava, y con tuberías de drenaje subterráneas para recoger el agua. Y estarán provistos de una cubierta o techo para su protección.

Para el tratamiento de los lodos, se ubicarán lechos de secado. Los cálculos correspondientes al dimensionamiento se presentan a continuación:

Caudal de diseño	Q	Lps	8,82
		m3/seg	0,009
Concentración promedio de turbiedad		UNT	1
Relación de Sólidos Suspendidos a Turbiedad	K		1,5
Solidos suspendidos totales	SS	mg/L	1,5
Dosis promedia aplicación sulfato de aluminio	Al	mg/L	15
Peso de lodos Producidos S: 86,40*Q(0,44Al+SS + A)	S	Kg/día	6,2
Tasa de Evaporación Anual	E	(mm/Año)	1000
Espesor de lodo Aplicado	Di	(m)	0,30
Contenido Inicial de Sólidos	DSi	(%)	4,0
Contenido Final de Sólidos	DSf	(%)	30,0
Carga Diaria d Sólidos	Cs	Kg/día	6,2
Carga Unitaria de lodo a aplicar por metro cuadrado de lecho	Cu	(Kg/m2)	12
Profundidad Final de lodo deshidratado al 30%	Df= Di*DSi/DSf	(m)	0,04

Cambio en la Profundidad	DD=Di-Df	(m)	0,26
Porcentaje de pérdida de agua por drenaje y decantación (Estimado)	P	(%)	42
Disminución en la Profundidad por Drenaje y Decantación	Du=P*Di/100	(m)	0,13
Disminución en la Profundidad por Evaporación	Di-Df-Du	(m)	0,13
Tiempo necesario para deshidratado del lodo por evaporación	T = (Di-Df-Du) / E	(Años)	0,13
		Meses	1,60
Número de Aplicaciones a cada lecho por año	Ap=12/T		7,5
Rendimiento del Lecho en función del Lodo Aplicado y del número de aplicaciones por año	Y	(Kg/M2*Año)	90,1
Área Total Necesaria de Lechos de Secado	A	(m2)	38

(Se incremento en un 50%)

Numero de módulos		3
Área por modulo	m2	12,5
Dimensiones por modulo		
Ancho	m	2,5
Largo	m	5

La concentración final de solidos DSf es establecido por el documento RAS 2000 en el numeral C.13.5.2.2, el cual establece que los lodos de aluminio deben alcanzar concentraciones de solidos de 15 % al 30 %. Siendo este último el utilizado para el dimensionamiento de unidades.

El parámetro P, varia usualmente entre 40 y 50 %, siendo este último, el más utilizado para el dimensionamiento de lechos de secado. (Ramírez, 2003; Duque et al, 2008; GIAS, 2010)

8.7.1 Edificio de Operación

El RAS 2000 establece que el edificio de operación para el nivel bajo de complejidad debe contemplar los siguientes ambientes:

- Sala de dosificación y cloración.
- Oficina del administrador.
- Laboratorio de servicio
- Bodega general para productos químicos y repuestos.
- Baño.

8.7.1.1 Laboratorio

En todas las plantas de tratamiento deben proyectarse laboratorios de control operacional, para permitir la realización de los análisis y ensayos físicos, químicos y microbiológicos. El área mínima de laboratorio debe ser 10 m2 para plantas de tratamiento con niveles bajo y medio de complejidad del sistema.

Las paredes internas deben tener revestimientos a prueba de humedad y piso impermeable, que no presente problemas de deslizamientos.

En las plantas de tratamiento con niveles bajo y medio de complejidad, pueden realizarse los análisis microbiológicos junto con los análisis físicos y químicos. Los ensayos físicos y químicos que se deben realizar mínimo en el laboratorio comprenden la determinación de pH, alcalinidad, turbiedad, color, cloro. Los mesones deben tener mínimo 0,90 m de altura y 0,60 m de profundidad. La longitud mínima de los mesones en plantas con niveles bajo y medio de complejidad del sistema debe ser de 5m. El espacio libre entre mesones debe ser superior a 1,40 m. Deben proveerse armarios modulados bajo los mesones.
Los lavaderos para implementos de laboratorio deben ser de acero inoxidable y sus medidas mínimas serán 0,50 m * 0,40 m * 0,40 m. El número de éstos será determinado de acuerdo a las necesidades de cada planta.

8.7.1.2 Equipo mínimo de laboratorio

Teniendo en cuenta que la planta es pequeña, el equipo para llevar a cabo el control de la calidad de agua en los aspectos físico-químicos (tanto para agua cruda como tratada), será un kit portátil, el cual medirá parámetros como alcalinidad, pH, turbiedad, dureza, color y cloro residual. Las pruebas de tratabilidad y de control de calidad del agua cruda y tratada de mayores complejidades tanto físico-químicas como microbiológicas, se realizarán de forma periódica en un laboratorio regional, siguiendo las exigencias del objetivo de calidad.

8.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Según la metodología descrita en el capítulo 4, el volumen de regulación del tanque debe ser:

Tabla 64. Volumen de almacenamiento

Caudal Máximo Diario (QMD) [L/s]	1.2
Volumen del regulación mínimo (QMD/3) [m^3]	35.59
Altura propuesta [m]	2.00

Se proyectan dos módulos, cada uno con las siguientes dimensiones: Altura = 2.0m, Base = 2.0m y Largo = 4.40m, para un volumen de regulación total de 35.20m^3.

8.9 RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución del sistema de acueducto de la localidad Luis Vero fue optimizada incluyendo la expansión de las zonas que actualmente no cuentan con servicio y realizando la sectorización de la red existente para permitir mejor control y eficiencia de las nuevas estructuras a construir. Como se indicó en el

producto 2, de la fase I, por pertenecer a un sistema de complejidad bajo, en la localidad de Luis Vero, no se considera necesario el uso de hidrantes, ni sistemas contraincendios.

8.9.1 Descripción de la Red de Distribución

La red de distribución actual del municipio de Luis Vero consta actualmente de aproximadamente de 4100m de tubería de 2" y 3" de diámetro en PVC, en aparente buen estado. En el proyecto fueron diseñados 1100m adicionales constituidos en las nuevas tuberías matrices para sectorización y la expansión de redes para la parte más baja de la cabecera.

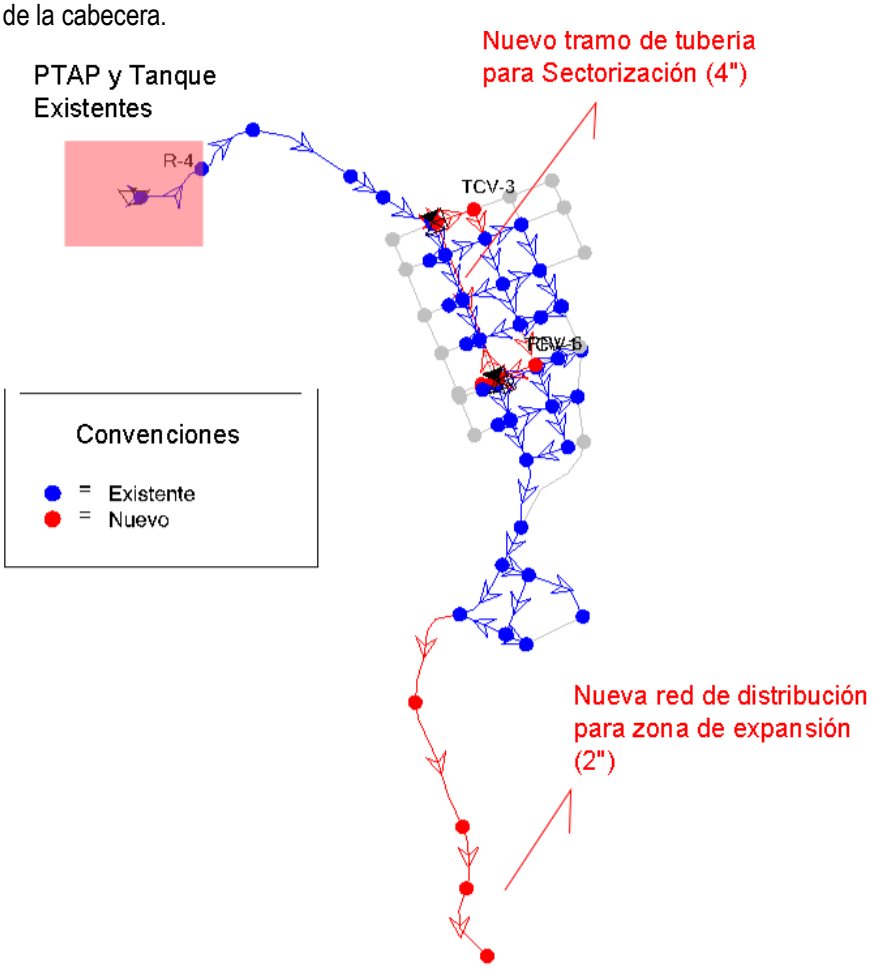


Figura 27. Planteamiento de la Red de Distribución
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

En la siguiente tabla se presenta el resumen del modelo de la red de distribución.

Tabla 65. Tuberías, Diámetros y Áreas

Label	Elevación (m)	Demanda (L/s)	Área (m2)
J-170	379.552	0	0

J-171	384.265	0	0
J-167	427.03	0	0
J-177	423.59	0	0
J-189	383.016	0.032	0.00
J-143	382.51	0.044	382.51
J-142	380.536	0.032	380.54
J-176	409	0	0
J-190	379.847	0.032	0.00
J-146	379.534	0.041	379.53
J-188	379.193	0.032	0.00
J-141	379.121	0.031	379.12
J-147	377.215	0.037	377.22
J-173	403.032	0	0
J-174	402.981	0	0
J-122	402.981	0.024	402.98
J-151	373.947	0.076	373.95
J-148	373	0.048	373.00
J-150	372.592	0.04	372.59
J-179	401	0	0
J-123	400.25	0.043	400.25
J-127	399.975	0.022	399.98
J-182	399.715	0.032	0.00
J-126	398.914	0.041	398.91
J-180	398	0	0
J-129	395.301	0.042	395.30
J-135	393.728	0.048	393.73
J-185	393.283	0.032	0.00
J-134	393	0.032	393.00
J-133	389.483	0.046	389.48
J-138	389.311	0.046	389.31
J-186	388.81	0.032	0.00
J-153	356.985	0.081	0.00
J-139	385.633	0.032	385.63
J-154	356.56	0.057	356.56
J-191	384.994	0.016	0.00
J-140	384.324	0.032	384.32
J-157	354.73	0.081	354.73
J-187	383.619	0	0
J-169	383.263	0	0
J-161	353.947	0.306	353.95

J-175	382.51	0	0
J-159	353	0.1	0.00
J-165	352.299	0.124	352.30
J-168	380.821	0	0
J-156	350.783	0.074	350.78
J-155	348.938	0.083	0.00
J-162	348.484	0.016	0.00
J-163	347.797	0.016	0
J-164	347.071	0.016	0

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.9.2 Modelación Hidráulica Actual

Una vez cargados los datos al modelo hidráulico, se procedió a realizar la modelación hidráulica de la situación actual con los siguientes resultados:

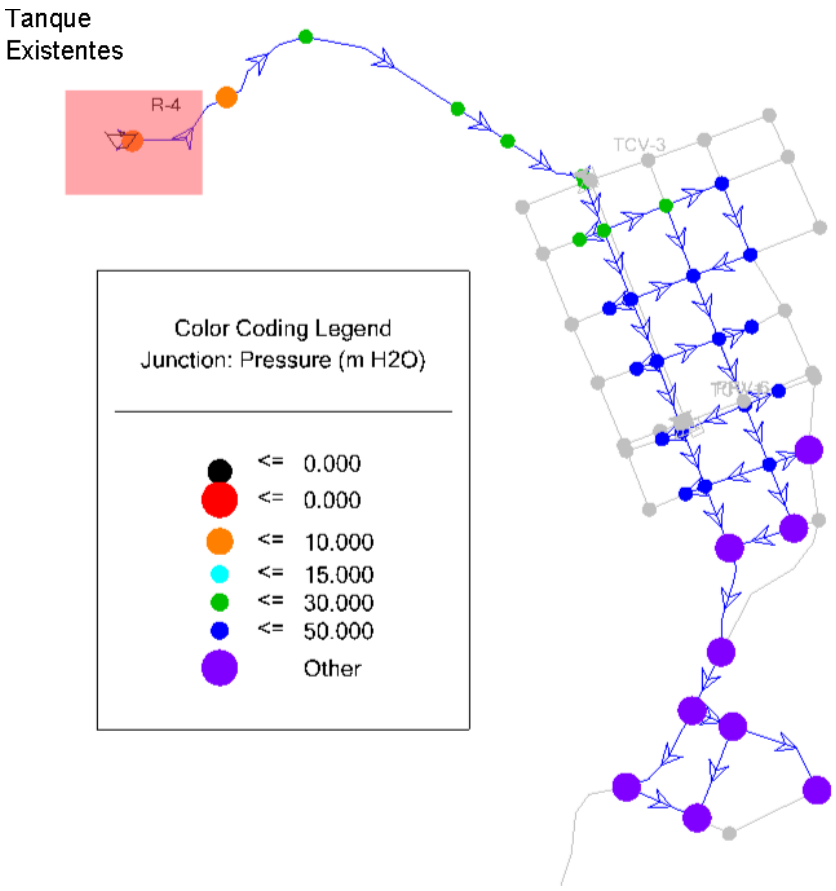


Figura 28. Situación actual red Acueducto (presiones)
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Son evidentes en el modelo los problemas de presiones mayores a los normativos en la parte baja del casco urbano.

