

**PRÁCTICA EMPRESARIAL: DIAGNOSTICO DEL FUNCIONAMIENTO DE
LA INFRAESTRUCTURA DE SISTEMAS DE ACUEDUCTO DE
MUNICIPIOS PILOTO DEL INTERIOR DE LA COSTA ATLÁNTICA**

JORGE ALBERTO VALERO FANDIÑO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2004**

**DIAGNOSTICO DEL FUNCIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE
SISTEMAS DE ACUEDUCTO DE MUNICIPIOS PILOTO DEL INTERIOR DE
LA COSTA ATLÁNTICA**

JORGE ALBERTO VALERO FANDIÑO

**Proyecto de Grado modalidad Práctica Empresarial
para optar al título de Ingeniero Civil**

Director

**JORGE ELIECER GOMEZ SANCHEZ
Ingeniero Sanitario, M.Sc.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2004**

“A mi familia”

“A los que educan
y a los que educaré”

Jorge Valero

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa su agradecimiento a:

Jorge Eliécer Gómez Sánchez, Ingeniero Sanitario, M.Sc, Director del proyecto, por sus valiosas orientaciones y contribuciones.

William Ibáñez Pinedo, Ingeniero Civil, Gerente de operaciones del acueducto metropolitano de Bucaramanga, por su deseo de educar.

Germán Eduardo Gavilán León, Ingeniero Civil, M.Sc., Ph.D, por sembrar ciencia y motivar.

GEOMATICA, Gestión y optimización de sistemas, grupo dirigido por Hernán Porras Díaz, Ingeniero Civil, M.Sc., Ph.D; por contribuir a formar carácter.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	27
1. OBJETIVOS	28
1.1 OBJETIVO GENERAL	28
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	28
2. ANTECEDENTES DE LA PRÁCTICA	29
3. ACTIVIDADES REALIZADAS	30
3.1 DETERMINACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE INFORMACIÓN	30
3.2 PLANEACIÓN ESTRATÉGICA	31
3.3 CLASIFICACIÓN DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA RECOPIlada	32
3.4 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA	32
3.5 SELECCIÓN DE HERRAMIENTAS SOFTWARE	33
3.5.1 Creación del manual de usuario del programa EPANET 2.0.	34
3.6 CAPACITACIÓN EN USO DE NUEVAS TECNOLOGÍAS	34
3.7 ELABORACIÓN DE LOS FORMATOS DE CAPTURA DE LA INFORMACIÓN PRIMARIA	35
3.8 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN PRIMARIA	37
3.8.1 Procedimiento de captura de información.	38
4. DIAGNÓSTICO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO	42
4.1 ASTREA	42
4.1.1 Nivel de complejidad.	42
4.1.2 Dotación	43
4.1.2.1 Dotación actual	43
4.1.2.1.1 Dotación neta.	43
4.1.2.1.2 Dotación Bruta.	46

4.1.2.1.3 Pérdidas técnicas.	47
4.1.2.2 Dotación sugerida.	48
4.1.2.2.1 Dotación neta	48
4.1.2.2.2 Dotación bruta	50
4.1.2.3 Dotaciones según el RAS.	50
4.1.3 Demanda.	52
4.1.3.1 Caudal medio diario.	52
4.1.3.2 Caudal máximo diario.	53
4.1.3.3 Caudal máximo horario.	54
4.1.4 Descripción del sistema de acueducto.	56
4.1.5 fuente de abastecimiento.	57
4.1.6 aducción.	62
4.1.6.1 Capacidad de la línea de aducción	62
4.1.7 planta de tratamiento.	64
4.1.7.1 Características del agua cruda.	64
4.1.7.2 Capacidad de diseño de la planta.	64
4.1.8 sistema de bombeo.	65
4.1.9 Conducción.	67
4.1.10 Almacenamiento	67
4.1.10.1 evaluación de la capacidad de almacenamiento.	69
4.1.11 Red de distribución.	71
4.1.11.1 Simulación de la red para la demanda actual .	73
4.1.11.2 Simulación de la red para la demanda futura.	74
4.1.12 conexiones domiciliarias.	74
4.1.13 Micromedición.	74
4.2 CHIMICHAGUA	75
4.2.1 Nivel de complejidad.	75
4.2.2 Dotación	76
4.2.2.1 Dotación actual	76
4.2.2.1.1 Dotación neta	76

4.2.2.1.2 Dotación Bruta.	78
4.2.2.1.3 Pérdidas técnicas.	79
4.2.2.2 Dotación sugerida	80
4.2.2.2.1 Dotación neta.	80
4.2.2.2.2 Dotación bruta.	81
4.2.2.3 Dotaciones según el RAS.	81
4.2.3 Demanda	83
4.2.3.1 Caudal medio diario.	83
4.2.3.2 Caudal máximo diario.	83
4.2.3.3 Caudal máximo horario.	83
4.2.4 Descripción del sistema de acueducto.	86
4.2.5 Fuente de abastecimiento.	87
4.2.6 Adicción.	94
4.2.7 Planta de Tratamiento.	94
4.2.7.1 Características del agua cruda.	94
4.2.7.2 Capacidad de diseño de la Planta.	95
4.2.8 Conducción.	95
4.2.9 Almacenamiento.	95
4.2.9.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento.	96
4.2.10 Red de Distribución.	98
4.2.10.1 Simulación de la red para la demanda actual.	101
4.2.10.2 Simulación de la red para la demanda futura.	101
4.2.11 Conexiones Domiciliarias.	101
4.2.12 Micromedición.	101
4.3 CHIRIGUANÁ	102
4.3.1 Nivel de Complejidad.	102
4.3.2 Dotación	102
4.3.2.1 Dotación actual	102
4.3.2.1.1 Dotación neta.	102
4.3.2.1.2 Dotación Bruta.	104

4.3.2.1.3 Pérdidas técnicas	105
4.3.2.2 Dotación sugerida	105
4.3.2.2.1 Dotación neta.	105
4.3.2.2.2 Dotación bruta.	107
4.3.2.3 Dotaciones según el RAS.	107
4.3.3 Demanda	109
4.3.3.1 Caudal medio diario.	109
4.3.3.2 Caudal máximo diario.	109
4.3.3.3 Caudal máximo horario.	109
4.3.4 Descripción del Sistema de Acueducto.	111
4.3.5 Fuente de abastecimiento.	112
4.3.6 Aducción.	116
4.3.7 Planta de Tratamiento.	117
4.3.7.1 Características del agua cruda.	117
4.3.7.2 Capacidad de diseño de la planta	117
4.3.8 Sistema de Bombeo	117
4.3.8.1 Sistema de bombeo 1.	117
4.3.8.2 Sistema de bombeo 2.	119
4.3.8.3 Sistema de bombeo 3.	120
4.3.9 Conducción.	121
4.3.10 Almacenamiento.	121
4.3.10.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento.	123
4.3.11 Red de Distribución.	124
4.3.11.1 Simulación de la red para la demanda actual .	126
4.3.12 Conexiones Domiciliarias.	126
4.3.13 Micromedición.	127
4.4 CURUMANÍ	127
4.4.1 Nivel de Complejidad	127
4.4.2 Dotación	127
4.4.2.1 Dotación actual	127

4.4.2.1.1 Dotación neta.	127
4.4.2.1.2 Dotación Bruta	129
4.4.2.1.3 Pérdidas técnicas	130
4.4.2.2 Dotación sugerida	131
4.4.2.2.1 Dotación neta.	131
4.4.2.2.2 Dotación bruta.	132
4.4.2.3 Dotaciones según el RAS.	132
4.4.3 Demanda	133
4.4.3.1 Caudal medio diario.	133
4.4.3.2 Caudal máximo diario.	134
4.4.3.3 Caudal máximo horario.	134
4.4.4 Descripción del Sistema de Acueducto.	135
4.4.5 Fuente de Abastecimiento.	137
4.4.6 Captación.	137
4.4.6.1 Capacidad de la obra de captación. “	139
4.4.7 Desarenadores	141
4.4.7.1 Capacidad del desarenador de tres tolvas.	143
4.4.7.2 Capacidad del desarenador de una tolva	144
4.4.7.3 Déficit de la estructura.	145
4.4.8 Aducción.	145
4.4.8.1 Capacidad de la línea bocatoma - desarenador	147
4.4.8.1.1 Capacidad de la tubería de AC diámetro 10”.	148
4.4.8.1.2 Capacidad de la tubería de PVC diámetro 12”.	149
4.4.8.2 Capacidad de la línea desarenador – planta de tratamiento.	150
4.4.8.2.1 Capacidad de la tubería de AC diámetro 8”.	151
4.4.8.2.2 Capacidad de la tubería de PVC diámetro 8”.	152
4.4.8.3 Pérdidas en la aducción.	154
4.4.9 Planta de Tratamiento De Agua Potable.	155
4.4.9.1 Localización.	155
4.4.9.2 Procesos realizados.	155

4.4.9.4 Capacidad de diseño de la Planta.	161
4.4.10 Almacenamiento.	162
4.4.10.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento.	163
4.4.11 Conducción.	164
4.4.11.1 Capacidad de la línea planta de tratamiento– tanque de almacenamiento.	164
4.4.11.1.1 Capacidad de la tubería de AC diámetro 8”.	165
4.4.11.1.2 Capacidad de la tubería de PVC diámetro 8”.	166
4.4.12 Red de Distribución.	168
4.4.12.1 Simulación de la red para la demanda actual.	169
4.4.12.2 Simulación de la red para la demanda futura.	169
4.4.13 Conexiones Domiciliarias.	170
4.4.14 Micromedición.	170
4.5 LA GLORIA	170
4.5.1 Nivel de Complejidad.	170
4.5.2 Dotación	171
4.5.2.1 Dotación actual	171
4.5.2.1.1 Dotación neta	171
4.5.2.1.2 Dotación Bruta	172
4.5.2.2 Dotación sugerida	174
4.5.2.2.1 Dotación neta.	174
4.5.2.2.2 Dotación bruta.	175
4.5.2.3 Dotaciones según el RAS.	175
4.5.3 Demanda	177
4.5.3.1 Caudal medio diario.	177
4.5.3.2 Caudal máximo diario.	177
4.5.3.3 Caudal máximo horario.	177
4.5.4 Descripción del Sistema de Acueducto.	179
4.5.5 Fuente de Abastecimiento.	180
4.5.6 Captación.	180

4.5.7 Sistema de Bombeo Aductor.	182
4.5.8 Desarenador.	184
4.5.9 Aducción.	184
4.5.10 Planta de Tratamiento de Agua Potable	185
4.5.10.1 Localización.	185
4.5.10.2 Procesos realizados.	185
4.5.10.3 Características del agua cruda.	191
4.5.11 Almacenamiento.	192
4.5.11.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento.	193
4.5.12 Sistema de Bombeo Conductor.	195
4.5.14 Red de Distribución.	197
4.5.14.1 Simulación de la red para la demanda actual.	198
4.5.14.2 Simulación de la red para la demanda futura.	199
4.5.15 Conexiones Domiciliarias.	199
4.5.16 Micromedición.	199
4.6 PAILITAS	199
4.6.1 Nivel de Complejidad.	199
4.6.2 Dotación	200
4.6.2.1 Dotación actual	200
4.6.2.1.1 Dotación neta	200
4.6.2.1.2 Dotación Bruta	202
4.6.2.1.3 Pérdidas técnicas	203
4.6.2.2 Dotación sugerida	203
4.6.2.2.1 Dotación neta.	203
4.6.2.2.2 Dotación bruta.	205
4.6.2.3 Dotaciones según el RAS.	205
4.6.3 Demanda	207
4.6.3.1 Caudal Medio Diario.	207
4.6.3.2 Caudal máximo diario.	207
4.6.3.3 Caudal máximo horario.	207