8.9.3 Modelación Hidráulica Futura

Se propuso una sectorización adecuada para la red de distribución, permitiendo alimentar zonas separadas del municipio de forma individual.

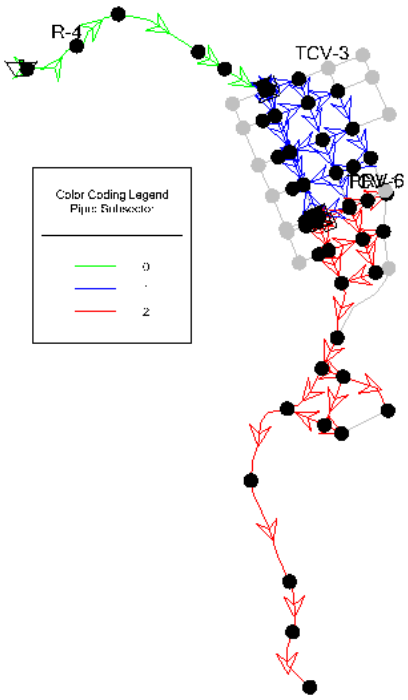


Figura 29. Optimización red de distribución, sectorización
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.9.4 Resultados de la Modelación Hidráulica

Con la modelación hidráulica se obtuvieron las presiones en cada nodo de esta red de distribución, en la siguiente figura se presentan las presiones de cada nodo, evidenciando el cumplimiento de los parámetros de presión disponible mínima de 15 m.c.a y máxima de 50m.c.a.

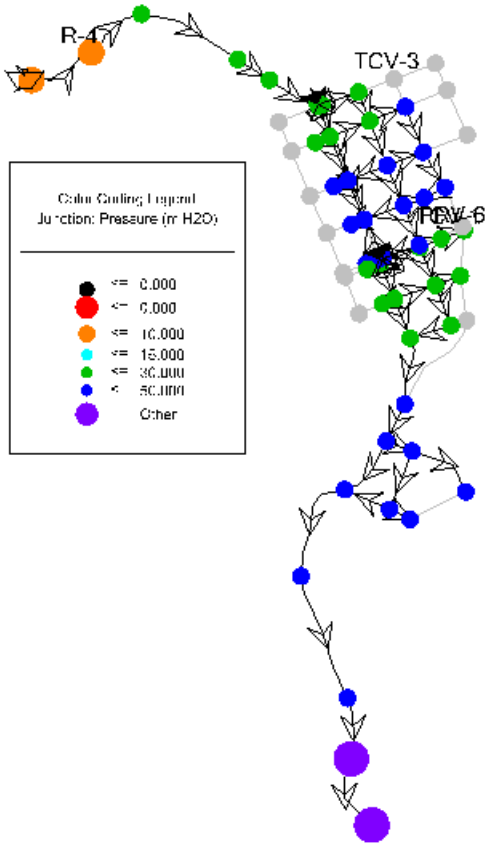


Figura 30. Resultados de modelación en red de distribución (escenario futuro)
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Tabla 66. Presiones en nodos

Label	Elevación (m)	Presión (m H2O)
J-167	427.03	0.491
J-177	423.59	3.861
J-189	383.016	15.977
J-143	382.51	16.482
J-142	380.536	18.364
J-176	409	18.38
J-190	379.847	19.051
J-146	379.534	19.305
J-188	379.193	19.645
J-141	379.121	19.777
J-147	377.215	21.621

J-173	403.032	24.157
J-122	402.981	24.201
J-174	402.981	24.203
J-151	373.947	24.771
J-148	373	25.832
J-150	372.592	26.179
J-179	401	26.276
J-123	400.25	26.906
J-127	399.975	27.188
J-182	399.715	27.44
J-126	398.914	28.239
J-180	398	29.237
J-129	395.301	31.847
J-135	393.728	33.417
J-185	393.283	33.861
J-134	393	34.145
J-133	389.483	37.66
J-138	389.311	37.83
J-186	388.81	38.33
J-153	356.985	41.34
J-139	385.633	41.507
J-154	356.56	41.562
J-191	384.994	42.145
J-140	384.324	42.815
J-157	354.73	43.352
J-187	383.619	43.52
J-169	383.263	43.875
J-161	353.947	43.985
J-175	382.51	44.577
J-159	353	45.041
J-165	352.299	45.743
J-168	380.821	46.316
J-156	350.783	47.293
J-155	348.938	49.102
J-162	348.484	49.441
J-163	347.797	50.125
J-164	347.071	50.851

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.9.5 Válvula reductora de presión

Se debe regular la presión para los usuarios dado que superan los 50 m.c.a, por tal motivo se debe seleccionar una válvula reguladora, por capacidad y costos de compra y mantenimiento se selecciona una válvula tipo VALVULA REGULADORA DE PRESION PROPORCIONAL, de serie 700, modelo 720, para el control de agua tratada.

Como se muestra en el modelo (ver Anexo Modelación hidráulica) la presión en la entrada de la válvula es de 56mca (79PSI) y la salida de presión requerida es de 15 mca (21 PSI), por lo tanto en el diagrama de cavitación muestra que esta por fuera de la zona de daño por cavitación. Como se muestra en el P1

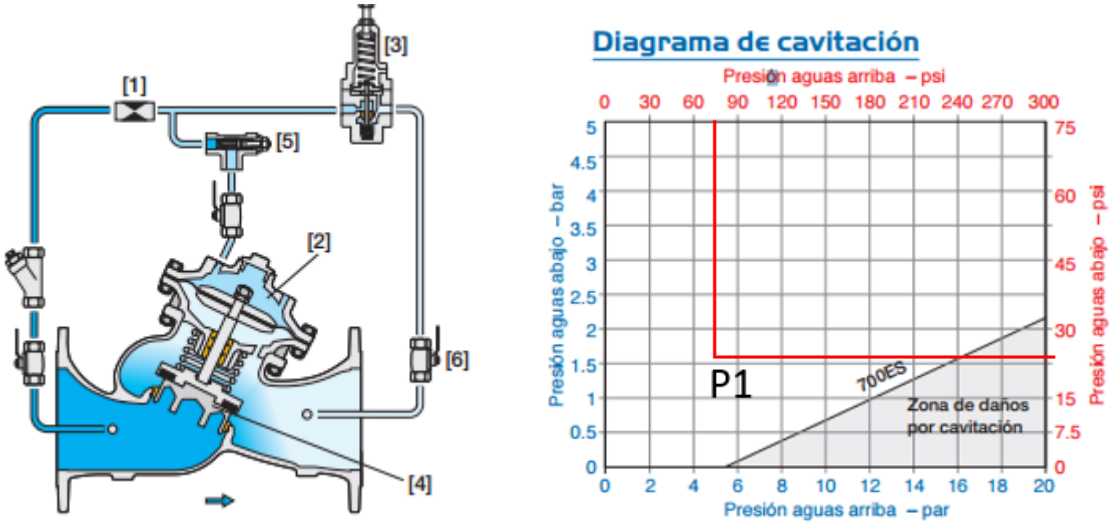


Figura 31. Válvula reguladora de presión
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

8.10 MACROMEDIDOR

Se contempla la instalación de un (1) macromedidor de 3" de diámetro en el sistema de acueducto de Luis Vero, ubicado a la salida del tanque de almacenamiento con el fin de contabilizar el agua cruda que ingresa a la planta y el agua potable que se produce de la planta, con el fin de controlar las pérdidas del sistema de acueducto. Ver detalles en el volumen II-6 planos.

Referente a la capacidad del macromedidor en el Volumen II-5 Presupuesto, en el anexo A6 Fichas Técnicas, se encuentran varias referencias comerciales de macromedidores que se recomiendan utilizar en este proyecto. Por la complejidad media del sistema de acueducto y el caudal de diseño, se recomiendan los macromedidores de tipo mecánico, tipo Woltmann de hélice axial, dado que pueden usarse para un caudal mínimo de 0.7 m^3/hr (0.1 L/s) hasta 40 m^3/hr (11 L/s). Estos medidores se distinguen por asegurar una pérdida de carga especialmente baja, también en el caso de caudales grandes. Además garantiza una excelente estabilidad a largo plazo de los resultados de medición. Los grandes rodillos de relojería de esfera

seca garantizan la legibilidad de la indicación del contador en todo momento. En la siguiente tabla se presentan las principales características de estos medidores y las recomendaciones principales para su instalación.

Tabla 67. Características de los Macromedidores

Características	Recomendaciones
Cuenta con una turbina tipo helicoidal. Se construye en diámetros que van de 2" a 20" de diámetro nominal aunque los más usuales son los de 2" a 6". Se proporciona montado en un carrete bridado. Exactitud ± 2% en el campo de medición superior. Temperatura máxima de operación es de 40° C. Presiones de trabajo de hasta 10 kg/cm^2. Su transmisión puede ser mecánica o magnética.	Se debe considerar mínimo 5 diámetros libres antes del medidor y 3 diámetros después. Considerar la instalación del macromedidor en ángulo recto. Colocar válvula de cierre aguas arriba del medidor. Evitar vibraciones en la tubería. Se recomienda realizar tubería de paso directo (By Pass) que se utilizará en el mantenimiento del mismo.

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

En la siguiente figura se presenta el cálculo de las pérdidas del sistema completo de macromedición, lo cual contempla 15 accesorios para la instalación del sistema. Está pérdida se contempló en la modelación hidráulica de la distribución, simulando está pérdida con una válvula tipo TCV. La instalación típica del macromedidor se presenta en la siguiente figura, en el volumen II-6 planos se encuentra en planta y perfil el detalle del paso directo y la instalación del macromedidor.

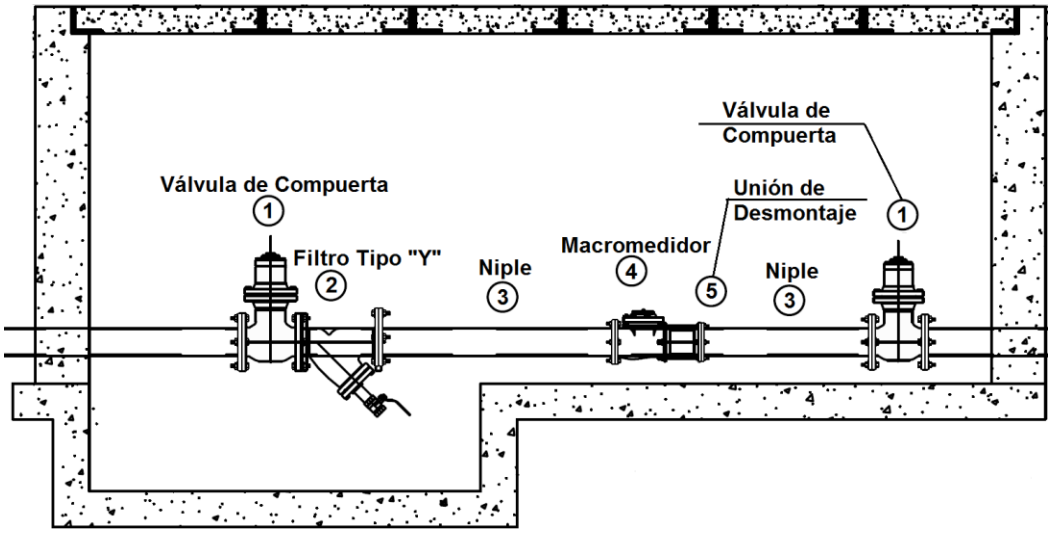


Figura 32. Instalación típica macromedidor tipo Woltmann

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

9. DISEÑOS HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

9.1 DISEÑO DEL SISTEMA

El diseño geométrico del sistema de alcantarillado se estableció siguiendo las recomendaciones del RAS en el numeral 2.5.2, en donde señala que se deben localizar las tuberías siguiendo el alineamiento de las calles, que las tuberías no pueden estar en la misma zanja que la tubería del acueducto, teniendo una cota clave siempre debe estar por debajo de la tubería de acueducto. Obteniendo como resultado del levantamiento topográfico una configuración de viviendas y vías se pudo determinar un alineamiento de colectores (tramos) con el fin recoger, transportar y tratar el vertido de aguas residuales sanitarias de la población de la localidad de Santa Inés. Como resultado del ejercicio de plantear estos alineamientos se obtuvo el siguiente resultado, cargado en el software de modelación hidráulica EPA SWMM.

9.1.1 Localización general de los pozos de inspección

Este planteamiento contempla la construcción de 64 pozos de alcantarillado, 3071 metros aproximadamente de tubería de alcantarillado. El final del sistema que se plantea está definida como el pozo de alcantarillado donde se hará un alivio para evitar que el caudal de la PTAR sea incrementado por infiltración o conexiones erradas.

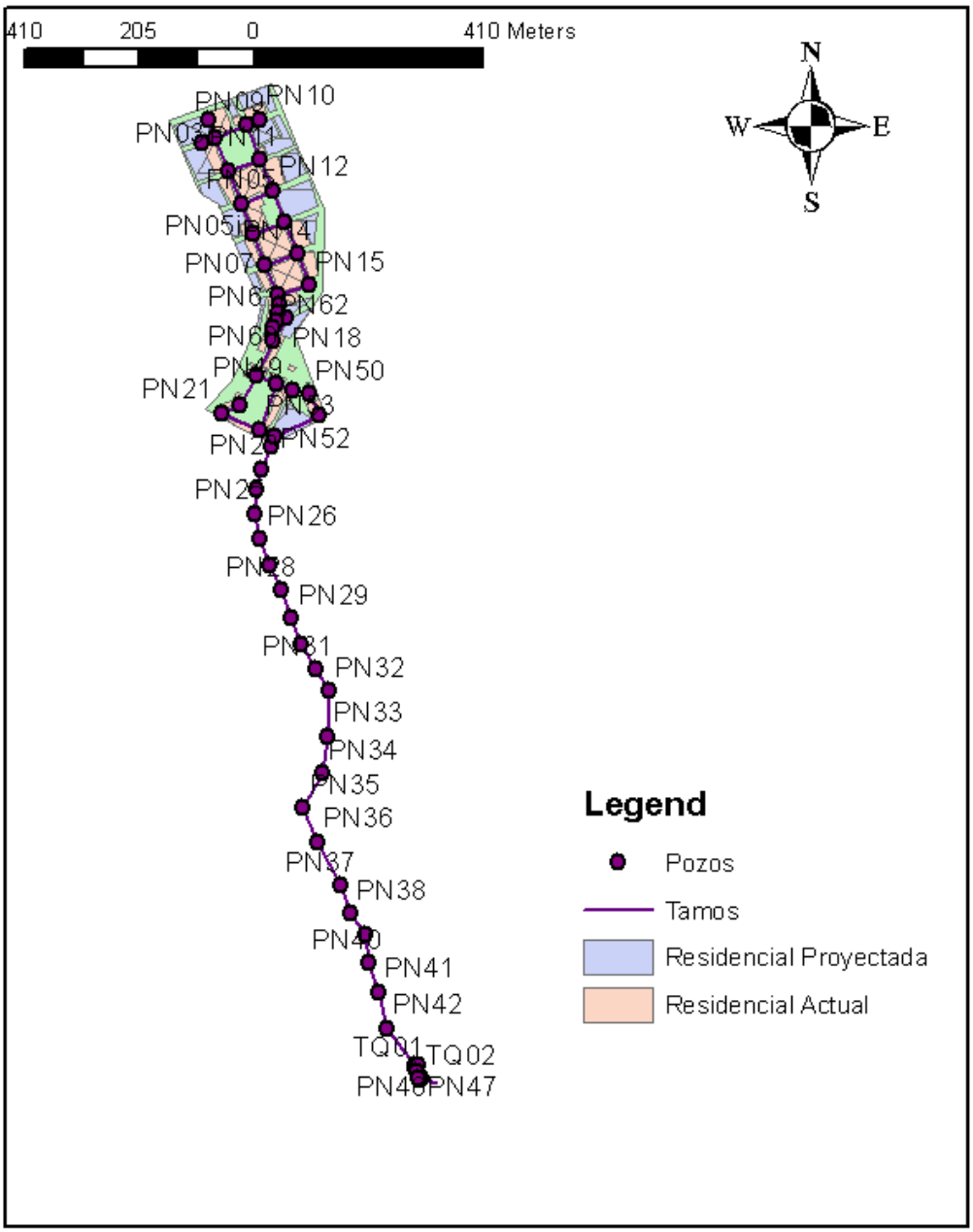


Figura 33. Planteamiento del Sistema de Alcantarillado
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

Tabla 68. Localización de los Pozos de Inspección

ID	Coord. Este (m)	Coord. Norte (m)	Elevación (m.s.n.m.)
PN01	1127733.46	1423344.64	402.30
PN02	1127720.89	1423302.77	399.32
PN03	1127745.93	1423311.59	400.05

ID	Coord. Este (m)	Coord. Norte (m)	Elevación (m.s.n.m.)
PN03i	1127745.93	1423311.59	400.05
PN04	1127769.14	1423251.15	393.63
PN04i	1127769.14	1423251.15	393.63
PN05	1127791.90	1423193.79	388.77
PN05i	1127791.90	1423193.79	388.77
PN06	1127813.84	1423138.89	382.74
PN06i	1127813.84	1423138.89	382.74
PN07	1127835.12	1423083.40	379.33
PN07i	1127835.12	1423083.40	379.33
PN08	1127856.87	1423029.78	373.72
PN09	1127801.78	1423334.15	398.42
PN10	1127825.55	1423344.66	396.27
PN11	1127825.11	1423271.60	393.00
PN12	1127848.38	1423217.00	385.36
PN13	1127869.34	1423159.64	380.46
PN14	1127892.54	1423102.59	376.70
PN15	1127913.69	1423047.79	372.42
PN16	1127862.02	1423010.95	370.22
PN17	1127847.74	1422945.69	357.47
PN18	1127872.44	1422987.09	361.14
PN19	1127817.95	1422884.56	356.79
PN19i	1127817.95	1422884.56	356.79
PN20	1127790.46	1422830.25	354.85
PN21	1127756.45	1422817.39	352.81
PN22	1127845.76	1422757.83	348.49
PN23	1127828.60	1422717.47	347.06
PN24	1127818.15	1422679.71	347.00
PN25	1127816.50	1422637.25	346.08
PN26	1127826.52	1422590.37	345.00
PN27	1127844.22	1422544.15	344.37
PN28	1127863.33	1422498.99	344.47
PN29	1127882.86	1422449.91	344.18
PN30	1127900.22	1422403.61	344.00
PN31	1127925.45	1422357.68	344.00
PN32	1127948.40	1422318.80	343.24
PN33	1127946.06	1422237.90	342.95
PN34	1127936.39	1422171.79	341.68
PN35	1127903.53	1422109.03	342.00
PN36	1127929.04	1422048.36	342.00
PN37	1127971.68	1421969.53	335.80

ID	Coord. Este (m)	Coord. Norte (m)	Elevación (m.s.n.m.)
PN38	1127988.98	1421919.65	335.76
PN39	1128014.48	1421879.89	333.44
PN40	1128020.86	1421830.56	331.28
PN41	1128037.66	1421778.97	330.52
PN42	1128054.40	1421713.11	329.00
PN43	1128103.18	1421646.97	327.34
PN43i	1128103.26	1421646.97	327.35
PN44	1128105.96	1421638.49	327.30
PN45	1128111.73	1421621.28	327.07
PN46	1128108.17	1421648.35	327.98
PN47	1128116.57	1421623.00	327.86
PN48	1127856.32	1422869.27	354.92
PN48i	1127856.32	1422869.27	354.92
PN49	1127885.16	1422858.97	353.00
PN50	1127914.09	1422851.85	352.00
PN51	1127932.84	1422814.09	350.78
PN52	1127852.85	1422775.81	349.65
PN53	1127825.44	1422788.05	352.19
PN60	1127859.03	1422997.66	367.02
PN61	1127854.67	1422984.01	363.60
PN62	1127849.88	1422969.33	360.16
OF-025	1128140.63	1421613.39	326.00

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

9.1.2 Definición del caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño se utilizó la información geométrica descrita anteriormente, la cual se ingresa en el en la hoja de cálculo denominada “Datos Entrada”, en donde ingresan los datos básicos de la localidad tal como se establecieron en el numeral 4.2.10 “Contribución de Aguas Residuales”.

Tabla 69. Resumen de los Caudales de Aportes al Sistema de Alcantarillado

TRAMO	Pozo Inicial	Pozo Final	Q ERRA	Q ERRA ACUM	Q TOTAL	Q DIS
PN01-PN03	PN01	PN03	0.07	0.07	0.20	1.50
PN02-PN03	PN02	PN03	0.08	0.08	0.35	1.50
PN03-PN04	PN03	PN04	0.05	0.20	0.79	1.50
PN03i-PN09	PN03i	PN09	0.05	0.05	0.16	1.50
PN04-PN05	PN04	PN05	0.09	0.29	1.18	1.50
PN04i-PN11	PN04i	PN11	0.04	0.04	0.12	1.50
PN05-PN06	PN05	PN06	0.06	0.35	1.46	1.50

PN05i-PN12	PN05i	PN12	0.04	0.04	0.15	1.50
PN06-PN07	PN06	PN07	0.06	0.42	1.74	1.74
PN06i-PN13	PN06i	PN13	0.04	0.04	0.14	1.50
PN07-PN08	PN07	PN08	0.06	0.47	1.96	1.96
PN07i-PN14	PN07i	PN14	0.04	0.04	0.16	1.50
PN08-PN16	PN08	PN16	0.02	1.32	5.28	5.28
PN09-PN11	PN09	PN11	0.08	0.26	0.98	1.50
PN10-PN09	PN10	PN09	0.13	0.13	0.53	1.50
PN11-PN12	PN11	PN12	0.11	0.40	1.59	1.59
PN12-PN13	PN12	PN13	0.11	0.55	2.16	2.16
PN13-PN14	PN13	PN14	0.09	0.67	2.65	2.65
PN14-PN15	PN14	PN15	0.06	0.77	3.03	3.03
PN15-PN08	PN15	PN08	0.06	0.83	3.24	3.24
PN16-PN60	PN16	PN60	0.02	1.33	5.35	5.35
PN17-PN19	PN17	PN19	0.08	1.51	5.93	5.93
PN18-PN17	PN18	PN17	0.06	0.06	0.22	1.50
PN19-PN20	PN19	PN20	0.07	1.58	6.08	6.08
PN19i-PN48	PN19i	PN48	0.02	0.02	0.06	1.50
PN20-PN21	PN20	PN21	0.02	1.60	6.14	6.14
PN21-PN53	PN21	PN53	0.03	1.63	6.24	6.24
PN22-PN23	PN22	PN23	0.00	1.89	7.08	7.08
PN52-PN22	PN52	PN22	0.00	1.89	7.08	7.08
PN23-PN24	PN23	PN24	0.00	1.89	7.08	7.08
PN24-PN25	PN24	PN25	0.00	1.89	7.08	7.08
PN25-PN26	PN25	PN26	0.00	1.89	7.08	7.08
PN26-PN27	PN26	PN27	0.00	1.89	7.08	7.08
PN27-PN28	PN27	PN28	0.00	1.89	7.08	7.08
PN28-PN29	PN28	PN29	0.00	1.89	7.08	7.08
PN29-PN30	PN29	PN30	0.00	1.89	7.08	7.08
PN30-PN31	PN30	PN31	0.00	1.89	7.08	7.08
PN31-PN32	PN31	PN32	0.00	1.89	7.08	7.08
PN32-PN33	PN32	PN33	0.00	1.89	7.08	7.08
PN33-PN34	PN33	PN34	0.00	1.89	7.08	7.08
PN34-PN35	PN34	PN35	0.00	1.89	7.08	7.08
PN35-PN36	PN35	PN36	0.00	1.89	7.08	7.08
PN36-PN37	PN36	PN37	0.00	1.89	7.08	7.08
PN37-PN38	PN37	PN38	0.00	1.89	7.08	7.08
PN38-PN39	PN38	PN39	0.00	1.89	7.08	7.08
PN39-PN40	PN39	PN40	0.00	1.89	7.08	7.08
PN40-PN41	PN40	PN41	0.00	1.89	7.08	7.08
PN41-PN42	PN41	PN42	0.00	1.89	7.08	7.08

PN42-PN43	PN42	PN43	0.00	1.89	7.08	7.08
PN43-ALI01	PN43	ALI01	0.00	1.89	7.08	7.08
PN43i-PN46	PN43i	PN46	0.00	0.00	0.00	27.00
PN44-TQ01	PN44	TQ01	0.00	1.89	7.08	7.08
PN45-PN47	PN45	PN47	0.00	1.89	7.08	7.08
PN46-PN47	PN46	PN47	0.00	0.00	0.00	27.00
PN48-PN53	PN48	PN53	0.06	0.09	0.26	1.50
PN48i-PN49	PN48i	PN49	0.04	0.04	0.11	1.50
PN49-PN50	PN49	PN50	0.04	0.08	0.21	1.50
PN50-PN51	PN50	PN51	0.02	0.10	0.29	1.50
PN51-PN52	PN51	PN52	0.05	0.16	0.55	1.50
PN53-PN52	PN53	PN52	0.01	1.73	6.53	6.53
PN60-PN61	PN60	PN61	0.01	1.35	5.40	5.40
PN61-PN62	PN61	PN62	0.01	1.36	5.45	5.45
PN62-PN17	PN62	PN17	0.01	1.37	5.50	5.50

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

9.2 COLECTORES

En este aparte del documento se presenta la memoria de diseño con la formulación matemática de origen que está incluida en el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado en la hoja de cálculo denominada “Resultados Hidráulicos”. En este aparte se desarrollará un ejemplo para el cálculo de un colector genérico, partiendo de una información base hipotética, con el fin de comprobar el correcto funcionamiento de la hoja de cálculo denominada “Resultados Hidráulicos”.

El diseño de los alcantarillados sanitarios está básicamente determinado por el diseño de los colectores y por el de las estructuras de unión. El sistema de colectores más usado es el de tuberías que deben trabajar con flujo a superficie libre. Para el diseño de los colectores se pueden hacer las siguientes suposiciones básicas:

- Cada tramo de colector se puede diseñar de forma independiente como un canal de sección prismáticas constante con flujo a superficie libre.
- Las estructuras de unión determinan las condiciones iniciales y finales de energía.
- El flujo se puede suponer uniforme y permanente.