4.6.4 Descripción del Sistema de Acueducto.	209
4.6.5 Fuentes de Abastecimiento.	210
4.6.6 Captación	212
4.6.6.1 Captación vereda el terror.	212
4.6.6.2 Captación vereda Qda. Verde	213
4.6.7 Desarenadores	215
4.6.7.1 Desarenador vereda El Terror	215
4.6.7.2 Desarenador vereda Qda. Verde	216
4.6.8 Aducción	217
4.6.8.1 Captación vereda el terror – planta de tratamiento	217
4.6.8.2 Captación vereda Qda. Verde – Tanque de almacenamiento	218
4.6.9 Planta de Tratamiento de Agua Potable	220
4.6.9.1 Localización.	221
4.6.9.2 Procesos realizados	221
4.6.9.3 Características del agua cruda.	226
4.6.9.4 Capacidad de diseño de la planta.	227
4.6.10 Almacenamiento.	227
4.6.10.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento.	229
4.6.11 Conducción.	231
4.6.12 Red de Distribución.	232
4.6.12.1 Simulación de la red para la demanda actual.	233
4.6.12.2 Simulación de la red para la demanda futura.	234
4.6.13 Conexiones Domiciliarias.	234
4.6.14 Micromedición.	234
5. PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES	235
5.1 PROGRAMA DE AGUA NO CONTABILIZADA	235
5.2 PROGRAMA DE CAPACITACIÓN DEL PERSONAL	236
5.3 PROGRAMAS PARTICULARES	236
5.3.1 Municipio de Astrea.	236
5.3.2 Municipio de Chimichagua.	237

5.3.3 Municipio de Chiriguana	238
5.3.4 Municipio de Curumaní.	238
5.3.5 Municipio de La Gloria.	239
5.3.6 Municipio de Pailitas.	240
CONCLUSIONES	242
BIBLIOGRAFIA	243
ANEXOS	245

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Recorrido de una red de acueducto	40
Figura 2. Sistema de acueducto del municipio de Astrea.	57
Figura 3. Inventario de la red de distribución del municipio de Astrea.	71
Figura 4. Sistema de acueducto del municipio de Chimichagua.	87
Figura 5. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.	99
Figura 6. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.	100
Figura 7. Sistema de acueducto del municipio de Chiriguaná.	111
Figura 8. Inventario de la red matriz de distribución del municipio de Chiriguaná.	125
Figura 9. Sistema de acueducto del municipio de Curumaní.	136
Figura 10. Configuración actual de la captación. Municipio de Curumaní.	138
Figura 11. Conjunto de desarenadores. Municipio de curumaní.	141
Figura 12. Sistema de desinfección. Municipio de Curumaní.	160
Figura 13. Inventario de la red de distribución del municipio de Curumaní.	168
Figura 14. Sistema de acueducto del municipio de La Gloria.	179
Figura 15. Inventario de la red de distribución del municipio de de La Gloria.	197
Figura 16. Sistema de acueducto del municipio de Pailitas.	210
Figura 17. Configuración actual de la captación. Vereda El Terror.	212
Figura 18. Configuración actual de la captación. Vereda Qda. Verde.	213
Figura 19. Planta de potabilización del municipio de Pailitas.	220
Figura 20. Inventario de la red de distribución del municipio de Pailitas.	233

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1. PTAP del municipio de La Gloria	39
Fotografía 2. PTAP del municipio de Pailitas.	39
Fotografía 3. PTAP del municipio de Curumaní	39
Fotografía 4. Tanque semienterrado de concreto. Municipio de Curumaní	39
Fotografía 5. Tanques elevados de concreto y metal. Municipio de Chiriguaná	39
Fotografía 6. Pozo El Piñón.	58
Fotografía 7. Pozo Mano de Dios.	60
Fotografía 8. Pozo Las Delicias.	61
Fotografía 9. Pozos Orientales.	61
Fotografía 10. Posible ubicación de la planta de potabilización del municipio de Astrea.	64
Fotografía 11. Tanque elevado.	68
Fotografía 12. Tanque semienterrado.	68
Fotografía 13. Pozo ubicado en la calle 10, entre carreras 12 ^a y 13. Municipio de Chimichagua	88
Fotografía 14. Pozo ubicado en la calle 20 con carrera 6. Municipio de Chimichagua.	89
Fotografía 15. Pozo vía urbanización Padilla. Municipio de Chimichagua.	91
Fotografía 16. Pozo ubicado en la en la calle 5 entre las carreras 10 y 11. Municipio de Chimichagua.	92
Fotografía 17. Pozo ubicado en la en la calle 10 con carrera 12 ^a . Municipio de Chimichagua.	92
Fotografía 18. Pozo A, ubicado en el sector conocido como polideportivo.	

Municipio de Chimichagua.	93
Fotografía 19. Pozo B, ubicado en el sector conocido como polideportivo.	
Municipio de Chimichagua.	93
Fotografía 20. Tanque metálico. Municipio de Chimichagua.	96
Fotografía 21. Tanque de concreto. Municipio de Chimichagua.	96
Fotografía 22. Pozo 1. Municipio de Chiriguaná	112
Fotografía 23. Pozo 2. Municipio de Chiriguaná.	112
Fotografía 24. Pozo 3. Municipio de Chiriguaná	112
Fotografía 25. Perforación de un nuevo pozo en Chiriguaná.	116
Fotografía 26. Tanque Metálico. Municipio de Chiriguaná.	122
Fotografía 27. Tanque de concreto 1. Municipio de Chiriguaná	122
Fotografía 28. Tanque de concreto 2. Municipio de Chiriguaná.	122
Fotografía 29. Quebrada San Pedro. Municipio de Curumaní.	137
Fotografía 30. Bocatoma. Municipio de Curumaní.	139
Fotografía 31. Desarenador de tres tolvas. Obsérvese los charcos en Los alrededores de la estructura. Municipio de Curumaní.	143
Fotografía 32. Desarenador de una tolva. Obsérvese las conexiones clandestinas encontradas. Municipio de Curumaní.	143
Fotografía 33. Medidor de caudal. Municipio de Curumaní.	155
Fotografía 34. Coagulación y mezcla rápida. Municipio de Curumaní.	155
Fotografía 35. Floculador hidráulico de flujo horizontal. Municipio de Curumaní.	156
Fotografía 36. Sedimentador de alta rata. Municipio de Curumaní.	157
Fotografía 37. Filtro de lecho mixto. Municipio de Curumaní.	157
Fotografía 38. Compartimiento de agua sedimentada. Entrada a los filtros. Municipio de Curumaní.	159
Fotografía 39. Compartimiento de agua filtrada. Municipio de Curumaní.	159
Fotografía 40. Control de calidad. Municipio de Curumaní.	160
Fotografía 41. Tanques elevados. Municipio de Curumaní	162
Fotografía 42. Tanque semienterrado. Municipio de Curumaní	162

Fotografía 43. Captación. Municipio de La Gloria.	180
Fotografía 44. “Ventosa”. Municipio de La Gloria.	181
Fotografía 45. “Ventosa en funcionamiento”. Municipio de La Gloria.	181
Fotografía 46. Bomba Siemens de 24Hp. Municipio de La Gloria.	182
Fotografía 47. Bomba Siemens de 30Hp. Municipio de La Gloria	183
Fotografía 48. Bomba Siemens de 30Hp. Instalada fuera del cuarto de bombeo. Municipio de La Gloria.	183
Fotografía 49. Medidor de caudal. Municipio de La Gloria.	186
Fotografía 50. Coagulación y mezcla rápida. Municipio de La Gloria.	186
Fotografía 50. Coagulación y mezcla rápida. Municipio de La Gloria.	186
Fotografía 51. Floculadores tipo Alabama. Municipio de La Gloria.	187
Fotografía 52. Material granular sedimentado. Municipio de La Gloria.	187
Fotografía 53. Sedimentador de alta tasa. Municipio de La Gloria.	188
Fotografía 54. Filtro de lecho mixto. Municipio de La Gloria.	188
Fotografía 55. Caseta de cloración. Municipio de La Gloria.	189
Fotografía 57. Vertimiento del agua usada por la planta. Municipio de La Gloria.	190
Fotografía 58. Tanque semienterrado. Municipio de La Gloria.	192
Fotografía 59. Tanque elevado. Municipio de La Gloria.	193
Fotografía 60. Bomba Siemens	195
Fotografía 61. Bomba Siemens de 60Hp. Municipio de La Gloria.	195
Fotografía 62. Tubería de impulsión del sistema de bombeo conductor. Municipio de La Gloria	196
Fotografía 63. Quebrada Arroyo Hondo. Municipio de Pailitas	210
Fotografía 64. Qda. Verde. Municipio de Pailitas	211
Fotografía 65. Bocatoma de la vereda El Terror.	212
Fotografía 66. Bocatoma de la vereda Qda. Verde.	214
Fotografía 67. Desarenador vereda El Terror.	215
Fotografía 68. Desarenador vereda Qda. Verde.	216
Fotografía 69. Desarenador del sistema vereda El Terror. Obsérvese el	

agua en exceso.	220
Fotografía 70. Desarenador del sistema Qda. Verde. Obsérvese el orificio de rebose.	220
Fotografía 71. Aducción del sistema Qda. Verde. Obsérvese el riachuelo producido por una fuga.	220
Fotografía 72. Medidor de caudal. Municipio de Pailitas.	221
Fotografía 73. Mezclador mecánico. Municipio de Pailitas.	222
Fotografía 74. “Flauta” dosificadora. Municipio de Pailitas.	222
Fotografía 75. Floculadores. Municipio de Pailitas.	222
Fotografía 76. Sedimentador de alta rata. Municipio de Pailitas.	223
Fotografía 77. Filtro de lecho mixto. Municipio de Pailitas.	224
Fotografía 78. Compartimiento de agua sedimentada. Entrada a los filtros. Municipio de Pailitas.	225
Fotografía 79. Compartimiento de agua filtrada. Municipio de Pailitas.	225
Fotografía 80. Lugar dispuesto para ubicar balas de cloro. Municipio de Pailitas.	226
Fotografía 81. Instalaciones del laboratorio de control de calidad. Municipio de Pailitas.	226
Fotografía 82. Tanque ubicado en la PTAP. Municipio de Pailitas.	229
Fotografía 83. Tanque ubicado en el barrio Fundadores y el Bosque. Municipio de Pailitas.	229
Fotografía 84. “Conexión” para el barrio Lucerna. Municipio de Pailitas	231
Fotografía 85. “Conexión” para el barrio Las Cumbres. Municipio de Pailitas	231
Fotografía 86. “15 Conexiones legalizadas”. Municipio de Pailitas	232

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Consumos domésticos	44
Tabla 2. Consumos domésticos estimados para el municipio de Astrea	44
Tabla 3. Consumos domésticos estimados para el municipio de Astrea	48
Tabla 4. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema	51
Tabla 5. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Astrea.	51
Tabla 6. Resumen de las dotaciones calculadas.	52
Tabla 7. Coeficiente de consumo máximo diario k1	54
Tabla 8. Coeficiente de consumo máximo horario K2 según el tipo de red	54
Tabla 9. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo.	55
Tabla 10. Déficit de almacenamiento. Municipio de Astrea	70
Tabla 11. Inventario de la red de distribución del municipio de Astrea.	71
Tabla 12. Consumos de agua de la población, según Juan Carlos Corredor	76
Tabla 13. Consumos domésticos estimados para el municipio de Chimichagua	77
Tabla 14. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Chimichagua.	82
Tabla 15. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Chimichagua.	82
Tabla 16. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Chimichagua.	83
Tabla 17. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Estudio de Juan Carlos Corredor.	85
Tabla 18. Déficit de la obra de captación. Municipio de Chimichagua.	91
Tabla 19. Características de las líneas de aducción. Municipio de Chimichagua.	94

Tabla 20. Déficit de almacenamiento. Municipio de Chimichagua	98
Tabla 21. Volumen de almacenamiento requerido con diferentes tiempos de bombeo, para el año 2,032.	98
Tabla 22. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.	99
Tabla 23. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.	100
Tabla 24. Consumos domésticos estimados para el municipio de Chiriguaná	103
Tabla 25. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Chiriguaná.	108
Tabla 26. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Chiriguaná.	108
Tabla 27. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Chiriguaná.	109
Tabla 28. Características de los pozos subterráneos del municipio de Chiriguaná.	113
Tabla 29. Características de las líneas de aducción del municipio de Chiriguaná.	116
Tabla 30. Características de los tanques elevados del municipio de Chiriguaná.	121
Tabla 31. Déficit de almacenamiento. Municipio de Chiriguaná.	124
Tabla 32. Inventario de la red matriz de distribución del municipio de Chiriguaná.	125
Tabla 33. Consumos domésticos estimados para el municipio de Curumaní.	128
Tabla 34. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Curumaní.	133
Tabla 35. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Curumaní.	133

Tabla 36. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Curumaní.	134
Tabla 37. Inventario de válvulas del desarenador de tres tolvas. Municipio de Curumaní.	142
Tabla 38. Inventario de válvulas del desarenador de una tolva. Municipio de Curumaní.	142
Tabla 39. Capacidad de las tuberías de aducción. Municipio de Curumaní.	153
Tabla 40. Déficit de almacenamiento. Municipio de Curumaní.	164
Tabla 41. Relación de diámetros y materiales de la línea de conducción. Municipio de Curumaní.	164
Tabla 42. Capacidad de las tuberías de conducción. Municipio de Curumaní.	167
Tabla 43. Inventario de la red de distribución del municipio de Curumaní.	168
Tabla 44. Consumos domésticos estimados para el municipio de La Gloria.	171
Tabla 45. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de La Gloria.	176
Tabla 46. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de La Gloria.	176
Tabla 47. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de La Gloria.	177
Tabla 48. Características de los motores del sistema de bombeo aductor. Municipio de La Gloria.	183
Tabla 49. Déficit de almacenamiento. Municipio de La Gloria.	194
Tabla 50. Características de los motores del sistema de bombeo conductor. Municipio de La Gloria.	195
Tabla 51. Relación de diámetros y materiales de la conducción. Municipio de La Gloria.	196

Tabla 52. Inventario de la red de distribución del municipio de La Gloria.	197
Tabla 53. Consumos domésticos estimados para el municipio de Pailitas.	200
Tabla 54. Consumos domésticos estimados para el municipio de Pailitas.	203
Tabla 55. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Pailitas.	206
Tabla 56. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Pailitas.	206
Tabla 57. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Pailitas.	207
Tabla 58. Tanques de almacenamiento del municipio de Pailitas.	228
Tabla 59. Déficit de almacenamiento. Municipio de Pailitas.	230
Tabla 60. Inventario de la red de distribución del municipio de Pailitas.	232

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Caracterización de aguas	245

RESUMEN

TÍTULO: PRACTICA EMPRESARIAL. DIAGNOSTICO DEL FUNCIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE SISTEMAS DE ACUEDUCTO DE MUNICIPIOS PILOTO DEL INTERIOR DE LA COSTA ATLÁNTICA*

AUTOR: JORGE ALERTO VALERO FANDIÑO**

PALABRAS CLAVES: Acueducto, diagnóstico, deficiencia, optimización,

DESCRIPCIÓN: Este trabajo presenta el estudio de los sistemas de acueducto de seis municipios del interior de la Costa Atlántica. El objetivo principal del proyecto consiste en identificar las deficiencias de los sistemas de acueducto y plantear soluciones que posibiliten no solo satisfacer una demanda de agua en aumento, sino optimizar el uso de las estructuras existentes, asegurando que las inversiones destinadas para tal fin, sean bien aprovechadas. A partir del diagnóstico realizado, se concluyó que los acueductos analizados, actualmente funcionan al límite de su capacidad y presentan niveles de agua no contabilizada excesivamente altos. Los problemas registrados comprenden: el mal estado de algunas de las instalaciones (debido a su antigüedad, diseño u operación inadecuada), limitaciones de capacidad y dificultades en la regulación y control de caudales y presiones.

El desarrollo de la práctica inició con la capacitación en el manejo de tecnología y software especializado necesario para realizar el procesamiento de la información.

Durante el tiempo en que se llevo a cabo la práctica empresarial, se desarrollaron simultáneamente las siguientes actividades: clasificación y análisis de información, elaboración de procedimientos y presentación de soluciones.

Como aporte al estudio de los sistemas de acueducto, se presenta un documento que exhibe de manera clara, ordenada y validada; los pasos necesarios para realizar el diagnóstico técnico de sistemas de acueducto.

* Proyecto de grado modalidad práctica empresarial.

** Facultad de ciencias físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director Jorge Gómez Sánchez Ing. Sanitario, M. Sc.

ABSTRACT

TITLE: ENTERPRISAL PRACTICE: DIAGNOSTIC OF THE PERFORMANCE IN PILOT MUNICIPALITIES'S INFRASTRUCTURE FROM THE INTERIOR ATLANTIC COAST IN COLOMBIA*

AUTHOR: JORGE ALERTO VALERO FANDIÑO**

KEYWORDS: Aqueduct, Diagnostic, Deficiency, Optimization

DESCRIPTION: This work presents the study of the aqueduct systems in six municipalities from the interior Atlantic Coast in Colombia. The main objective in the project consists in targeting deficiencies in the aqueduct systems and raising solutions that not only satisfy the annual increasing water demand of the community, but optimize the use of the existent structures too, making sure that the municipality can take advantage of the resources invested. From the diagnosis, the first conclusion is that the current aqueducts systems analysed, work in the edge of their capacities, and present very high levels of non-accounted water. The observed problems include: badly state of some of the infrastructure (too old, bad designs or bad operation), limited capacities and difficulties in volumes and pressures regulations.

The practice development started with qualifying in handling the specialized software and technologies needed for the information processing. During the time we made it, the following activities were developed too: Information analysis and classification, procedures definitions and solutions presentation.

As an extra contribution for the study of the aqueduct systems, is elaborated a document which shows in a clearly, organized and valid way the steps for the technical diagnosis of aqueduct systems.

* Graduation Project, Enterprise practice mode

** Physics and Mechanics Engineering College. Civil Engineering, Director Jorge Gómez Sánchez. Eng., M. Sc.

INTRODUCCIÓN

El área de Gestión Ambiental de Corpocesar con el fin de prestar apoyo a los entes municipales y de realizar una adecuada supervisión de los servicios públicos, estructuró un proyecto colaborativo en el que actualmente participa el Grupo de Investigación *GEOMÁTICA, gestión y optimización de sistemas* de la Universidad Industrial de Santander para coadyuvar en la eficaz modernización empresarial de los sistemas de agua potable, saneamiento básico (aguas residuales y residuos sólidos) y plantas de beneficio de ganado, en los municipios de Astrea, Chimichagua, Chiriguaná, Curumaní, La Gloria y Pailitas en el Departamento del Cesar. El proyecto buscó establecer lazos de cooperación interinstitucional que propendiesen por optimizar el ingreso público y contribuyesen con la modernización del estado colombiano.

El presente informe contiene el resumen detallado de cada una de las actividades desarrolladas por el autor en la práctica empresarial, las cuales ayudaron a mejorar la prestación del servicio de acueducto en los mencionados municipios.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Adquirir los conocimientos y la experiencia necesaria para enfrentar la vida profesional, con criterio, seguridad, sentido ético y una gran responsabilidad ante el ejercicio de la ingeniería civil.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Participar en la realización del diagnóstico del funcionamiento de la infraestructura de los sistemas de agua potable, de los municipios de Astrea, Chimichagua, Chiriguaná, Curumaní, La Gloria y Pailitas en el Departamento del Cesar.
- Plantear soluciones para mejorar el funcionamiento de la infraestructura de los sistemas de agua potable de los mencionados municipios; cumpliendo con la normatividad nacional vigente (Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS).

2. ANTECEDENTES DE LA PRÁCTICA

Terminado el plan de estudios de la carrera Ingeniería civil y tras sostener varias reuniones con el director del Grupo de Investigación GEOMATICA, *Gestión y optimización de sistemas*, el autor del presente documento optó por realizar su trabajo de grado en la modalidad de práctica empresarial¹.

El convenio firmado entre Corpocesar y la Universidad Industrial de Santander, presentó una buena oportunidad para participar en un proyecto interdisciplinario y aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y el ejercicio como auxiliar docente en el laboratorio de hidráulica, en la asignatura hidráulica aplicada y en el diplomado: “Uso de nuevas tecnologías para la investigación aplicada a la ingeniería”.

Es así como el 12 de Abril de 2,004 se reunieron en la oficina del director del grupo de investigación, el doctor HERNAN PORRAS DIAZ, director del grupo, la ingeniera CLAUDIA JULIANA LUCENA LIZARAZO, tutora del proyecto y el estudiante JORGE ALBERTO VALERO FANDIÑO, con el objeto de dar inicio a la práctica empresarial. Desde aquel momento el suscrito formó parte del componente de infraestructura, en la línea de agua potable.

¹ “La práctica empresarial comprende el ejercicio de una labor profesional del estudiante en una empresa, durante un período de tiempo” artículo 114 del reglamento estudiantil de pregrado.

3. ACTIVIDADES REALIZADAS

3.1 DETERMINACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE INFORMACIÓN

Esta fase consistió fundamentalmente en determinar los requisitos necesarios para realizar el diagnóstico de los sistemas de agua potable.