- Dimensionamiento Inicial

De la columna A hasta la columna K se encuentra la información básica para realizar el dimensionamiento del colector.

ID Tramo (Columna A)
Pozo Inicial (Columna B)
Pozo Final (Columna C)
Caudal de Diseño = 3.79 L/s (Columna D)
Coeficiente de Rugosidad = 0.010 (Columna E)
Ángulo = Medida en grados de la deflexión horizontal del colector con respecto al siguiente (Columna F)

Longitud del colector (Columna G)
Pendiente (Columna H)
Diámetro Nominal de la Tubería (Columna I)
Diámetro Nominal de la Tubería (Columna J)
Diámetro Interno de la Tubería (Columna K)
Material de la Tubería = PVC (Columna L)

- Caudal a Tubo lleno (Columna M)

Es la capacidad máxima de la tubería, calculada para la sección de flujo máxima, teniendo en cuenta el diámetro interno real según la siguiente ecuación:

$$Q_0 = \frac{1}{n} \times \frac{\pi \times D^2}{4} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times S^{1/2}$$

En donde:

Q_0 = Caudal a Tubo lleno
n = Coeficiente de rugosidad de Manning
D = Diámetro interno de la tubería
S = Pendiente de la tubería

$$\boldsymbol{Q_0} = \frac{1}{0.010} \times \frac{\pi \times 0.182^2}{4} \times \left(\frac{0.182}{4}\right)^{2/3} \times \left(\frac{5}{100}\right)^{1/2} \times 1000 =$$

- Relación Caudal de Diseño y Caudal a Tubo Lleno (Columna N)

Esta relación se obtiene dividiendo el caudal de diseño entre el caudal a tubo lleno, esto define la capacidad máxima de la tubería, en donde los límites recomendados están definidos en el Numeral 3.3.8 del RAS y se presentan en la siguiente tabla. Para el caso del ejemplo es:

$$\frac{Q_d}{Q_0}$$

Tabla 70. Capacidad Máxima Recomendada

Diámetro de la Tubería (mm)	Q/Q₀ Máxima
200 – 600	0,6
600 – 1200	0,7
> 1200	0,9

Fuente: RAS, 2000.

Como opción de diseño para los colectores se adopta el modelo de coeficiente de Manning constante para toda la sección del conducto.

$$\frac{Q \times n}{S_0^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

Para lo cual se deben tener en cuenta que los elementos geométricos del canal de sección circular.

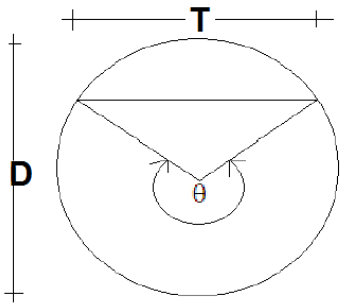


Figura 34. Tirante de la Tubería
Fuente: DANE - Consorcio INAR CONDESA, Julio 2016.

Donde:

D = Diámetro interior del tubo o ancho superior
T = Tirante del agua
θ = Ángulo en radianes

Donde las características geométricas de la sección circular básicas son las siguientes:

$$A = \frac{1}{8} \times (\theta - \sin\theta) D^2$$

$$P = \frac{1}{2} \times \theta \times D$$

$$T = D \times \sin\frac{\theta}{2} = 2\sqrt{y \times (D - y)}$$

$$R_h = \frac{D}{4} \times \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)$$

$$d = \frac{A}{T} = \frac{D}{8} \times \left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin({}^{\theta}/_{2})}\right)$$

Ahora se reemplaza en la ecuación general del modelo de Manning para determinar el ángulo para la condición de flujo normal de la siguiente forma:

$$\frac{Q_n}{{S_0}^{1/2}} = A{R_h}^{2/3} = \frac{1}{2^{11/3}} \times D^{8/3} \times (\theta - \sin\theta)$$

Para la condición de flujo crítico se tiene la siguiente expresión:

$$A\sqrt{d} = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{1}{8} \times (\theta - \sin\theta) \times D^2 \times \left[\frac{D}{8} \times \left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin(\theta/2)}\right)\right]$$

En donde se puede despejar el ángulo para la condición crítica:

$$A\sqrt{d} = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{\sqrt{2}}{32} \times D^{5/2} \times \frac{(\theta - \sin\theta)^{3/2}}{(\sin(\theta/2))^{1/2}}$$

Obteniendo de la misma forma las siguientes expresiones:

$$y_c = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos\frac{\theta_c}{2}\right)$$

$$A_c = \frac{D^2}{8} \times (\theta_c - \sin\theta_c)$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c}$$

$$E_c = y_c + \frac{{V_c}^2}{2g}$$

- Angulo Normal (Columna O)

Para el cálculo del ángulo normal se realizó la inclusión del cálculo en un módulo denominado “Tetanormal” en donde se determina este ángulo con el uso de las expresiones presentadas anteriormente para la condición de flujo normal.

- Área Normal (Columna P)

Como se mencionó anteriormente para el cálculo del área en las condiciones de flujo normal se realiza con la siguiente expresión:

$$A = \frac{1}{8} \times (\theta - \sin\theta) D^2 =$$

- Radio Hidráulico (Columna Q)

El radio hidráulico para la sección de flujo está dado por la siguiente expresión:

$$R = \frac{A}{\frac{\theta \times D}{2}}$$

Donde:

A = Área Normal

P = Perímetro mojado
D = Diámetro de la tubería
θ = Ángulo normal

- Esfuerzo Cortante (Columna R)

El esfuerzo cortante mínimo para las condiciones iniciales de operación es de 1,5 N/m^2 (0,15 Kg/m^2). Este cálculo se establece en el numeral 6.2.8 del RAS, por el cual se garantiza que los sedimentos que ingresen al sistema puedan moverse por acción del flujo hacia aguas debajo de las tuberías.

$$\tau = \gamma \times R \times S$$

Donde:

τ = Esfuerzo Cortante (Pa)
γ = Peso Específico del agua (N/m^3) = 9810
R= Radio Hidráulico (m)
S= Pendiente de la Tubería (m/m)

$$\boldsymbol{\tau} = \ 1000\ \mathrm{Kg/m3} * \mathrm{Rh} * \mathrm{S}$$

- Verificación Esfuerzo Cortante (Columna S)

En esta columna se presenta la información acerca del cumplimiento de este parámetro hidráulico con respecto a lo dimensionado hasta el momento. Este parámetro debe ser mayor a 0,15 Kg/m^2 según el numeral 4.3.6.1 del RAS en su título D.

- Profundidad Hidráulica (Columna T)

Con la siguiente expresión se determina la profundidad hidráulica.

$$d = \frac{A}{T} = \frac{D}{8} \times \left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin\left({}^{\theta}/_{2}\right)} \right)$$

- Relación Diámetro interno de la tubería vs Profundidad Hidráulica (Columna U)

En esta columna se calcula la capacidad de la tubería con referente a las condiciones de flujo adoptadas.

$${}^{d}/_{D}$$

- Verificación Capacidad de la Tubería (Columna V)

En esta columna se presenta la información acerca del cumplimiento de este parámetro hidráulico con respecto a lo dimensionado hasta el momento. Este parámetro no debe ser mayor a 80% (0.8) según el numeral 6.2.9 del RAS en su título D.

- Y Normal (Columna W)

Para el cálculo de este parámetro se tiene el desarrollo de la siguiente expresión:

$$Y = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right)$$

- Relación Y/D (Columna X)

Para el cálculo de este parámetro se tiene el desarrollo de la siguiente expresión:

$$\frac{Y}{D}$$

- Velocidad (Columna Y)

Para el cálculo de este parámetro se tiene el desarrollo de la siguiente expresión:

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

- Verificación de la velocidad en la Tubería (Columna Z)

En esta columna se presenta la información acerca del cumplimiento de este parámetro hidráulico con respecto a lo dimensionado hasta el momento. Este parámetro no debe ser menor a 0.75 m/s y no debe ser mayor a 5 m/s según el numeral 3.3.9.2 del RAS en su título D.

- Determinar la Energía (Columna AB)

Para determinar la energía del fluido en con la profundidad hidráulica que se calculó se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

Columna W + Columna AA

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

- Número de Froude (Columna AC)

El número de Froude define el régimen de flujo, el flujo uniforme en una tubería o ducto de un sistema de alcantarillado, puede ser crítico, subcrítico, supercrítico de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Fr = 1\ Flujo\ crítico$$
$$Fr < 1\ Flujo\ subcrítico$$
$$Fr > 1\ Flujo\ supercrítico$$

En el RAS en el numeral 6.2.9 se establece la siguiente expresión para el cálculo:

$$Fr = \frac{\vartheta}{\sqrt{g \times D}}$$

Fr= Número de Froude (Adimensional)
ϑ= Velocidad media de flujo (m/s)
g= Aceleración de la gravedad (m/s^2)
D= Profundidad Hidráulica (m)

- Verificación del Número de Froude (Columna AD)

En esta columna se presenta la información acerca del cumplimiento de este parámetro hidráulico con respecto a lo dimensionado hasta el momento. Este parámetro no debe estar entre 0.9 y 1.1 según el numeral 6.2.9 del RAS en su título D.

- Cota Rasantes de los pozos iniciales y finales

Por medio del levantamiento topográfico se determinaron las cotas rasantes de los pozos de inspección, estos son parámetros de entrada en el cálculo, la información del pozo de inspección se presenta en la hoja de cálculo "Datos de Entrada" en el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado.

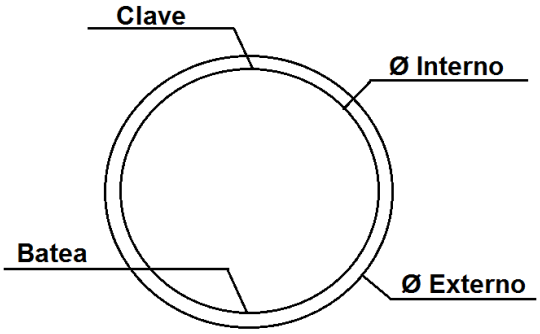


Figura 35. Cotas Claves y Bateas de la Tubería
Fuente: DANE - Consorcio INAR CONDESA, 2016.

- Cota Claves de los pozos iniciales y finales (Columna BA y BB)

Con las columnas profundidad a clave inicial (BE) y profundidad a clave final (BF) se determinan las cotas claves de las tuberías, en las columnas en mención, siguiendo la siguiente expresión:

$$Cota\ Clave\ Inicial = Cota\ Rasante\ Inicial - Profundidad\ a\ clave\ inicial$$

$$Cota\ Clave\ Final = Cota\ Rasante\ Final - Profundidad\ a\ clave\ final$$

- Cotas Bateas de los pozos iniciales y finales (Columna BC y BD)

Con las anteriores se determinan en las columnas en mención, siguiendo la siguiente expresión:

$$Cota\ Batea\ Inicial = Cota\ Clave\ inicial - Diámetro\ interno\ de\ la\ tubería$$

$$Cota\ Batea\ Final = Cota\ Clave\ final - Diámetro\ interno\ de\ la\ tubería$$

9.2.1 Descripción del Diseño del Sistema de Alcantarillado

El sistema de alcantarillado diseñado se resume a continuación, describiendo la localización de los pozos de alcantarillado y el dimensionamiento de los colectores del sistema.

Tabla 71. Dimensionamiento de los colectores

Pozo		Q Diseño	n Material	Ángulo	Long.	Pend.	Diámetro		
Inicio	Final	L/s		°	(m)	(%)	(Pulg)	Nominal (m)	Interno (m)
PN01	PN03	1.50	0.01	12	35.324	6.4	8	0.200	0.18
PN02	PN03	1.50	0.01	12	26.548	0.5	8	0.200	0.18
PN03	PN04	1.50	0.01	12	64.743	2.7	8	0.200	0.18
PN03i	PN09	1.50	0.01	12	60.234	8.5	8	0.200	0.18
PN04	PN05	1.50	0.01	12	61.711	1.1	8	0.200	0.18
PN04i	PN11	1.50	0.01	12	59.589	7.9	8	0.200	0.18
PN05	PN06	1.50	0.01	12	59.122	5.6	8	0.200	0.18
PN05i	PN12	1.50	0.01	12	61.063	10.0	8	0.200	0.18
PN06	PN07	1.74	0.01	12	59.430	3.9	8	0.200	0.18
PN06i	PN13	1.50	0.01	12	59.252	5.7	8	0.200	0.18
PN07	PN08	1.96	0.01	12	57.863	4.3	8	0.200	0.18
PN07i	PN14	1.50	0.01	12	60.542	9.6	8	0.200	0.18
PN08	PN16	5.28	0.01	12	19.522	9.5	8	0.200	0.18
PN09	PN11	1.50	0.01	12	66.759	4.7	8	0.200	0.18
PN10	PN09	1.50	0.01	12	25.990	0.5	8	0.200	0.18
PN11	PN12	1.59	0.01	12	59.352	10.0	8	0.200	0.18
PN12	PN13	2.16	0.01	12	61.070	8.0	8	0.200	0.18
PN13	PN14	2.65	0.01	12	61.587	6.1	8	0.200	0.18
PN14	PN15	3.03	0.01	12	58.740	7.2	8	0.200	0.18
PN15	PN08	3.24	0.01	12	59.606	0.5	8	0.200	0.18
PN16	PN60	5.35	0.01	12	13.622	10.22	8	0.200	0.18
PN17	PN19	5.93	0.01	12	68.002	0.97	8	0.200	0.18
PN18	PN17	1.50	0.01	12	48.208	7.59	8	0.200	0.18
PN19	PN20	6.08	0.01	12	60.871	4.49	8	0.200	0.18
PN19i	PN48	1.50	0.01	12	41.304	3.15	8	0.200	0.18
PN20	PN21	6.14	0.01	12	36.360	5.56	8	0.200	0.18