Después de consultar material bibliográfico específico como el “Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000)”, las Normas generales para la construcción de sistemas de acueducto y alcantarillado del INSFOPAL, los instrumentos sectoriales desarrollados por FINDETER, la normatividad nacional vigente para la presentación de planos y memorias de cálculo, y páginas Web; se elaboró una lista de requerimientos de información que fue comunicada a cada uno de los municipios, para que estos indagasen en sus archivos y la facilitasen a la Universidad Industrial de Santander. Se solicitó información general de los municipios e información referente al servicio de agua potable.

a) Información general

- Esquema de ordenamiento territorial
- Plan de desarrollo municipal
- Plan director de servicios públicos
- Catastro de redes
- Censo de viviendas
- Censo de usuarios
- Mapa topográfico
- Mapa geológico

- Mapa de predios
- Mapa de usos del suelo

b) Información referente al servicio de acueducto

- Entidad prestadora del servicio
- Evaluación de las dotaciones y demandas
- Información de estaciones climatológicas
- Mapa hidrológico
- Registro de aforos
- Características de la fuente (calidad y continuidad)
- Captación y pretratamiento
- Capacidad y estado general de la aducción y/o conducción
- Capacidad de la PTAP
- Calidad actual del agua en planta y en la red de distribución
- Estado de la red de distribución (operación, mantenimiento, programas de optimización y reducción de agua no contabilizada)
- Cobertura y continuidad del servicio
- Capacidad del almacenamiento
- Cobertura de Macromedición
- Cobertura de Micromedición

3.2 PLANEACIÓN ESTRATÉGICA

Una vez determinados los requisitos de información, se estableció el procedimiento a seguir, el cual de manera general consistió en:

- Clasificar y analizar información secundaria

- Seleccionar herramientas software que agilizaran procesos
- Capacitar al personal para la salida de campo
- Capturar, clasificar y analizar información primaria
- Realizar los diagnósticos de los sistemas de agua potable
- Plantear alternativas de solución

Dentro de esta etapa se elaboró un cronograma de actividades acorde con los requerimientos del convenio y la práctica empresarial.

3.3 CLASIFICACIÓN DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA RECOPIADA

Se define como información secundaria aquella que se encuentra en documentos anteriores a la realización del presente estudio. Libros, planos y diagramas forman parte de esta.

En la visita realizada por los ingenieros Serenel Toloza y Jorge Basto se recogió la información que los municipios recopilaron, de acuerdo con los requerimientos señalados.

Para facilitar la manipulación de la información, esta se clasificó y ordenó. A los documentos se les extrajo información tal como: Nombre del documento, autor, descripción del documento, tipo (digital o análogo), volumen (número de páginas), nomenclatura de los planos adjuntos e información faltante, y a los planos la siguiente información: nombre del proyecto, nombre del plano, escala y numeración del plano.

3.4 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA

Realizado mediante formatos que describen de manera general los sistemas a estudiar. Información tal como: ubicación del municipio, temperatura,

características de la captación, aducción, distribución, planta de potabilización, tanques de almacenamiento, recolección y disposición de aguas servidas, características de los rellenos sanitarios y plantas de beneficio de ganado; fue analizada. (Cabe anotar que por el hecho de haber pertenecido a un grupo multidisciplinario, en ciertos momentos se trabajó en otros componentes del proyecto).

3.5 SELECCIÓN DE HERRAMIENTAS SOFTWARE

Se tomó la decisión de adquirir herramientas que permitiesen modelar el estado actual de los sistemas de acueducto y plantear soluciones a los problemas encontrados. Después de averiguar en el mercado los programas de acueducto existentes, se establecieron una serie de parámetros para poder compararlos. Los parámetros evaluados fueron: requerimientos físicos, procesador utilizado, memoria RAM mínima (MB), memoria RAM recomendable (MB), espacio requerido en disco (MB) pantalla, sistema operativo, modo de trabajo (funcionamiento en red), limitaciones del sistema y costo, entre muchos otros.

Para analizar las redes de distribución de agua potable se eligió el programa, EPANET 2.0; simulador de redes de acueducto; el cual ofrece las siguientes bondades:

- Es un programa de libre distribución, desarrollado por la agencia norteamericana EPA.
- Permite simular más de 40000 nodos sin dificultad.
- Interfaz en Español.
- Realiza simulación en régimen permanente y periodo extendido.
- Analiza el comportamiento de la calidad del agua dentro de la red.

Para analizar alternativas de potabilización se eligió el programa SELTEC (modelo de selección de tecnología y análisis de costos en sistemas de potabilización de agua, desarrollado por el Instituto de investigación y desarrollo en agua potable, saneamiento básico y conservación del recurso hídrico CINARA de la universidad del Valle, para la dirección de servicios públicos domiciliarios del ministerio de desarrollo económico de Colombia). Este es una herramienta de planeación que permite identificar opciones tecnológicas sostenibles y estimar sus costos de inversión inicial y de funcionamiento en sistemas de tratamiento de agua para consumo humano, para localidades colombianas entre 500 y 30,000 habitantes y caudales de diseño entre 1 y 120 Lps aproximadamente. El modelo opera para localidades que no cuentan con sistema de tratamiento (plantas nuevas) y para analizar la sostenibilidad de los sistemas de tratamiento construidos (plantas existentes).

3.5.1 Creación del manual de usuario del programa EPANET 2.0. A pesar de que el programa en cuestión cuenta con el manual de usuario, se decidió crear un documento práctico (a manera de cartilla), el cual presenta una descripción detallada de los diversos componentes de la red (tuberías, bombas, válvulas, tanques, embalses) y la forma de relacionarlos entre si.

La cartilla cuenta con dos ejemplos (simulaciones), una en régimen permanente (red de distribución de agua potable del municipio de Chimichagua, Cesar) y otra en periodo extendido.

3.6 CAPACITACIÓN EN USO DE NUEVAS TECNOLOGÍAS

Durante los días 17, 18 y 19 de Junio de 2,004 se participó en la capacitación en manejo de: receptores GPS (Trimble GeoXT) y cámaras fotográficas

digitales, para georeferenciar y registrar cada una de las estructuras que componen el sistema.

3.7 ELABORACIÓN DE LOS FORMATOS DE CAPTURA DE LA INFORMACIÓN PRIMARIA

La información secundaria recopilada en muchos casos no fue de calidad, siendo necesario validar la información compilada y levantar la información faltante.

Para esto se elaboraron formatos de captura de información basados en los documentos:

- “Catastro de redes, municipios menores y zonas rurales”. Programa de modernización empresarial. Programa nacional de control de pérdidas y agua no contabilizada. Ministerio de desarrollo económico, Banco mundial, UNICEF.
- “Agua no contabilizada, municipios menores y zonas rurales”. Programa de modernización empresarial. Programa nacional de control de pérdidas y agua no contabilizada. Ministerio de desarrollo económico, Banco mundial, UNICEF.
- RAS: “Documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico”.
- Manual metodológico para la identificación, preparación y evaluación de proyectos de agua potable y saneamiento básico, desarrollado por el departamento nacional de planeación, 1994

Formatos que se encuentran acompañados de un instructivo; documento práctico que define, aclara y facilita la recolección de información. Este pretende unificar criterios, evitar ambigüedades y darle a lo cualitativo un carácter más formal.

El personal encargado de recoger la información de campo debió ser capacitado en la forma de diligenciar los formatos y elaborar diagramas (importantes al momento de describir particularidades y detalles). Esta capacitación se llevó a cabo durante los días 20 y 21 de Junio de 2004.

Contó con la participación de:

- Carlos Alberto Monterroza Villadiego: expositor de la metodología de captura de información de campo referente a alcantarillado.
- Jorge Alberto Valero Fandiño: expositor de la metodología de captura de información de campo referente a acueductos.
- Diego Peñaloza: expositor de la metodología de captura de información de campo referente a rellenos sanitarios y plantas de beneficio de ganado.
- Ing. Luis Fernando Castañeda Galvis: responsable de la comisión de aforos y medición de presiones.
- Ing. Claudia Juliana Lucena Lizarazo: coordinadora del grupo de diseño e infraestructura.
- Ing. Luis Fernando Hoyos: Consultor.

- Los comisionados de los municipios
- Y los estudiantes practicantes de la Universidad Popular del Cesar.

3.8 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN PRIMARIA

Realizado en dos fases mediante visitas a campo:

- En la primera de ellas se visitaron dos municipios que según la información secundaria recolectada se encontraban clasificados en los niveles Medio y Medio alto de complejidad. El objetivo de esta salida no solo fue recopilar información; sino también validar los formatos de captura de información previamente elaborados y establecer los procedimientos que se deberían seguir en los demás municipios. Los municipios visitados fueron La Gloria y Pailitas, durante los días del 22 al 26 de Junio de 2004.
- Después de validar procedimientos y formatos, conocer el medio en que se desarrolla el proyecto, ordenar en oficina la información recolectada y plantear alternativas de solución para las situaciones a encontrar; se procedió a realizar una segunda salida, en la cual se visitaron los municipios de Astrea, Chimichagua, Chiriguaná y Curuman; durante los días del 6 al 17 de Julio de 2004.

Cada municipio fue visitado por una serie de comisiones encargadas de extraer la mayor cantidad de información posible. Estas comisiones fueron:

- Comisión de topografía: Conformada por topógrafo, cadenero y encargado de la manipulación del GPS. A tal comisión se le encomendó referenciar en planta y perfil no solo detalles urbanos; sino

también detalles de cada sistema (plantas de tratamiento de agua potable, pozos de inspección, plantas de tratamiento de agua residual – lagunas, plantas de beneficio de ganado y rellenos sanitarios).

- Comisión de alcantarillado: Encargada de registrar las características de pozos de inspección, colectores, pozos húmedos y sistemas de tratamiento de agua residual (lagunas).
- Comisión de saneamiento: Encargada de visitar plantas de beneficio de ganado y rellenos sanitarios.
- Comisión de acueducto: Subdividida a su vez en dos. La primera de ellas, la comisión de aforos y medición de presión encargada de determinar la cantidad de agua captada, tratada y entregada a la población para su consumo. La segunda, la comisión de infraestructura del sistema de agua potable, encargada de visitar las plantas de potabilización y verificar la información registrada en los planos de las redes de distribución.

3.8.1 Procedimiento de captura de información. Después de arribar a cada uno de los municipios y realizar la presentación formal de los alcances del proyecto y necesidades del mismo a la autoridad competente, se visitaron las instalaciones de las plantas de tratamiento en los municipios que contaban con estas (La Gloria, Pailitas y Curumaní).

Fotografía 1. PTAP del municipio de La Gloria.



Fotografía 2. PTAP del municipio de Pailitas.



Fotografía 3. PTAP del municipio de Curumaní.



Determinado el estado, configuración y funcionamiento de los componentes de las plantas se procedió a visitar los tanques de almacenamiento de agua potable.

Los tanques encontrados fueron de dos tipos: semienterrados y elevados. Todo tanque fue dimensionado y examinado para determinar la presencia de fugas, mediante pruebas de estanqueidad.

A continuación se presentan ejemplos de los tanques encontrados.

Fotografía 4. Tanque semienterrado de concreto. Municipio de Curumaní

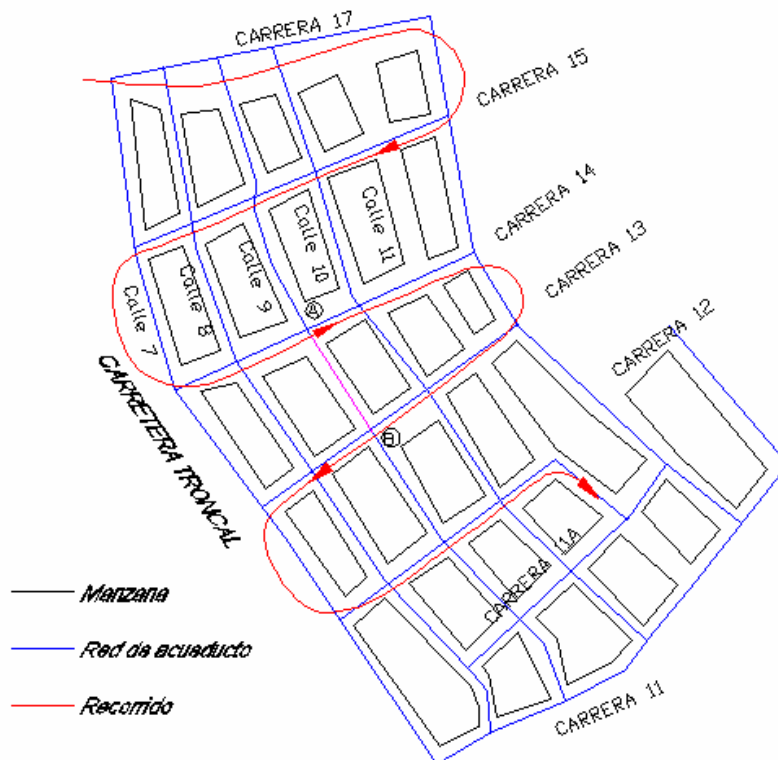


Fotografía 5. Tanques elevados de concreto y metal. Municipio de Chiriguana.



Dentro de la información recopilada por los ingenieros Serenel Toloza y Jorge Basto, se encontraban los planos de las redes de acueducto de los municipios. Tal información debió ser corroborada recorriendo la red en compañía del fontanero con mayor experiencia, pues los planos en algunos casos tenían más de 10 años de elaboración.

Figura 1. Recorrido de una red de acueducto.



En cada esquina se le realizaban al fontanero las siguientes preguntas:

- ¿De qué diámetro y material es la tubería que existe en la calle del frente?

- ¿De qué diámetro y material es la tubería existe en la calle de la derecha?
- ¿De qué diámetro y material es la tubería existe en la calle de la izquierda?
- ¿De qué diámetro y material es la tubería existe en la calle de atrás?
- ¿Cómo se encuentran unidas las tuberías en esta esquina (mediante cruz, tees, codos).
- ¿En que lado de la calle se ubica la tubería?
- ¿El material de la rasante es (concreto, asfalto, tierra, etc...)?

Cabe anotar que la información de un tramo generalmente se recogía dos veces. Obsérvese la esquina de la calle 9 con carrera 14 (punto A) de la figura 1. Siguiendo el recorrido planteado las características de la tubería ubicada a la derecha de tal punto, se vuelven a registrar en la esquina de la calle 9 con carrera 13 (punto B) en la tubería de la derecha.

Con una serie de procedimientos y formatos validados se procedió a visitar los municipios de Astrea, Chimichagua, Chiriguaná y Curumaní.

Después de cada salida a campo, se procedió a ordenar la información recopilada (fotografías, diagramas y formatos de captura); para facilitar su manipulación.

4. DIAGNÓSTICO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO

Según la Real Academia de la Lengua Española, diagnosticar es el arte o acto de conocer la naturaleza de un problema mediante la observación de sus síntomas y signos. Con el objeto de realizar tal acción, se establecieron inicialmente una serie de condiciones admisibles de operación, que comparadas con las condiciones vigentes del servicio, ilustraron la situación actual y los requerimientos necesarios del sistema de agua potable de la población.

A continuación se presentan los rasgos generales de cada sistema de acueducto.

4.1 ASTREA

4.1.1 Nivel de complejidad. Los requisitos básicos de este proyecto se enmarcan en la normatividad colombiana para el tema, es así como en la resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico “Se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS”. Las prácticas, requisitos y procedimientos contenidos o mencionados tienen carácter obligatorio en todo el territorio de la República de Colombia.

Uno de los pasos allí establecidos, es asignar el nivel de complejidad del proyecto, (RAS A.3); el cual es función del número de habitantes en la zona urbana proyectada al periodo de diseño, incluyendo población flotante y la capacidad económica de la población.

Nivel de complejidad por población: La población proyectada al año 2024 para el casco urbano del municipio de Astrea, incluyendo población flotante es de 8,050 habitantes (véase la tabla 9), por lo cual el nivel de complejidad asignado es MEDIO (de 2,501 a 12,500 habitantes).

Nivel de complejidad por capacidad económica de la población: de acuerdo con la información recolectada en cuanto a necesidades básicas insatisfechas, desempleo y desarrollo municipal, se estima que un alto porcentaje de las cabezas de familia, perciben ingresos mensuales inferiores o iguales a un salario mínimo mensual vigente. Solo quienes se dedican al comercio como propietarios, transportadores o empleados devengan ingresos superiores al salario mínimo. El resto de la población se dedica a labores del campo o actividades informales. Por lo tanto se asigna un nivel de complejidad BAJO.

Nivel de complejidad definitivo: Según el RAS “El nivel de complejidad del sistema adoptado debe ser el que resulte mayor entre la clasificación obtenida por la población urbana y la capacidad económica”. Por lo tanto el nivel de complejidad del sistema es MEDIO.

4.1.2 Dotación

4.1.2.1 Dotación actual

4.1.2.1.1 Dotación neta. La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Consumo domestico

Dadas las condiciones climatológicas de la región, las costumbres de la población, las dotaciones sugeridas por el libro “Diseño de acueductos y alcantarillados de Luis Felipe Silva Garavito”, (tabla 1) y las frecuencias de uso de agua; es decir los resultados obtenidos del análisis del catastro de usuarios; las dotaciones estimadas se presentan en la tabla 2.

Tabla 1. Consumos domésticos

Descripción	Dotación
Bebida, cocina y lavado de platos	20 – 30 L/hab/día
Aseo personal (ducha)	20 – 75 L/hab/día
Lavado de ropa	10 – 15 L/hab/día
Inodoro (por descarga)	15 – 20 L/hab/día
Lavado de pisos	1.5 L/m ²
Riego de jardines	1.5 L/m ²
Lavado de automóvil (cada vez)	250 – 350 L

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados. Luis Felipe Silva G.

Tabla 2. Consumos domésticos estimados para el municipio de Astrea

	Dotación recomendada	Frecuencia diaria	Dotación calculada
Consumo domestico	L/hab/día		L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	20.00	1.00	20.00
Aseo personal	20.00	1.62	32.34
Lavado de ropas	10.00	0.35	3.55
Eliminación de excretas	15.00	1.00	15.00
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20.00	0.35	7.07

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

Las dotaciones adoptadas corresponden al límite inferior propuesto por Silva. Dicho razonamiento se basa en la deficiencia y discontinuidad del servicio actualmente prestado por el sistema de acueducto; lo cual limita los requerimientos de agua de la población.

El consumo doméstico así calculado es:

$$\text{Consumo doméstico} = 20 + 32.34 + 3.55 + 15 + 7.07 = 77.96 \text{ L/hab/día}$$

Otros consumos

Puesto que el consumo de uso residencial es superior al 90% del consumo total (92.5% según datos del catastro de usuarios), el cálculo de la demanda de agua por otros consumos se realizó únicamente a partir de la dotación neta residencial, sumándole a esta un pequeño porcentaje que tiene en cuenta los otros usos agrupados (comercial, industrial, institucional, rural, escolar y fines públicos. RAS B.2.4.3). Asumiendo el 5% del consumo medio diario doméstico, se tiene:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 77.96 \text{ L/hab/día} = 3.9 \text{ L/hab/día}$$

Dotación neta = consumo domestico + otros consumos

$$= 77.96 \text{ L/hab/día} + 3.9 \text{ L/hab/día}$$

$$= 81.86 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

4.1.2.1.2 Dotación Bruta. Calculada mediante la expresión:

$$d_b = \frac{V}{P}$$

Donde:

d_b = Dotación bruta u oferta de agua.

V = Volumen de agua producido por el sistema de acueducto al día.
Para este caso el producto del caudal aforado en el tanque elevado (8.73 Lps) y el tiempo de bombeo diario.

P = Población con servicio de acueducto. Producto de la población existente en el municipio (7,147 habitantes) y el nivel de cobertura del servicio de acueducto (86.15%).

Así:

$$d_b = \frac{8.73 \frac{L}{s} * 19h * \frac{3600s}{1h}}{7,147hab * 0.8615}$$

$$d_b = 96.98 \text{ L / hab / día}$$

4.1.2.1.3 Pérdidas técnicas. “Las pérdidas técnicas corresponden a la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de la(s) planta(s) potabilizadora(s) y el volumen entregado a la población medido en las acometidas domiciliarias del municipio” (RAS B.2.5.4). Calculadas mediante la expresión:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{\text{Volumen de agua producida} - \text{Volumen de agua entregada}}{\text{Volumen de agua producida}}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{(d_{bruta} * \text{poblacion con agua}) - (d_{neta} * \text{poblacion con agua})}{(d_{bruta} * \text{poblacion con agua})}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{d_{bruta} - d_{neta}}{d_{bruta}}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{96.98 - 81.86}{96.98}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 15.59$$

Acueductos que realizan enormes inversiones para controlar las Pérdidas técnicas, poseen valores superiores al 20%. Es imposible que un municipio con las limitaciones que posee Astrea (sectorización y deficiencia del servicio) pueda llegar a tener un porcentaje tan bajo de pérdidas. Las Pérdidas calculadas deberían ser superiores a dicho valor. Si se disminuye la dotación neta, se aumenta el valor de las Pérdidas técnicas; escenario lógico

que conlleva a sugerir que los valores mínimos planteados por Silva, corresponden a las exigencias de un servicio normal.

El promedio de pérdidas técnicas de los municipios Chimichagua, Chiriguana, Curumaní, La Gloria y Pailitas es de 51.94%. Se asumió para el municipio de Astrea un porcentaje de Pérdidas técnicas igual al 50%.

4.1.2.2 Dotación sugerida.

4.1.2.2.1 Dotación neta. La dotación neta calculada anteriormente (81.86 L/hab/día) es menor que la dotación sugerida por el RAS (120 L/hab/día, ver tabla 4).

Dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, la demanda de agua no puede desarrollarse de acuerdo con el requerimiento de la población, pero una vez normalizado el servicio las dotaciones aumentarán, razón por la cual se proponen las dotaciones de la tabla 3.

Tabla 3. Consumos domésticos estimados para el municipio de Astrea

Consumo domestico	Dotación recomendada L/hab/día	Frecuencia diaria	Dotación calculada L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	30	1.00	30
Aseo personal	50	1.62	81
Lavado de ropas	15	0.35	5.25
Eliminación de excretas	20	1.00	20
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.35	7

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 30 + 81 + 5.25 + 20 + 7 = 143.25 \text{ L/hab/día}$$

A partir de la dotación neta estimada anteriormente y dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, el lavado de ropas posiblemente no puede ser desarrollado de acuerdo con los requerimientos, pero una vez normalizado debe anexarse el saldo teórico previsto por este concepto (Obsérvese la tabla 3).