Pozo		Q Diseño	n Material	Ángulo	Long.	Pend.	Diámetro		
Inicio	Final	L/s		°	(m)	(%)	(Pulg)	Nominal (m)	Interno (m)
PN21	PN53	6.24	0.01	12	74.970	0.8	8	0.200	0.18
PN22	PN23	7.08	0.01	12	43.857	3.2	8	0.200	0.18
PN52	PN22	7.08	0.01	12	19.327	0.5	8	0.200	0.18
PN23	PN24	7.08	0.01	12	39.179	1.76	8	0.200	0.18
PN24	PN25	7.08	0.01	12	42.492	2.22	8	0.200	0.18
PN25	PN26	7.08	0.01	12	47.939	1.23	8	0.200	0.18
PN26	PN27	7.08	0.01	12	49.493	0.5	8	0.200	0.18
PN27	PN28	7.08	0.01	12	49.037	0.5	8	0.200	0.18
PN28	PN29	7.08	0.01	12	52.823	0.5	8	0.200	0.18
PN29	PN30	7.08	0.01	12	49.448	0.5	8	0.200	0.18
PN30	PN31	7.08	0.01	12	52.403	0.5	8	0.200	0.18
PN31	PN32	7.08	0.01	12	45.148	0.5	8	0.200	0.18
PN32	PN33	7.08	0.01	12	80.934	1.36	8	0.200	0.18
PN33	PN34	7.08	0.01	12	66.813	0.5	8	0.200	0.18
PN34	PN35	7.08	0.01	12	70.842	0.5	8	0.200	0.18
PN35	PN36	7.08	0.01	12	65.815	5.71	8	0.200	0.18
PN36	PN37	7.08	0.01	12	89.623	0.5	8	0.200	0.18
PN37	PN38	7.08	0.01	12	52.795	4.35	8	0.200	0.18
PN38	PN39	7.08	0.01	12	47.235	4.3	8	0.200	0.18
PN39	PN40	7.08	0.01	12	49.741	1.37	8	0.200	0.18
PN40	PN41	7.08	0.01	12	54.257	2.21	8	0.200	0.18
PN41	PN42	7.08	0.01	12	67.954	1.99	8	0.200	0.18
PN42	PN43	7.08	0.01	12	82.183	0.5	8	0.200	0.18
PN43	ALI01	7.08	0.01	12	4.490	0.5	8	0.200	0.18
PN43i	PN46	27.00	0.01	12	5.100	0.5	12	0.315	0.28
PN44	TQ01	7.08	0.01	12	2.150	0.5	8	0.200	0.18
PN45	PN47	7.08	0.01	12	5.137	1.06	8	0.200	0.18
PN46	PN47	27.00	0.01	12	26.705	3.87	12	0.315	0.28
PN47	OF-025	27.00	0.01	12	25.908	6.25	12	0.315	0.28
PN48	PN53	1.50	0.01	12	86.892	3.12	8	0.200	0.18
PN48i	PN49	1.50	0.01	12	30.624	3.28	8	0.200	0.18
PN49	PN50	1.50	0.01	12	29.793	2.85	8	0.200	0.18
PN50	PN51	1.50	0.01	12	42.159	1.25	8	0.200	0.18
PN51	PN52	1.50	0.01	12	88.678	5.85	8	0.200	0.18
PN53	PN52	6.53	0.01	12	30.019	8.37	8	0.200	0.18
PN60	PN61	5.40	0.01	12	14.329	10.21	8	0.200	0.18
PN61	PN62	5.45	0.01	12	15.442	10	8	0.200	0.18

Pozo		Q Diseño	n Material	Ángulo	Long.	Pend.	Diámetro		
Inicio	Final	L/s		°	(m)	(%)	(Pulg)	Nominal (m)	Interno (m)
PN62	PN17	5.50	0.01	12	23.737	10	8	0.200	0.18

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2016.

9.2.2 Resultados Hidráulicos

En este aparte se resumen los resultados de la memoria de diseño que está incluida en el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS - Memoria de Calculo Alcantarillado en la hoja de cálculo denominada "Resultados Hidráulicos". En la siguiente tabla se encuentra la configuración básica de los colectores diseñados para la localidad de Santa Inés. En la Tabla 72 se presenta el resultado de la verificación de los parámetros de diseño.

Tabla 72. Cumplimiento de Parámetros de Diseño

Pozo		t > 15kg/m^2	d/D < 0.80	0.45 m/s < V < 5 m/s	0.9 > F ó F > 1.1
Inicio	Final				
PN01	PN03	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN02	PN03	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN03	PN04	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN03i	PN09	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN04	PN05	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN04i	PN11	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN05	PN06	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN05i	PN12	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN06	PN07	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN06i	PN13	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN07	PN08	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN07i	PN14	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN08	PN16	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN09	PN11	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN10	PN09	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN11	PN12	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN12	PN13	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN13	PN14	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN14	PN15	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN15	PN08	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN16	PN60	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN17	PN19	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN18	PN17	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN19	PN20	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN19i	PN48	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

PN20	PN21	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN21	PN53	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN22	PN23	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN52	PN22	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN23	PN24	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN24	PN25	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN25	PN26	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN26	PN27	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN27	PN28	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN28	PN29	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN29	PN30	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN30	PN31	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN31	PN32	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN32	PN33	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN33	PN34	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN34	PN35	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN35	PN36	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN36	PN37	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN37	PN38	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN38	PN39	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN39	PN40	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN40	PN41	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN41	PN42	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN42	PN43	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN43	ALI01	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN43i	PN46	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN44	TQ01	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN45	PN47	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN46	PN47	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN47	OF-025	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN48	PN53	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN48i	PN49	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN49	PN50	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN50	PN51	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN51	PN52	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN53	PN52	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN60	PN61	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN61	PN62	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PN62	PN17	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

9.3 POZOS DE INSPECCIÓN

Un pozo de inspección es una estructura de forma cilíndrica que remata generalmente en su parte superior en forma de tronco de cono, con tapa removible para permitir la ventilación, el acceso a los colectores, y el mantenimiento de los colectores, va a ser construido en concreto reforzado de 28 MPa (especificación que en el Volumen II se justificará), impermeabilizado totalmente.

La norma de referencia para definir el tipo de pozo de inspección a construir es la Norma NS-029 (Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá – E.A.A.B. E.S.P. Norma Técnica de Servicio NS-029 Pozos de Inspección. Vigente desde el 2005), en donde se establecen los criterios para el diseño y construcción de pozos de inspección. La localización y construcción de un pozo de inspección obedecerá a los siguientes criterios:

- Se construirá un pozo de inspección, cuando sea necesario proyectar un cambio de dirección de un colector.
- Cuando a un solo punto confluyan varios colectores.
- Cuando se requiera por condiciones de diseño, incrementar el diámetro del colector.
- Cuando se requiera hacer un cambio de pendiente por condiciones específicas del diseño.
- Cuando se requiera por causas del mantenimiento ya que no proyectaran colectores a una longitud superior a los 100 metros.
- En cambio de materiales de los colectores.
- Conexión de la domiciliaria del predio con la red exterior.

En la siguiente figura se presenta las características del pozo de inspección que según las características de los colectores se diseñaran para formar parte de este sistema de alcantarillado.

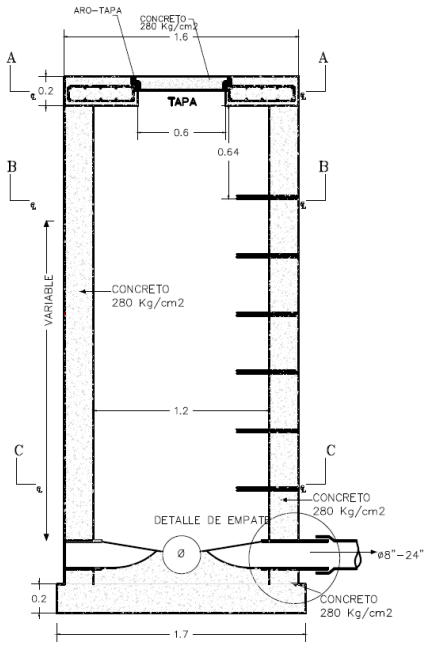


Figura 36. Pozo de Inspección Tipo
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

9.4 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

El corregimiento de Luis Vero no cuenta con ningún sistema de tratamiento de aguas residuales, estas aguas son conducidas por un alcantarillado y vertidas en la Quebrada El Ahogado. Para este corregimiento se proyectó y aprobó la construcción de un tanque séptico con un filtro anaerobio de flujo ascendente + pretratamiento como sistema de tratamiento (aliviadero + rejilla) como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**.

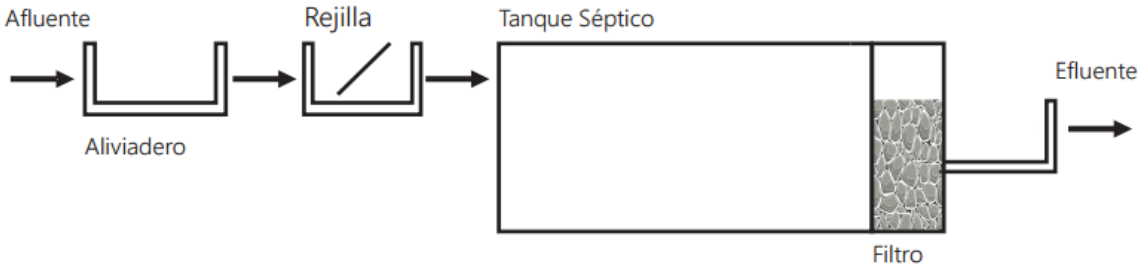


Figura 37. Esquema sistema de tratamiento corregimiento Luis Vero

9.4.1 Diseño del sistema de tratamiento seleccionado

El diseño de las estructuras del sistema de tratamiento se presenta a continuación:

Parámetros de diseño

- Periodo de diseño [años]: 25
- Capacidad de diseño hidráulica [m3/s]: QMH
- Capacidad de diseño biológica [m3/s]: 1.3 Qmd
- Población de diseño [Hab]: 599
- Nivel de complejidad: Bajo

Diseño del aliviadero

Esta unidad se diseña con el caudal hidráulico.

Este caudal respecto al caudal de diseño proyectado tiene un factor de rebose Fr = 2.00

$$Qp = QMH * Fr$$

Determinación de la Altura de la Cresta del Vertedero de Excesos, de acuerdo a Acevedo y Acosta (1976), el caudal de tubos cortos, sujetos a

$$Qp = Cd * A(2gH)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Qp = Caudal del tubo de salida (m3/s)

A = Área de la sección (m2)

Cd = Coeficiente de descarga, 0,6

D = diámetro de la tubería de aducción

g = Aceleración de la gravedad

H = altura de la cresta del vertedero

$$QMH = 0{,}002 \frac{m3}{s}$$

$$Qp = 0{,}003 \frac{m3}{s}$$

$$D = 8"$$

$$A = 0{,}032\, m2$$

Despejando H

$$H = 0{,}021\, m$$

Determinación de la Longitud del Vertedero y Altura de Agua sobre el vertedero, según Acevedo y Acosta (1976), para vertederos rectangulares de cresta delgada; considerando contracciones tenemos:

$$Q = 1{,}838 * \left(L - 2 * \frac{H}{10}\right) * H^{\left(\frac{3}{2}\right)}$$

Donde

Q = caudal de rebose sobre el vertedero

L = Longitud del vertedero

H = altura de lámina sobre el orificio de salida

$$L = 0{,}598\, m$$

Asumimos

$$L = 0{,}60\, m$$

Recalculando H: Altura de agua sobre la tubería de vertimiento final del alcantarillado

$$H = 0{,}017\, m$$

9.4.2 Diseño de la rejilla y canal de aducción

La rejilla se coloca sobre el canal que conecta el aliviadero con el tanque séptico. La longitud de la rejilla y por tanto la del canal de aducción, puede ser menor que la longitud de la presa o el ancho de la garganta, de acuerdo al caudal a captar. El Ancho mínimo es de 0.40 m y el Largo mínimo es de 0.70 m, con el fin de facilitar la operación y el mantenimiento. Los barrotes y el marco pueden ser de Hierro, con separación entre barrotes de 5 a 10 cm y diámetros de los mismos de ½", ¾" o 1".

Parámetros de diseño

Caudal de diseño	0,002	m3/s	
Diámetro Barras (w)	1,27	cm	1/2"
Separación barras (b)	30	mm	*15 a 50 mm, E.4.4.2.3 RAS 2000*
Angulo de inclinación q	45		
Velocidad de aproximación	0,45	m/s	*0,3 a 0,6 m/s, E.4.4.2.4 RAS 2000*
Velocidad entre las barras	0,45	m/s	*0,3 a 0,6 m/s, E.4.4.2.5 RAS 2000*
Factor de forma b	1,79		
Cabeza de velocidad de aproximación	hv	0,01	m

Canal de Aducción

$$Área\ neta\ = \frac{Q}{V} * 0.9$$

$$A\ neta\ =\ 0{,}004\ m2$$

Ancho del canal

$$B\ = 0{,}20\ m\ \text{ Asumido}$$

Altura lámina de agua

$$h\ =\ 0{,}02\ m$$

Numero de Barras

$$n\ = \frac{B\ -\ b}{(w\ +\ b)}$$

$$n\ = 3{,}98$$

Aproximamos

$$n = 4{,}00$$

Perdida de carga en la rejilla; , esta pérdida de carga debe ser mayor a 15

$$H = b * \left(\frac{w}{b}\right)^{\left(\frac{4}{3}\right)} * hv * senqcm$$

$$H = 0{,}004\, m$$

Adoptamos

$$H = 0{,}15\, m$$

Longitud Rejilla;

$$Lr = \frac{H}{senq}$$

$$Lr = 0{,}21\, m$$

Longitud del canal;

$$L = 2 * Lr + 0{,}5$$

$$L = 0{,}92\, m$$

Adoptamos

$$L = 1\, m$$

Profundidad;

$$P = H + 0{,}1$$

$$P = 0{,}25\, m$$

Selección del vertedero

Acorde con el caudal de diseño (Qd) y el caudal pico Qp basados en la fórmula para vertederos triangulares con Angulo de 90°. La altura de lámina de agua sobre el vertedero se calcula con la fórmula de Thomson así:

$$Q = 1{,}838\, L * Ha \text{ ^ } 1{,}5$$

$$Ha = 0{,}003\, m$$

9.4.3 Pozo séptico + Filtro anaerobio de flujo ascendente

Volumen útil

"Número Hab (Nc): 599 habitantes

Módulos: 1 Número de módulos del sistema de tratamiento.

$$Nc\ (Por\ módulos)\ = Nc/\ \#Módulos$$

C: Contribución de aguas residuales. Consideramos el valor sugerido en la Tabla E.7.1 del RAS 2000 Contribución de aguas residuales por persona, donde se determina clase baja para la vereda.

$$C\ =\ 100\frac{L}{día}$$

Lf: Contribución de lodo fresco. Consideramos el valor sugerido en la Tabla E.7.1 del RAS 2000 Contribución de aguas residuales por persona, donde se determina clase baja para la vereda.

$$Lf\ =\ 1\frac{L}{día}$$

T: Tiempo de retención. Consideramos el valor sugerido en la Tabla E.7.2 del RAS 2000 Tiempos de retención, donde se determina para más de 9.000 L como contribución diaria.

$$T\ = 12\ horas$$

$$T\ =\ 0{,}5\ días$$

K: Tasa de acumulación de lodos digeridos. Consideramos el valor sugerido en la Tabla E.7.3 del RAS 2000 Valores de tasa de acumulación de lodos digerido. Teniendo en cuenta una temperatura de 18oC (tomado de la PTAR de La Trinidad, estudio de optimización) y un intervalo de limpieza de 1 año.

$$K\ =\ 65$$

Vu (*RAS)* Volumen útil. Reemplazando en la expresión E.7.1 RAS 2000

$$Vu\ =\ 1.000\ +\ Nc(C * T + K * Lf)$$

$$Vu\ =\ 69.857, L$$

$$Vu\ =\ 69{,}9\ m3$$

Vu *(EAAB)* Volumen útil. Reemplazando en la expresión de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá Vu = C*Nc*T

$$Vu\ =\ 29.937{,}8\ L$$

$$Vu\ =\ 29{,}9\ m3$$

$$Vu\ (RAS)\ Adoptado\ \ =\ 70{,}0\ m3$$

Volumen de lodos

VL RAS-EAAB Volumen de lodos. Se determina a partir de la diferencia entre las expresiones del volumen útil del RAS 2000, que contempla la contribución de lodo fresco y la tasa de acumulación de lodos; y la de la EAAB que no incluye la contribución de lodo. Por lo tanto, al estimar su diferencia es posible obtener el volumen de lodos.

$$VL\ (RAS - EAAB)\ =\ 40{,}1\ m3$$

Porcentaje: equivalente al volumen de lodos respecto al volumen útil adoptado.

$$57{,}2\ \%$$

Ta: Tasa de acumulación de lodo. Consideramos el valor sugerido en el Numeral 25.2 Tanque Séptico, del libro de Tratamiento de aguas residuales de Jairo A. Romero Rojas. Donde se establece una tasa de acumulación de lodo de 0,04 m3/percápita*año.

$$Ta\ =\ 23{,}95\frac{m3}{c - \text{año}}$$

VL (Vu EAAB/3) Tasa de acumulación de lodo. Consideramos el valor sugerido en el Numeral 25.2 Tanque Séptico, del libro de Tratamiento de aguas residuales de Jairo A. Romero Rojas. Donde se considera una capacidad disponible para lodo de un tercio del volumen del tanque séptico.

$$VL\ (\text{Vu EAAB}/3) =\ 9{,}98\ m3$$

VL (Vu RAS/3) Tasa de acumulación de lodo. Consideramos el valor sugerido en el Numeral 25.2 Tanque Séptico, del libro de Tratamiento de aguas residuales de Jairo A. Romero Rojas. Donde se considera una capacidad disponible para lodo de un tercio del volumen del tanque séptico.

$$VL\ (Vu\ RAS/3)\ =\ 23{,}34\ m3$$

Intervalo de limpieza

K : Tasa de acumulación en m3/hab.año. Pozo séptico, periodo de limpieza, puede usarse una cifra promedio de 0,04m3/hab.año, como una aproximación razonable para efectos de diseño. De la Norma Técnica de Servicio Ns-066 V.0,2 de la EAAB.

$$K\ =\ 0{,}04\frac{m3}{hab - \text{año}}$$

TL: Intervalo de limpieza en años. Pozo séptico, periodo de limpieza, recomienda la siguiente expresión para el intervalo de limpieza (De la Norma Técnica de Servicio Ns-066 V.0,2 de la EAAB).

$$TL\ = \frac{Vu}{3 * Nc * K}$$

$$TL\ =\ 0{,}97\ \text{años}$$

$$TL\ Adoptado\ =\ 1{,}2\ \text{años}$$

Dimensiones Tanque Séptico

h: Profundidad útil. Consideramos el valor sugerido en la Tabla E.3.3 Valores de profundidad útil del RAS 2000, donde tomamos la profundidad útil recomendada para el volumen útil mayor a 10 m3 (entre 1,8m y 2,8m); a partir del rango, se determina el promedio entre los dos.

$$h = 2{,}3\ m$$

As: área superficial.

$$As = \frac{Vu}{h}$$

$$As = 30{,}37\ m2$$

B: Ancho. Adoptamos una relación largo L - ancho B de 2:1

$$B = 3{,}9\ m$$

$$B = \left(\frac{As}{2}\right)^{0{,}5}$$

$$B\ Adoptado = 4\ m$$

L: Largo. Adoptamos una relación largo L - ancho B de 2:1

$$L = B * 2"$$

$$L = 8\ m$$

Medio Filtrante

Vf: Volumen del medio filtrante. Se calcula con la siguiente:

$$Vf = 1{,}60 * Nc * C * T$$

La consultoría consideran la misma expresión sin afectarla por el factor 1,60, con lo que se logra un volumen alrededor del 60%, lo anterior cumpliendo con las recomendaciones del Título J del RAS 2000 (ver ítem 10.7.4.1), que establece que el ancho y el alto del filtro FAFA deben tener las mismas dimensiones que el pozo séptico, y que su largo debe ser como mínimo la mitad de la longitud del pozo séptico.

$$Vf = 29.937{,}8\ L$$

$$Vf = 29{,}94\ m3$$

h: Consideramos el valor sugerido en el Numeral E.3.4.3.5.3 del RAS 2000, donde la altura del medio filtrante es 1,8m para cualquier volumen de dimensionamiento.

$$h = 1{,}8\ m$$

As: Área del medio filtrante. Tanque Séptico, Dimensionamiento.

$$As = \frac{Vf}{1{,}80}$$

$$A\ Horizontal = 16{,}63\ m2$$

B: Ancho del medio filtrante. Se mantiene el ancho del pozo séptico por facilidad constructiva.

$$B = 4\ m$$

L: Largo del medio filtrante.

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

$$L = 4{,}2\ m$$

$$L\ Adoptado = 4{,}5\ m$$

Cota batea entrada

$$cota\ batea\ entrada = 2557{,}5\ m.s.n.m$$

Altura lámina de agua

$$0{,}05\ m$$

h lam: Altura lámina de agua. Para disponer de una altura superior a 30 cm en el fondo del filtro y así permitir la entrada del flujo por debajo de este, asumimos una altura de lámina de agua de 2,30 m, conservando las dimensiones ya determinadas recalculamos a continuación.

$$h\ lam = 2{,}3\ m$$

Recalculando

As: Área superficial del pozo séptico recalculado.

$$As = L * B$$

$$As = 32\ m2$$

Vu: Volumen útil del pozo séptico recalculado.

$$Vu = As * h\ lam$$

$$Vu = 73{,}60\ m3$$

T: Tiempo de retención recalculado. Reemplazando en la expresión E 7.1 del RAS 2.000

$$Vu = 1.000 + Nc(C * T + K * Lf)$$

$$T = 0{,}56\ días$$

9.4.4 Pérdidas en el filtro anaerobio de flujo ascendente

Caudal de Diseño

$$QMH: 1{,}66 \frac{L}{s}$$

$$QMH: 26{,}35 \frac{gal}{min}$$

$$QMH: 5{,}98 \frac{m3}{hora}$$

$$QMH: 143{,}52 \frac{m3}{día}$$

9.4.5 Pérdidas en el lecho filtrante

Sección del filtro

$$4{,}50\ m$$

$$4{,}00\ m$$

Numero de Filtros

$$1{,}00\ Unidades$$

Área Superficial

$$As: 18{,}00\ m^2$$

Lecho Filtrante

$$Superior: 0{,}90\ m$$

$$3.0\ mm - 6.0\ mm$$

$$Inferior: 0{,}90\ m$$

$$12.0\ mm - 18.0\ mm$$

Altura total lechos

$$1{,}80\ m$$

Pérdidas

Asumimos

$$S * \ gravilla: 1{,}62$$

$$r * \ gravilla: 1.620{,}00 \frac{kg}{m3}$$

$$Peso * \ arena: 700{,}00 \ kg \quad \text{Catalogo}$$

$$V \ gravilla: 32{,}40 \ m^3$$

$$L: 1{,}80m$$

$$Cu *: 1{,}45$$

$$a *: 4{,}416$$

$$b *: 0{,}64$$

$$e *: 44\% \quad \text{Porosidad entre 42\% - 46\%}$$

$$R: 1.000{,}00 \frac{kg}{m^3}$$

$$M: 1{,}005E - 03 \ Pa.s$$

$$V: 0{,}0001 \frac{m}{seg}$$

$$d *: 9{,}75mm \ \text{Tamaño efectivo de 0,45 mm a 0,55 mm}$$

$$deq *: 9{,}75 \ mm$$

$$R: 0{,}89$$

$$CD: 30{,}34$$

$$H: 0{,}0001400 \ m$$

* Datos suministrados por EDOSPINA

9.4.6 Pérdidas en el orificio de alimentación

$$Area \ del \ orificio: 0{,}15 \ m * 0{,}25 \ m * 4 \ m$$

$$Area \ del \ orificio: 0{,}150$$

$$velocidad \ en \ el \ orficio: \frac{\frac{QMH}{1000}}{Area \ del \ orificio}$$

$$velocidad\ en\ el\ orficio: \frac{\frac{1{,}66}{1000}}{0{,}150}$$

$$velocidad\ en\ el\ orficio: 0{,}011\,\frac{m}{s}$$

$$Perdidas\ asumiendo\ k: 0{,}5$$

$$Perdidas: 0{,}5 * \frac{velocidad\ en\ el\ orificio^2}{2 * 9{,}81}$$

$$Perdidas: 0{,}0003\ m$$

$$Perdidas: 0{,}0306\ cm$$

9.5 EMISARIO FINAL

El emisario final se compone de un colector y un cabezal de descarga, el colector posee 26 metros de longitud, en un diámetro de 10" (250 mm), con una pendiente de 3.87%, con una cota clave inicial de 326.025msnm y una cota clave final de 325.023msnm. Este emisario se analizó dentro del diseño de las redes el cual se identificó como el tramo PN47-OF025, el cumple con los parámetros de diseño establecidos.

En la Figura 38 se presenta la localización del punto de vertido y el último pozo de inspección antes del vertimiento, y de igual forma se presenta el perfil de este tramo indicando las elevaciones de inicio y llegada.