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 143.25 + (15 - 5.25) = 153 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Otros consumos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 153 \text{ L/hab/día} = 7.65 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned} \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\ &= 153 \text{ L/hab/día} + 7.65 \text{ L/hab/día} \\ &= 160.65 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

Se adoptará para efecto de cálculo 160 litros/hab/día.

4.1.2.2.2 Dotación bruta

La dotación bruta se determinó con base en los requerimientos de agua de la población y las Pérdidas técnicas adoptadas; mediante la siguiente expresión:

$$dBruta = \frac{dneta}{1 - \% p} \text{ (RAS B.2.6)}$$

$dBruta$ = Dotación bruta (L/hab/día)

$dneta$ = Dotación neta (L/hab/día)

$\%p$ = Porcentaje de Pérdidas técnicas

Por lo tanto:

$$dBruta_{2004} = \frac{160}{1 - 0.5}$$

$$dBruta_{2004} = 320 \text{ L/hab/día}$$

4.1.2.3 Dotaciones según el RAS. De acuerdo con el RAS 2000, la dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema y sus valores mínimos y máximos se establecen de acuerdo con la tabla 4.

Tabla 4. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab/día)	Dotación neta máxima (l/hab/día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	-
Alto	150	-

Fuente: RAS-2000

A las dotaciones sugeridas por el RAS 2000 (120 L/hab/día y 175 L/hab/día) se les adicionó un 5% por consumos comerciales y un 15% por efectos del clima para un total de 20%, resultado que se muestra en la columna 2 de la Tabla 5. Finalmente se asumió el máximo porcentaje de Pérdidas técnicas permitidas por el RAS (30%), datos que se visualizan en la columna 3 de la misma tabla.

Tabla 5. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Astrea.

Dotaciones	RAS. Tabla B.2.2 (1)	Dotación neta (2)=1.20*(1)	Dotación bruta (3)=(2)/0.70
	L/hab/día	L/hab/día	L/hab/día
Mínima	120	144	205.71
Media	147.5	177	252.86
Máxima	175	210	300

A continuación se resumen las dotaciones previamente calculadas

Tabla 6. Resumen de las dotaciones calculadas.

Dotación		Neta (L/hab/día)	Bruta (L/hab/día)
Actual		81.86	96.98
Sugerida		160	320
RAS	Mínima	144	205.71
	Media	177	252.86
	Máxima	210	300
Adoptada		160	320

La dotación suministrada en la actualidad, es insuficiente para cubrir las necesidades básicas de la población, siendo evidente que esta requiere más agua para desarrollar sus actividades normalmente; razón por la cual se adoptaron las dotaciones presentadas en la tabla 6.

4.1.3 Demanda. Corresponde al caudal calculado para la población proyectada con sus ajustes, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Esta demanda se expresa en términos de caudal medio diario, caudal máximo diario y caudal máximo horario.

4.1.3.1 Caudal medio diario. El caudal medio diario se calcula en función de la población proyectada, la dotación bruta y el nivel de cobertura.

Como se esta realizando el diagnostico del sistema de acueducto, se compararon las condiciones actuales, contra las condiciones que el sistema debería poseer, es decir: porcentaje de Pérdidas técnicas del 30% y una cobertura del 100%.

Así:

$$Q_{md} = \left(\frac{P * d_{bruta}}{86,400} \right) * NC \quad (\text{RAS B.2.7.1})$$

Donde:

P = Población proyectada (hab)

dbruta = Dotación bruta (l/hab/día). Calculada en función de la dotación neta (160 L/hab/día)

NC = Nivel de cobertura (Referente al alcance espacial del servicio. (Adimensional).

Qmd = Caudal medio diario (Lps)

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 9.

4.1.3.2 Caudal máximo diario. El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente expresión:

$$QMD = Qmd * K1 \quad (\text{RAS B.2.7.2})$$

Donde:

QMD = Caudal máximo diario (Lps)

Qmd = Caudal medio diario (Lps)

K1 = Coeficiente de consumo máximo diario (adimensional)

El valor de K1 se encuentra regulado por el RAS-2000 como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7. Coeficiente de consumo máximo diario k1

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario K1
Bajo	1.3
Medio	1.3
Medio Alto	1.2
Alto	1.2

Fuente: RAS 2000

De acuerdo con el nivel de complejidad del sistema y siguiendo los lineamientos del RAS, K1 es igual a 1.3

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 9.

4.1.3.3 Caudal máximo horario. El caudal máximo horario se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario (K2). (RAS B.2.7.3)

Este valor se halla regulado por el RAS-2000 como se muestra en la tabla 8.

Tabla 8. Coeficiente de consumo máximo horario K2 según el tipo de red

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1.6	-	-
Medio	1.6	1.5	-
Medio Alto	1.5	1.45	1.4
Alto	1.5	1.45	1.4

Fuente: RAS-2000

Según el nivel de complejidad del municipio y considerando que la diferencia entre la red secundaria y la red menor de distribución no es substancial; se adoptó 1.55 como valor promedio del coeficiente K2.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 9.

Tabla 9. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo.

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,004	7,147	30	229	100	18.91	24.58	38.10
2,005	7,190	30	229	100	19.02	24.73	38.33
2,006	7,233	30	229	100	19.13	24.87	38.55
2,007	7,276	30	229	100	19.25	25.02	38.78
2,008	7,319	30	229	100	19.36	25.17	39.02
2,009	7,363	30	229	100	19.48	25.32	39.25
2,010	7,407	30	229	100	19.59	25.47	39.48
2,011	7,451	30	229	100	19.71	25.62	39.72
2,012	7,495	30	229	100	19.83	25.78	39.96
2,013	7,540	30	229	100	19.95	25.93	40.19
2,014	7,585	30	229	100	20.07	26.09	40.43
2,015	7,630	30	229	100	20.19	26.24	40.68
2,016	7,676	30	229	100	20.31	26.40	40.92
2,017	7,722	30	229	100	20.43	26.56	41.16
2,018	7,768	30	229	100	20.55	26.71	41.41
2,019	7,814	30	229	100	20.67	26.87	41.65
2,020	7,861	30	229	100	20.80	27.03	41.90
2,021	7,908	30	229	100	20.92	27.20	42.15

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,022	7,955	30	229	100	21.04	27.36	42.40
2,023	8,002	30	229	100	21.17	27.52	42.66
2,024	8,050	30	229	100	21.30	27.69	42.91
2,025	8,098	30	229	100	21.42	27.85	43.17
2,026	8,146	30	229	100	21.55	28.02	43.43
2,027	8,195	30	229	100	21.68	28.18	43.69
2,028	8,244	30	229	100	21.81	28.35	43.95
2,029	8,293	30	229	100	21.94	28.52	44.21
2,030	8,343	30	229	100	22.07	28.69	44.47
2,031	8,392	30	229	100	22.20	28.86	44.74
2,032	8,443	30	229	100	22.33	29.04	45.00
2,033	8,493	30	229	100	22.47	29.21	45.27
2,034	8,544	30	229	100	22.60	29.38	45.54

4.1.4 Descripción del sistema de acueducto. El sistema de acueducto que abastece al Municipio de Astrea conduce agua por bombeo de un pozo subterráneo ubicado a las afueras del municipio, hasta un tanque de almacenamiento elevado y de allí por gravedad se reparte el recurso hacia el casco urbano.

Los componentes actuales del sistema de acueducto son los siguientes:

Pozo subterráneo.

Sistema de bombeo.

Aducción.

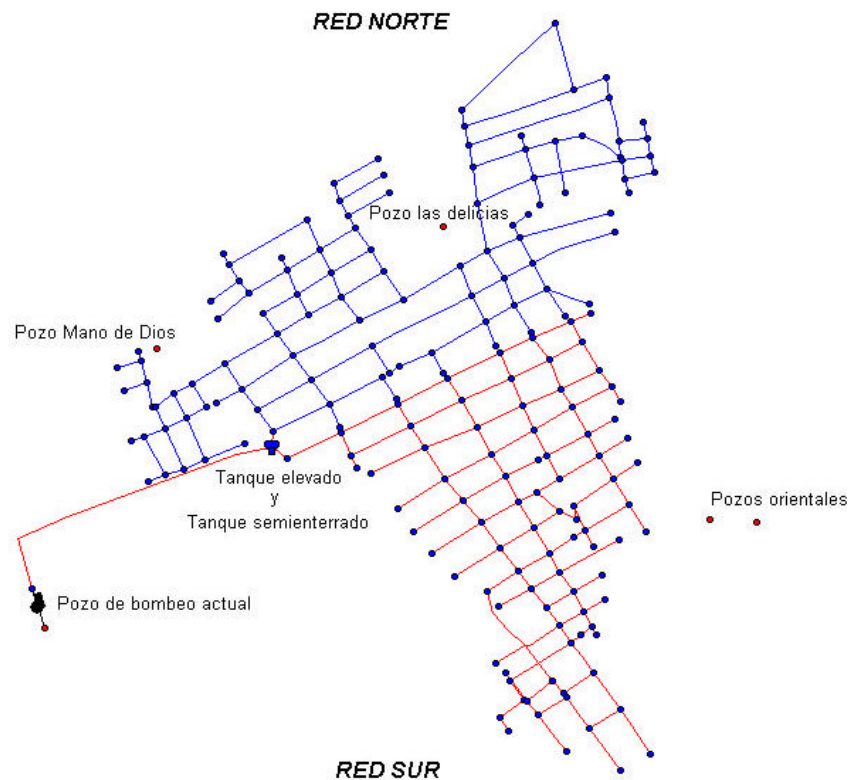
Tanques de almacenamiento (2).

Red de distribución.

El sistema no posee Planta de Potabilización.

En la figura 2 se muestra un esquema del sistema de acueducto existente en el casco urbano.

Figura 2. Sistema de acueducto del municipio de Astrea.



4.1.5 fuente de abastecimiento. El acueducto de Astrea ha empleado siempre las aguas subterráneas, para proveer el recurso a sus habitantes. Son varios los pozos perforados que han prestado el servicio en diferentes periodos de tiempo, ubicados en distintos sectores del casco urbano. Se han

empleado hasta que su capacidad de producción se considera insuficiente o su deterioro impide su uso.

El sistema actualmente se alimenta de un solo pozo (pozo El Piñón), ubicado al oeste del municipio; vía Guamal – Magdalena. Según información suministrada por el operador este fue construido en el año 2002.

Fotografía 6. Pozo El Piñón.



De acuerdo con las características hidráulicas y estructurales, la fuente se puede clasificar como acuífero²; ya que está absolutamente aislado en el subsuelo, es decir rodeado de material impermeable. El acuífero de Astrea es de poca porosidad; posee Areniscas – Arcillosas. Además tiene poca capacidad de almacenamiento por unidad de volumen.

El pozo tiene una profundidad cercana a los 100 metros, con una bomba instalada a 70 metros de profundidad la cual trabaja durante 19 horas (de 5 de la mañana a 12 de la noche), si el fluido eléctrico lo permite. No se obtuvo

² Formulación, promoción y venta de esquemas de vinculación de operadores especializados a la prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado en tres regionales del país. Parte I - plan de obras e inversiones municipio de Astrea. Sedic S.A. Ingenieros consultores. Febrero de 2001

información acerca de la capacidad del pozo ni del equipo de bombeo actualmente instalado.