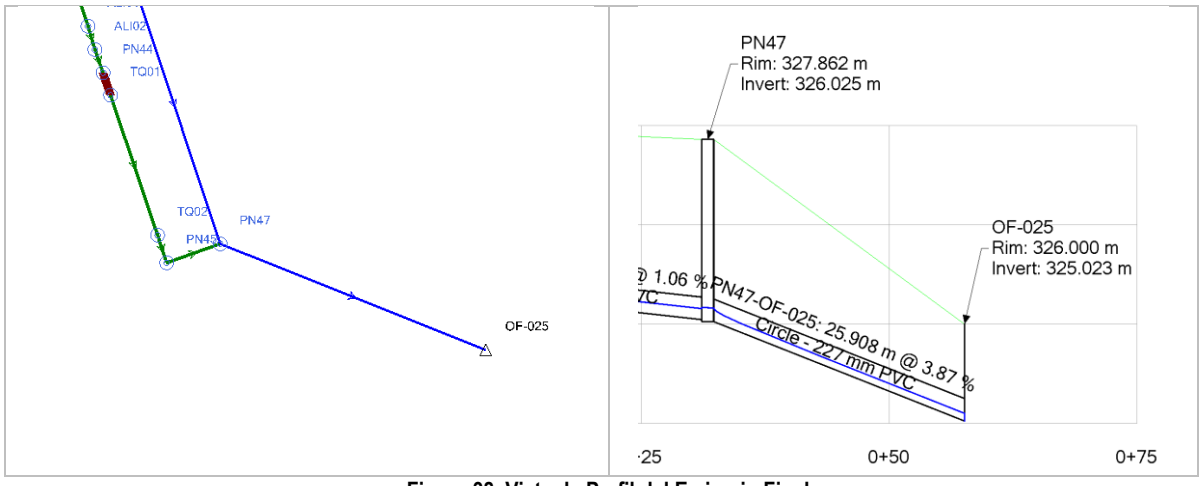


Figura 38. Vista de Perfil del Emisario Final
Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017.

9.6 FUENTE RECEPTORA

9.6.1 Caudales máximos

Con el fin de garantizar que la descarga del vertimiento final del sistema de alcantarillado sea libre se realizó una modelación con el programa HEC-RAS (Hydrological Engineering Center - River Analysis System), el cual es un programa de modelización hidráulica que permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables. En El ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS – Modelo HEC RAS, se encuentra la modelación de la fuente receptora, donde se señala la cota máxima para un tiempo de retorno de 25 años, que corresponde a la 230.27 msnm. En el plano FND-NTS-SAR-LUV-ALN-C01-C05, se indica la cota máxima de la fuente receptora.

9.6.2 Dilución de la fuente

Los análisis de la dilución de la fuente fueron realizados en conformidad con: 1. Los objetivos de calidad a nivel regional, que fueron consultados con la autoridad ambiental competente (ver Tabla 68) 2. Las concentraciones típicas de aguas residuales municipales (ver Tabla 30). 3. Las caracterización de la fuente receptoras (ver ítem 7) que pueden ser revisadas en los anexos de laboratorios 4. La remoción del tratamiento propuesto (ver ítem 3.3.2) y 5. Las condiciones hidráulicas de la fuente para el caudal ambiental de la corriente, según lo sugerido por el ANLA (2013).

Tabla 73. Consulta objetivos de calidad regionales para la fuente receptora

Norma	Titulo	Autoridad Ambiental
Acuerdo 017 DEL 2014	Por el cual se define la meta global, metas individuales y grupales de carga contaminante para los parámetros DBO_5 y SST, en los cuerpos de agua o tramos de los mismos en la jurisdicción de CORPONOR, para el quinquenio 2014-2018	CORPONOR
Resolución 0691 de 2006	Por la cual se establecen objetivos de calidad para las fuentes receptoras de vertimientos de los municipios de Lourdes, Sardinata, Bucarasica, Tibú, El tarra y Villa Caro para el quinquenio 2006-2010	CORPONOR

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

La siguiente tabla presenta la caracterización del vertimiento y de la fuente receptora, así como los objetivos de calidad para vertimientos para la misma.

Tabla 74. Caracterización vertimientos y fuente receptora, y objetivos de calidad.

Caracterización	Caudal (L/s)	DBO_5 (mg/L)	TSS (mg/L)
Objetivos de Calidad (Rio Riecito TRAMO 2)*	-	5	8
Fuente Receptora (Q. ahorcado)	25.2	25	8.67
Vertimiento	11	36	28

*Aguas abajo de la fuente receptora

Fuente: Consorcio INAR CONDESA, 2017

Con respecto a los objetivos de calidad propuestos por la autoridad ambiental la concentración de DBO_5 y TSS del vertimiento son mayores, por lo que se procede a evaluar la capacidad de dilución de la fuente.

Además, se identifica que la fuente receptora aporta una concentración mayor de DBO_5 a la del objetivo de calidad propuesto por la autoridad ambiental, por este motivo se utilizará la concentración de los objetivos de calidad en las modelaciones.

La evolución de la contaminación aportada por un vertido en un curso de agua se modela usando una ecuación de balance de masa, luego de definir la distancia en la que se homogeniza el vertimiento en la fuente receptora. Para establecer la concentración después del vertimiento (C) en mg/L se calcula la distancia de vertido en la que se produce la mezcla completa (Lm) en m y se aplica el balance de masa.

Según Yotsukura (1968) la longitud de mezcla depende de las condiciones hidráulicas del tramo del rio, y se define como:

$$L_m = 0.24 * U * \frac{B^2}{H}$$

En donde U es la velocidad media del tramo en m/s, B la anchura media en el tramo en m y H la profundidad media de la corriente en m. Estas características fueron obtenidas utilizando el software HEC-RAS para el caudal ambiental de la fuente receptora. El caudal ambiental de la fuente receptora fue calculado en conformidad con la ANLA (2013).

Luego de que se realice la mezcla completa, la concentración del rio se calcula de la siguiente forma:

$$C = (Q_R * C_R + Q_V * C_V)/(Q_R + Q_V)$$

Donde Q_R es el caudal de la fuente receptora antes del vertimiento en L/s, Q_V es el caudal del vertimiento en L/s, C_R es la concentración de DBO_5 antes del vertimiento en mg/L y C_V es la concentración de DBO_5 del vertimiento.

En caso de que la concentración sea mayor al objetivo de calidad, se procede a calcular la distancia en la que se da cumplimiento al objetivo de calidad (X) usando la ecuación de Streeter y Phelps.

$$C_{objetivo} = C\exp(-kr * t) = Cexp\left(-kr * \left(\frac{X}{U}\right)/86400\right)$$

Donde $C_{objetivo}$ es la concentración objetivo definida por la autoridad ambiental definida en mg/L , kr es la constante en 1/dia, que equivale a la suma de la constante de descomposición (K_d) y de la constante de sedimentación (k_s), t es el tiempo en días que puede ser remplazado por la expresión distancia sobre velocidad y por un coeficiente para corregir las dimensiones. La metodología utilizada por la ANLA (2013) propone estimar el coeficiente de descarga en función del caudal (para cuando los caudales se encuentren entre 0.3 y 23 m^3/s) por medio de la ecuación de Wright y McDonnell.

$$kd = 1.796Q^{-0.49}$$

El coeficiente de sedimentación se calcula como:

$$k_s = \frac{v_s}{H}$$

Y la velocidad se adopta como 0.2 m d^{-1} para diámetros de 10 µm, se adopta este valor porque se asume que en el tratamiento fueron removidas las partículas mayores

Tabla 75. Velocidades de sedimentación media para diferentes tipos y tamaños de partículas

Tipo de Partícula	Diámetro (µm)	Velocidad de sedimentación (md^{-1})
Carbono orgánico particulado	1-10	0.2
	10-64	1.5
	>64	2.3
Arcilla	2-4	0.3-1
Limo	10-20	3-30

Fuente: ANLA (2013)

Para la modelación de sólidos totales se realiza el mismo procedimiento descrito, cambiando tan solo el kr por el ks. De esta Forma se presentan los resultados en la Tabla 76, la Tabla 77 y la Tabla 78. Los parámetros hidráulicos en el punto de vertimiento pueden consultarse en el archivo de HECRAS, el cual se encuentra en el ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS, donde también se encuentra las memorias de la modelación de la calidad del vertimiento en la fuente.

Tabla 76. Condiciones hidráulicas para modelar vertimientos

U(m/s)	B (m)	H (m)	Longitud de mezcla (m)
0.370	15.35	0.024	868.49

Tabla 77. Balance de masa

Factor de Dilución	DBO5 después del vertimiento (mg/L)	TSS después del vertimiento (mg/L)	Caudal AR (L/s)
22.88	6.30	8.84	26.27

Tabla 78. Streeter e Phelps

ks (dia -1)	kd (dia -1)	kr (dia -1)	Longitud Para cumplir OBJETIVO DBO5 (m)	Longitud Para cumplir OBJETIVO SST (m)
8.30	0.36	8.66	852.53	383.55

El análisis anterior demuestra que se cumple con los objetivos de calidad para DBO y TSS a nivel regional a una distancia de 850 metros luego de la mezcla del vertimiento en el cuerpo de agua.

10. OTROS DISEÑOS Y ESTUDIOS

10.1 DISEÑOS ELÉCTRICOS Y ELECTROMECÁNICOS

Los diseños hidráulicos en el sistema de acueducto y alcantarillado para la localidad de Santa Inés no contemplan estaciones de bombeo, estaciones elevadoras o estructuras con funcionamiento mecánico. Solo se requiere de fluido eléctrico en la caseta de operación y en la caseta de cloración de la planta de tratamiento de agua potable. En el ANEXO - 4 DISEÑOS ELÉCTRICOS Y ELECTROMECÁNICOS se presentan las consideraciones y recomendaciones técnicas.

10.2 DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS

Los diseños arquitectónicos de la caseta de operación y la caseta de cloración de la Planta de Tratamiento de Agua Potable, se realizaron teniendo en cuenta los acabados acordes a las costumbres de la comunidad de la región y al clima de la zona. Los detalles y la información con respecto a estos diseños se presentan en el ANEXO - 5 DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS.

11. CONCLUSIONES

Como resultados de los diseños hidráulicos para la localidad de Luis Vero del municipio de Sardinata, se presenta a continuación un resumen de las obras hidráulicas que se contemplaron en el sistema de acueducto y el sistema de alcantarillado.

Acueducto

Se diseñó el sistema de Bocatoma – Desarenador – Aducción – PTAP – Tanque en reemplazo del existente que estaba en mal estado, no cumplía con las dimensiones de diseño y ya había cumplido con su periodo de vida útil.

- La bocatoma es del tipo lateral con rejilla y cámara de acceso.
- El desarenador es del tipo convencional con flujo descendente y by pass.
- La aducción es una tubería con diámetro de 3 y una longitud total de La aducción del sistema de acueducto de Luis Vero tiene una longitud total de 4281m. El alineamiento tiene un total de 251 cambios de dirección, horizontales y verticales, de los cuales el 221 incluyen accesorios (Codos).
- La planta PTAP, es del tipo Fime con un caudal 1.20 Lps,

En cuanto al sistema de alcantarillado se diseñó un sistema convencional para la localidad de Las Mercedes el cual contempla la construcción de 64 pozos de alcantarillado, la instalación de 3097 metros aproximadamente de tubería de alcantarillado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN - ICONTEC. (2004). Código Colombiano de Fontanería - NTC 1500. Bogotá: Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación - ICONTEC.

LOPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. 2 Ed. Bogotá. Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003.

MATERÓN M., Hernán. Obras Hidráulicas Rurales. 1 Ed. Santiago de Cali. Universidad del Valle, 1997.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. (2010). Título B Sistemas de Acueducto. En Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS. Bogotá: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. (Noviembre de 2000). REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO. RAS - 2000. Bogotá: Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico.

RODRÍGUEZ DÍAZ, Héctor Alfonso. Hidráulica Fluvial. Fundamentos y aplicaciones socavación. 1 Ed. Bogotá. Escuela Colombiana de Ingeniería, 2010.

ANEXOS

Los siguientes anexos se adjuntan a este informe:

ANEXO - 1 CERTIFICACIÓN DE POBLACIÓN
ANEXO - 2 CARACTERIZACIÓN DE AGUA
ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS
ANEXO - 4 DISEÑOS ELÉCTRICOS Y ELECTROMECÁNICOS
ANEXO - 5 DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS
ANEXO - 6 INFORME HIDROLÓGICO

ANEXO - 1 CERTIFICACIÓN DE POBLACIÓN

ANEXO - 2 CARACTERIZACIÓN DE AGUA

ANEXO - 3 MEMORIAS DE DISEÑOS HIDRÁULICOS

- Sistema de Acueducto
  - Memoria de Cálculo Aducción
  - Memoria de Cálculo PTAP
  - Modelo de la Red de Aducción (Diagnóstico, Diseño)
  - Modelo de la Red de Distribución (Diagnóstico, Diseño)
- Sistema de Alcantarillado
  - Memoria de Cálculo Alcantarillado
  - Memoria de Cálculo PTAR
  - Modelo de las redes de Alcantarillado