La bomba suministra un caudal de 16.63 Lps (1,436 m³/día) determinado mediante aforo realizado en la superficie del pozo. El caudal efectivo suministrado es de 8.73 Lps (754.27 m³/día), correspondiente al aforo realizado a la entrada del tanque elevado.

En el evento de instalar una planta de tratamiento cercana al pozo actualmente en servicio, la producción del pozo mejora sustancialmente, hasta la capacidad detectada en la boca de este, es decir aproximadamente 15 Lps, lo cual permitiría incrementar el volumen de bombeo diario hasta los niveles máximos permisibles por la capacidad del pozo. De esta manera se lograría optimizar la explotación del mismo.

De acuerdo con el RAS-2000 (B.5.4) para el nivel medio de complejidad, el periodo de diseño de pozos subterráneos es de 15 años y la capacidad de la estructura de toma debe ser igual al caudal máximo diario si se cuenta con almacenamiento. En el caso de no tener almacenamiento, la capacidad de la obra debe ser igual al caudal máximo horario (QMH).

Para la situación actual, estos valores son:

Caudal máximo diario = 24.58 Lps

Para el año de diseño (2,019), se tendrá:

Caudal máximo diario = 26.87 Lps

Con base en lo anterior los déficit de suministro de la fuente de abastecimiento son:

$$Deficit_{2004} = 24.58 - 16.63 Lps$$

$$Deficit_{2004} = 7.95 Lps$$

$$Deficit_{2019} = 26.87 - 16.63 Lps$$

$$Deficit_{2019} = 10.24 Lps$$

Por otra parte el RAS, establece que el sistema debe contar como mínimo con dos pozos más un pozo de redundancia. Estos deben tener una capacidad sumada igual al caudal de diseño. El pozo de redundancia debe tener una capacidad igual a la de los demás. Con base en lo anterior se deben explorar dos pozos adicionales, cada uno con capacidad de 14 Lps; en el evento de que el pozo que actualmente se encuentra en operación salga de funcionamiento.

A lo largo del tiempo se han construido una serie de pozos los cuales en pro de ubicar posibles fuentes de abastecimiento se listan a continuación:

Pozo ubicado en el barrio Mano de Dios

Fotografía 7. Pozo Mano de Dios.



Este pozo poseía una bomba ubicada a 66m de de profundidad. La producción del pozo era de 8 Lps. Se operaba durante 20 horas. Tras labores de mantenimiento se retiro la bomba y al momento de volver a instalarla, solo fue posible hacerla descender hasta una profundidad de 30m; razón por la cual se presume el derrumbe del pozo.

Pozo ubicado en el barrio Las Delicias

Fotografía 8. Pozo Las Delicias.



Construido por la gobernación del Cesar mediante contrato N 171 de 2003.
No funciona por falta de fluido eléctrico.

Pozos orientales

Fotografía 9. Pozos Orientales.



Dos pozos, de los cuales no se tiene información acerca del su funcionamiento y salida de uso.

4.1.6 aducción. “Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión, desde la captación hasta la planta de tratamiento”. (RAS B.1.2 y B.6.1)

Actualmente el pozo abastece directamente la red de distribución, sin que el agua reciba algún tipo de tratamiento. El presente estudio considera como aducción el tramo de 870 m en tubería PVC de 4”, comprendido entre el pozo y la red.

4.1.6.1 Capacidad de la línea de aducción

Longitud = 870 m

Cota de superficie del pozo = 87.58 m

Cota de llegada = 97.13 m

Pendiente = 1.09E-2

Ø = 4” = 0.1016 m

C=150

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{H}{L} = \frac{10.67}{f^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85}$$

$$J = \frac{(97.13 - 87.58)}{870} = \frac{10.67}{0.1016^{4.87}} * \left(\frac{Q}{150} \right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$$Q = 8.84 \text{ Lps}$$

Y la velocidad:

$$V = \frac{Q}{\left(\frac{p * f^2}{4}\right)}$$

$$V = \frac{8.84E-3}{\left(\frac{p * 0.1016^2}{4}\right)} = 1.09 \text{ m/s} . \text{ La cual se encuentra entre } 0.6 \text{ m/s y } 6 \text{ m/s}.$$

El período de diseño de las aducciones o conducciones es función del nivel de complejidad del sistema y se encuentra establecido en la tabla B.6.1 del RAS 2000. Así el periodo de diseño de la línea de aducción es de 20 años. Es decir el año de diseño será el 2,024.

Para los niveles medio alto y alto de complejidad, la aducción debe diseñarse con el caudal máximo diario (QMD) más las pérdidas en la aducción y las necesidades en la planta de tratamiento, siempre y cuando exista almacenamiento.

$$\begin{aligned} Q \text{ diseño} &= \text{QMD}_{2,024} \\ &= 27.69 \text{ Lps} \end{aligned}$$

$$\text{Deficit} = 27.69 - 8.84 \text{ Lps}$$

$$\text{Deficit}_{2024} = 18.85 \text{ Lps}$$

La velocidad mínima en las tuberías de aducción o conducción recomendada por el RAS (numeral B.6.4.8.3) es de 0.60 m/s, aunque este valor depende de las características de auto limpieza, de la calidad del agua y de la magnitud de los fenómenos hidráulicos que ocurren en la tubería.

La velocidad máxima en las tuberías de aducción o conducción recomendada por el RAS (numeral B.6.4.8.4) es de 6 m/s.

4.1.7 planta de tratamiento. El sistema de acueducto del municipio de Astrea no cuenta con una planta de tratamiento de agua potable. La población consume el agua directamente del pozo profundo.

4.1.7.1 Características del agua cruda. Las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua del pozo “El Piñón” se pueden observar en la tabla 61 (Anexo A).

4.1.7.2 Capacidad de diseño de la planta. El Ras establece que: “El caudal de diseño de la planta de tratamiento debe ser el caudal máximo diario cuando se cuente con almacenamiento, o en su defecto el caudal máximo horario, los cuales deben establecerse según los literales B.2.7.2 y B.2.7.3 respectivamente.”

Con base en lo anterior, el caudal de diseño de la planta de tratamiento de agua potable debe ser de 27.69 Lps, aproximando 28 Lps.

Fotografía 10. Posible ubicación de la planta de potabilización del municipio de Astrea.



Aprovechando la infraestructura existente, (tanque elevado, caseta de cloración, tanque semienterrado); el sitio más indicado para ubicar la planta de tratamiento de agua potable es el predio ubicado en la Cll 7 con Cr 7 por albergar tales instalaciones. Dicho predio posee la ventaja de encontrarse aproximadamente en la mitad del municipio (Véase la fotografía 10).

4.1.8 sistema de bombeo. El sistema de acueducto actualmente es alimentado por una bomba, ubicada a 70m de profundidad y a 870m del tanque elevado. Este último tiene una altura desde el piso hasta la entrada de agua de 34.3m. El caudal aforado en la superficie del pozo fue de 16.63 Lps y en el tanque de almacenamiento de 8.73 Lps. Con esta información se procede a continuación a determinar la potencia de la bomba.

$$P = \frac{g * Q * Hdt}{76 * e}$$

P = Potencia de la bomba. [Hp]

g = Peso específico del fluido. [Kg/m³]

Q = Caudal. [m³/s]

Hdt = Altura dinámica total. [m]

e = Eficiencia de la bomba. (Entre 0 y 1)

Caso 1: Calculo de la potencia de la bomba con base en el caudal en la superficie del pozo

$$P = \frac{1000 * 16.63E - 3 * 70}{76 * 0.75}$$

$$P = 20.42 \text{ Hp}$$

Caso 2: Calculo de la potencia de la bomba con base en el caudal en el tanque

Cálculo de la altura dinámica total:

Los 870m horizontales en tubería PVC de 4" inducen una pérdida de carga de:

$$H_f = \frac{10.67}{f^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85} * L \quad (\text{Ecuación de Hazen Williams})$$

H_f = Perdida de carga.[m]

f = Diámetro. [m]

Q = Caudal. [m³/s]

C = Coeficiente de Hazen Williams

L =Longitud de la tubería. [m]

$$H_f = \frac{10.67}{\left(\frac{4 * 2.54}{100} \right)^{4.87}} * \left(\frac{16.63E-3}{150} \right)^{1.85} * 870$$

$$H_f = 30.69 \text{ m}$$

$$H_{dt} = 70 + 30.69 + 34.3$$

$$H_{dt} = 134.99 \text{ m}$$

La potencia es:

$$P = \frac{1000 * 8.73E-3 * 134.99}{76 * 0.75}$$

$$P = 20.67 \text{ Hp}$$

Como puede verse la potencia calculada de la bomba por ambos procedimientos, es cercana a los 20 Hp.

La futura existencia de una planta de potabilización implica la construcción de una estación de bombeo para transportar el agua de la planta (tanque semienterrado) al tanque elevado.

4.1.9 Conducción. Por conducción se conoce el tramo que conduce agua potable desde la planta de tratamiento hasta tanques de almacenamiento.

Actualmente el municipio no cuenta con planta de tratamiento de agua potable, razón por la cual no existe dicha línea de transporte de agua.

4.1.10 Almacenamiento. Astrea cuenta con dos tanques de almacenamiento.

Un tanque elevado de concreto reforzado construido según modelo Insfopal, con capacidad de 199.38m³ y altura de 29.56m hasta el fondo del tanque, cuya función específica es almacenar agua y distribuirla, y un tanque semienterrado rectangular con una capacidad de 219.8m³, el cual no se encuentra en operación por presencia de fugas (según información suministrada por los operadores del sistema), conforman el conjunto.

Fotografía 11. Tanque elevado.



Fotografía 12. Tanque semienterrado.



El tanque elevado cuenta con tres válvulas. La tubería que abastece la zona norte cuenta con una válvula de purga ($\text{Ø } 4''$) y otra de compuerta ($\text{Ø } 8''$). La que abastece la zona sur, sólo cuenta con una válvula de compuerta ($\text{Ø } 6''$). El caudal de entrada al tanque elevado es de 8.73 Litros por segundo (promedio de los aforos realizados, excluyendo el efectuado con recipiente de 60 litros, por distorsionar las mediciones).

De acuerdo con la prueba de estanqueidad realizada el tanque elevado no presenta fugas.

4.1.10.1 evaluación de la capacidad de almacenamiento. Para evaluar la capacidad de almacenamiento se siguen las consideraciones establecidas por el RAS:

Periodo de diseño

Este depende del nivel de complejidad del sistema, según lo establecido en la tabla B.9.1. Para el nivel de complejidad medio es de 25 años.

Número de tanques

El número mínimo de tanques de compensación es de uno para el nivel de complejidad medio; lo cual se cumple en el Municipio Astrea.

Capacidad de regulación

En el nivel medio de complejidad, 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. (RAS B.9.4.4)

La capacidad de regulación fue calculada para un bombeo de 24 horas; es decir tiempo de inoperancia de la alimentación cero horas.