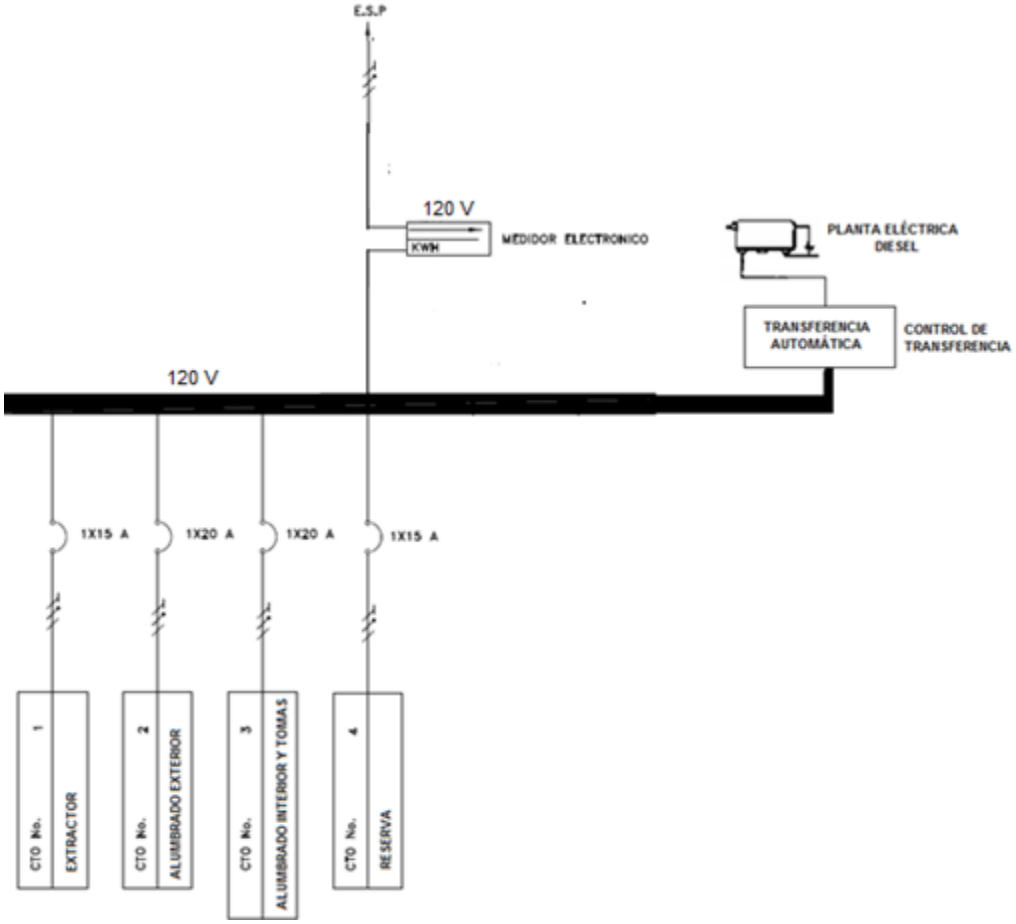
ANEXO - 4 DISEÑOS ELÉCTRICOS Y ELECTROMECÁNICOS

ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA ELÉCTRICO

Para el funcionamiento de estas casetas de operación se necesita en primer lugar solicitar a la empresa que suministra energía eléctrica en el municipio la instalación de una acometida monofásica para cada una de ellas. El cálculo de la potencia se hace teniendo en cuenta el factor de simultaneidad de las cargas necesarias para el funcionamiento de cada acueducto. Así, las cargas a utilizar son una bomba dosificadora, la iluminación interior y exterior, los servicios de toma corriente y un extractor de gases que sólo entra en funcionamiento cuando hay un corte en la energía eléctrica y se hace necesario el uso de una planta eléctrica.

El consumo de potencia promedio de la iluminación interior, el reflector exterior y los servicios tienen un consumo de potencia promedio de 800W y si se asume un factor de potencia de 0.7 en el peor de los casos, se tiene una potencia aparente de 1.15 kVA, con lo cual se tiene una potencia aparente total de 1.34 kVA y teniendo en cuenta un factor de sobrecarga de 10%, se deberá solicitar una acometida de 1.5 kVA, monofásica de 120 V. En la siguiente figura se presenta el esquema eléctrico unifilar del tablero de distribución eléctrica para el acueducto y en la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos de potencia para la solicitud de la acometida eléctrica.

Esquema Eléctrico unifilar del Tablero de Distribución y planta de emergencia



Resumen de Cálculos de Potencia para Solicitar la Acometida

Planta de tratamiento	Potencia Activa Motor	Potencia Aparente Motor	Potencia activa de iluminación y servicios	Potencia activa de iluminación y servicios	Total Potencia aparente
Casetas de operación	0,12 kW	0,19kVA	0,8kW	1.15 kVA	1.34kVA

El tablero de distribución irá localizado en una caseta junto con el tablero de control para protegerlos de la lluvia y la corrosión. Ambos cofres serán fabricados en lámina de acero calibre americano # 16, recubierto con pintura electrostática, con soporte para instalación en pared y con cerradura manual con llave, el tablero de distribución tendrá un barraje unipolar con neutro aislados y con barraje de tierra.

Así mismo es fundamental ubicar en la caseta de control una planta de emergencia eléctrica monofásica para garantizar el funcionamiento del bombeo todo el tiempo independiente de los cortes de energía eléctrica convencional y con ella, un extractor (motor de 0,75 HP) que se encargará de extraer los gases de combustión producidos por la planta de emergencia. En este caso es necesario que la planta de emergencia incluya un controlador que monitoree la red eléctrica para manejo de transferencia automático con el fin de que no sea necesario que un operario esté examinando si hubo un corte de energía y un silenciador para evitar la contaminación acústica.

La planta de emergencia que se deberá instalar en cada acueducto es de 2KVA, para permitir el funcionamiento del extractor. Las dimensiones de esta planta de emergencia son largo 0.33 m y ancho 0.21 m, así que se tiene que reservar ese espacio en la caseta. Cabe resaltar que la caseta debe tener una rejilla de ventilación junto con el extractor de gases para conectar por medio de un ducto a la planta eléctrica. La instalación también comprende el montaje de la planta sobre una base de concreto previamente construida, nivelada y fija.

Las conexiones de la planta de emergencia al tablero de distribución, del tablero de distribución al tablero de control y del tablero de control a la motobomba deben de estar dentro de tubería EMT de 1” y los cables que alimentan los motores deben ir encauchetados por recomendación técnica. Asimismo la tubería interna que va dentro de concreto será de PVC para alimentar los interruptores de luz, una roseta y un tomacorriente. La iluminación interior y exterior se controlará con interruptores sencillos para uso general de tipo incrustar, los tomacorrientes serán dobles de incrustar de 3 polos, 15 amperios, 250 voltios. Las luminarias del alumbrado exterior serán del tipo reflector instalado en un poste de altura 4 m, con brazo metálico galvanizado.

En la siguiente tabla se presenta el balance de cargas del tablero de distribución, donde se presenta el balance de cargas en el tablero de distribución.

Balance de Cargas del Tablero de Distribución

Circuito	Conexión	Fases	Interruptor termomagnético.
Circuito No. 1	Extractor	R, N	1X15 A
Circuito No. 2	Iluminación exterior	T, N	1X20 A
Circuito No. 3	Iluminación interior	T, N	1X20 A
Circuito No. 4	Reserva	T, N	1X15 A

Se recomienda instalar un control que consta de un breaker, que es un elemento de protección el cual puede desconectar la red eléctrica en caso de realizar mantenimiento a cualquier elemento del sistema de control. También se recomienda la instalación de un buen sistema de polo a tierra con varilla Copper Weldde 5/8" x 2,44 m, con su respectivo conector y como medio de conexión hasta tierra se utilice alambre de cobre o cobrizado (copperweld) No.4 AWG, esto con el fin de conectar las bombas y las tomacorriente tal como lo indica el esquema eléctrico.

A continuación se relacionan las especificaciones técnicas de los dispositivos eléctricos a utilizar en la caseta de operación y en la caseta de cloración.

Planta Diésel Eléctrica de Emergencia

La necesidad actual de mantener un trabajo constante independiente de los cortes de energía hace que se requiera trabajar con plantas eléctricas de marcas reconocidas y confiables. Las principales características de la planta de 25 kVA son:

- Motores Diesel de cuatro tiempos.
- Bajo ruido de funcionamiento.
- Panel de control digital
- Tarjeta de regulación de voltaje.
- Alternador de bobinado avanzado, para garantizar una buena calidad de la señal alterna.
- Interruptor de transferencia automática
- Las dimensiones de la planta son (largo, ancho, alto) de 1570 x 780 X1050 (mm).
- Mientras que las características de la planta de emergencia de 2 kVA son:
- Diseño silencioso
- Liviano y compacto.
- Un tanque lleno de combustible puede durar 3 horas de trabajo constantes.
- Las dimensiones de la planta son largo 0.33 m y ancho 0.21 m

Arrancador Suave

Los arrancadores suaves se utilizan para evitar picos de voltaje bastante elevados al momento de arrancar el motor, son construidos con tiristores, un dispositivo semiconductor que está diseñado para conmutar corrientes elevadas. El arrancador suave tiene las siguientes ventajas con respecto al arrancador estrella-triángulo:

- Hasta el 70 % de ahorro de espacio en el tablero de control.
- Rendimiento superior.
- Ahorro de energía durante el arranque y la parada del motor.

Contactores y Relés Térmicos

El relé térmico garantiza una protección ideal de las cargas en función de la intensidad de corriente contra un calentamiento excesivo, no admisible, debido a la sobrecarga.

ANEXO - 5 DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS

ESPECIFICACIONES DE LA CASETA DE OPERACIONES

El diseño de la caseta de operaciones fue realizado pensando en las diferentes áreas de trabajo requeridas, teniendo especial cuidado en la adecuada ubicación de los espacios.

Dicho diseño, contó con tres (3) etapas sencillas:

- Ubicación
- Dimensionamiento
- Distribución

Ubicación: la localización se realizó en función a los parámetros asociados a la eficiencia y eficacia de la actividad del operador. Lo anterior, teniendo en cuenta los puntos de control y muestras a tomar.

Dimensionamiento: Para realizar un correcto diseño la generosidad de los espacios permite que se pueda adaptar el área a nuevos requerimientos, las dimensiones van de la mano con la distribución interior de los espacios.

Distribución: Para el diseño, se tuvieron en cuenta los requerimientos espaciales.

El diseño propuesto contempla un área de xx m2, en una sola planta, la cual contiene: un baño, laboratorio y bodega para el cumplimiento de sus necesidades funcionales, contará con un tanque de almacenamiento de agua convencional, mampostería en ladrillo y cubierta a dos aguas. Los acabados serán los que predominan en la región.

Como su nombre lo indica la caseta permite llevar a cabo las operaciones de la planta de tratamiento. Dentro de las instalaciones se cuenta con un mesón para realizar pruebas básicas de laboratorio, las cuales serán realizadas por el operador designado.

El laboratorio tendrá ventilación natural con áreas de entrada y salida de aire, las paredes y techos deberán ser fácilmente lavables y no deben permitir la adherencia de polvo

ESPECIFICACIONES DE LA CASETA DE CLORACIÓN

La caseta de cloración cuenta con un área de 6,48 m^2, de una sola planta, la cual cumple con sus necesidades funcionales.
Dentro de los acabados, se contempla la instalación de: muros en bloque de concreto, Rejillas de ventilación en lámina galvanizada y puerta metálica tipo persiana, para permitir la ventilación de la misma. Su cubierta será en lámina galvanizada trapezoidal a cuatro (4) aguas.

El proceso de diseño para este tipo de estructuras es de gran importancia, toda vez que el mismo requiere de agua segura, por lo tanto, se consideran aspectos de gran relevancia como:

- Almacenamiento
- Sistemas de Medición y Control
- Sistemas de Inyección
- Sistemas de Seguridad

El dimensionamiento de la estructura obedece a la capacidad de almacenamiento de cloro para atender el consumo de la población.

El área de almacenamiento de cloro se encuentra en un espacio con ventilación natural y de uso exclusivo, su cubierta permite que los cilindros queden protegidos de la incidencia de la luz solar, su puerta de acceso abre hacia afuera.

Se tendrá especial cuidado con la ubicación de la tubería, la cual debe quedar a la vista y sujeta contra la pared, situada en lugares accesibles que permitan una rápida inspección y reparación.

La caseta de cloración estará aislada de la caseta de operaciones. Lo anterior, en caso de que se produzca una fuga importante, no se comprometerán otras instalaciones ubicadas a su alrededor.

Teniendo en cuenta que el cloro es un material más pesado que el aire se contempla la construcción de vanos en la parte inferior de los muros.

Las partes metálicas llevarán protección anticorrosiva, tanto los cilindros de reserva como los de uso llevarán cadena protectora con el fin de evitar el volcamiento.

Los acabados propuestos y la elección de los materiales tanto en la caseta de operaciones así como en la caseta de cloración, obedecen a un estudio y un análisis la zona, estos se encuentran acorde a los materiales que predominan en la región, con el fin de no generar impactos visuales negativos.

La construcción tendrá interacción visual con el entorno.

La ubicación de las casetas y estructuras propuestas, se contempló en un espacio abierto, acompañadas de vegetación, con poca frecuencia humana. Se tuvo especial cuidado de no afectar espacios naturales protegidos.

Dado que, los impactos producidos sobre el paisaje inciden principalmente sobre la calidad visual, se realizó un análisis de los efectos que causaría la construcción de las casetas, considerando aspectos tales como: visibilidad, calidad paisajística, fragilidad y frecuencia humana (transitabilidad en el sector), así mismo, se realizó una valoración del impacto visual teniendo en cuenta factores fundamentales tales como:

- Impactos directos, derivados del desarrollo sobre vistas del paisaje, tales como: intrusión u obstrucción
- Reacción de los observadores
- Impacto sobre la calidad visual

Como resultado de dicho análisis, la construcción de la caseta de operaciones, caseta de cloración y estructuras propuestas dentro del proyecto en la localización propuesta, tendrá un impacto paisajístico bajo, toda vez que; no se generarán impactos paisajísticos y visuales.

De la misma manera su impacto es pequeño desde el punto de vista de frecuencia humana. Se manejará un cerramiento en las estructuras propuestas, el cual restringe el paso de personal ajeno a las mismas. Dicho cerramiento no afectará la belleza paisajística de la región y se seguirá conservando un entorno estético.

ANEXO - 6 INFORME HIDROLÓGICO