Capacidad para demanda contra incendio

El volumen destinado a la protección contra incendios, se determinó para una duración de 2 horas (RAS B.9.4.5); mediante la expresión:

$$Q_{in} = \frac{3.86}{60} * \sqrt{\frac{P}{1000}} * \left(1 - 0.01 * \sqrt{\frac{P}{1000}} \right)$$

En donde

Q_{in} = Caudal contra incendio (m3/s)

P = número de habitantes

En la tabla 10 se presenta el cuadro de déficit de volumen, en función de la capacidad teórica de regulación y la capacidad teórica contra incendio, considerando que la capacidad actualmente instalada es de 419.18m3 (suma de los volúmenes antes mencionados).

Tabla 10. Déficit de almacenamiento. Municipio de Astrea

Año	Déficit de almacenamiento (m3)	
	Capacidad de Regulación	Capacidad contra Incendio
2004	572	786
2014	352	821
2024	378	858
2029	402	876

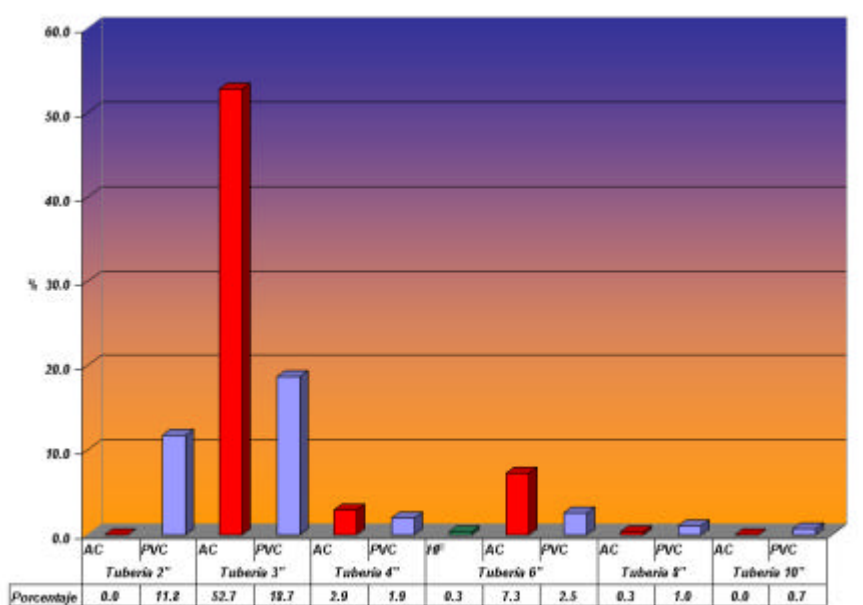
4.1.11 Red de distribución. La red de distribución de agua potable del Municipio Astrea cubre el 86.15% de la población y tienen una longitud de 23,106 m de tubería; de los cuales el 63.1% está conformado por tubería de asbesto – cemento, el 36.5% por tubería de PVC y el 0.3% restante por tubería de HF. Estas tuberías se encuentran en regular estado, principalmente la de A.C.

A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales:

Tabla 11. Inventario de la red de distribución del municipio de Astrea.

	Tubería 2"		Tubería 3"		Tubería 4"		Tubería 6"			Tubería 8"		Tubería 10"	
	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	HF	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC
Longitud (m)	0	2717	12177	4312	668	441	75	1679	586	66	234	0	152
Porcentaje	0.0	11.8	52.7	18.7	2.9	1.9	0.3	7.3	2.5	0.3	1.0	0.0	0.7

Figura 3. Inventario de la red de distribución del municipio de Astrea.



Para el nivel medio de complejidad el RAS en la tabla B.7.5 establece que el diámetro mínimo para la red matriz es de 4' y para la red secundaria 2" (Tabla B.7.6).

De acuerdo con lo anterior y tal como puede verse en la tabla 11, solo el 16.9% de la red de distribución esta conformada por tubería de diámetro superior o igual a 4"; con un 83.10 % restante que constituye la red secundaria. Los diámetros de la red varían de 2" a 10" siendo predominante la tubería de 3" (71.4%). Existen 3 hidrantes de 3" de diámetro tipo tráfico en toda la localidad.

Para la evaluación hidráulica de la red se realizó el siguiente procedimiento:

Se elaboró un catastro de redes, identificando los nodos y los tramos que conforman la red existente.

Se asignaron a los nodos referenciados las cotas y las demandas. Las ultimas calculadas asignando fracciones del caudal máximo horario (QMH) a cada nodo, en función de la magnitud de las tuberías vinculadas a estos. El QMH se cálculo con las condiciones óptimas de servicio: porcentaje de Pérdidas técnicas 30%, dotación bruta 229 L/hab/día, cobertura del servicio 100%, todo esto sin sectorización.

Con ayuda del Software EPANET, se procedió a realizar los cálculos hidráulicos respectivos. El método que emplea EPANET para resolver simultáneamente las ecuaciones de continuidad en los nudos y las ecuaciones de comportamiento hidráulico de las tuberías, para un instante dado, puede clasificarse como un método híbrido de nudos y mallas. Todini y Pilati (1987), y más tarde Salgado (1988) decidieron llamarlo "Método del Gradiente". Métodos similares fueron propuestos anteriormente por Hamam y

Brameller (1971) (el "Método Híbrido") y por Osiadacz (1987) (el "Método de Newton para Nudos y Mallas"). La única diferencia entre estos métodos es la forma en que se actualizan los caudales de línea, después de haber encontrado una nueva solución provisional para las alturas en los nudos. Dado que la aproximación de Todini es la más simple, ésta fue la elegida para desarrollar EPANET.

El cálculo de pérdidas se realizó utilizando la ecuación de Hazen Williams.

4.1.11.1 Simulación de la red para la demanda actual. El sistema de acueducto que abastece al Municipio de Astrea conduce agua por bombeo de un pozo subterráneo ubicado a las afueras del municipio, hasta un tanque de almacenamiento elevado y de allí por gravedad se reparte el recurso hacia el casco urbano.

Mientras se almacena el agua necesaria para abastecer a la población, la red se encuentra vacía. Al entregar el agua, la red comienza a llenarse desde la parte mas alejada del tanque hacia éste y debido a que la población esta acostumbrada al racionamiento, en el momento de recibir el servicio, ésta tiende a extraer instantáneamente el agua, impidiendo que la red alcance los niveles de presión requeridos para un buen servicio.

Para conseguir que la red opere adecuadamente, es necesario que ésta se encuentre presurizada, lo cual implica cierta cantidad de tiempo, el cual no es alcanzado en la situación actual.

Según el libro "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados" de Ricardo Alfredo López Cualla, la velocidad del agua en los tramos de la red debe oscilar entre 0.4m/s y 2.5 m/s. De acuerdo con la simulación (QMH 38.1 Lps) sólo 43 de 257 tramos (el 16.73%) cumplen con esta condición. Lo

anterior es debido a que la red actual cuenta con una serie de tramos que no forman parte de circuitos cerrados y no cuenta con una red matriz (diámetro mayor o igual a 4") bien definida, para alimentar a todo el municipio.

En cuanto a presiones el RAS establece que para el nivel medio de complejidad la presión debe ser superior a 10 m.c.a e inferior a 60 m.c.a. La simulación realizada indicó que todos los nodos cumplen con este requerimiento.

4.1.11.2 Simulación de la red para la demanda futura. De acuerdo con la simulación (QMH 42.91 Lps) sólo 55 de 257 tramos (el 21.4%) cumplen con esta condición.

En cuanto a presión todos los nodos cumplen con la recomendación establecida por el RAS.

4.1.12 conexiones domiciliarias. Este componente alcanza una cobertura del 85.9% lo que se traduce en servicio para 1,319 usuarios de los cuales el 0.3% posee conexión provisional, el 52.9% conexión legal, el 3.9% clandestina, el 18.4% no contabilizada, el 4.7% derivada y el 5.7% independiente.

4.1.13 Micromedición. Componente crítico, puesto que el número de micromedidores instalados (6.7%, 102 usuarios), es muy bajo. Sólo el 0.33% de los usuarios cuenta con micromedidores funcionando.

4.2 CHIMICHAGUA

4.2.1 Nivel de complejidad. Nivel de complejidad por población: La población proyectada al año 2024 para el casco urbano del municipio de Chimichagua, incluyendo población flotante es de 15,593 habitantes (véase la tabla 16), por lo cual el nivel de complejidad asignado es MEDIO ALTO (de 12501 a 60,000 habitantes).

Juan Carlos Corredor³ estimó que la población para el año 2,022 (fin del periodo de diseño de su estudio) sería de 15,814 habitantes, clasificando el sistema en el nivel Medio alto de complejidad.

El presente estudio exhibe un estimativo de población más bajo (aun para el año 2,024) que el calculado por Corredor; pero coincide en la determinación del nivel de complejidad.

Nivel de complejidad por capacidad económica de la población: El presente estudio converge en las apreciaciones realizadas por Corredor en cuanto a necesidades básicas insatisfechas, desempleo y desarrollo municipal, determinando que un alto porcentaje de los cabezas de familia, reciben ingresos mensuales inferiores o iguales a un salario mínimo mensual vigente. Es claro que solo la personas que se dedican al comercio como propietarios, transportadores o empleados devengan ingresos superiores al salario mínimo. El resto de la población se dedica a la pesca, labores del campo o actividades informales. Por lo tanto se asigna un nivel de complejidad BAJO.

Nivel de complejidad definitivo: MEDIO ALTO.

³ CORREDOR, Juan Carlos, Evaluación y Selección del Sistema de Tratamiento de Agua Potable en la Cabecera Municipal de Chimichagua, Municipio Chimichagua, Cesar, 2001.

4.2.2 Dotación

4.2.2.1 Dotación actual

4.2.2.1.1 Dotación neta

Consumo domestico

Corredor en su estudio, presenta una serie de valores de consumo de agua, de acuerdo con los usos que a esta se dan. Es necesario señalar que estos valores no hacen referencia a ningún tipo de consulta realizada a los usuarios (catastro de usuarios) o estadísticas de consumo proporcionadas por la empresa; sino que más bien parten del “posible” consumo de agua de la población. En la tabla 12 se presentan los valores establecidos por Corredor.

Tabla 12. Consumos de agua de la población, según Juan Carlos Corredor

Bebida	35 L/hab/día
Aseo Personal	35 L/hab/día
Lavado de Ropas	30 L/hab/día
Aseo vivienda	20 L/hab/día
Eliminación de excretas	30 L/hab/día
Subtotal dotación neta	150 L/hab/día
Ajuste por clima 20%	30 L/hab/día
Total Dotación Neta	180 L/hab/día
Pérdidas Técnicas	45 L/hab/día
Total dotación bruta	225 L/hab/día
Dotación bruta recomendada	225 L/hab/día

El presente estudio mediante el catastro de usuarios realizado, involucró las frecuencias de usos del agua. Las dotaciones estimadas se presentan en la tabla 13.

Tabla 13. Consumos domésticos estimados para el municipio de Chimichagua

	Dotación recomendada	Frecuencia diaria	Dotación calculada
Consumo domestico	L/hab/día		L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	30	1.00	30
Aseo personal	55	1.71	94.05
Lavado de ropas	15	0.34	5.1
Eliminación de excretas	20	1.00	20
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.20	4

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

El consumo doméstico calculado en el presente estudio es:

$$\text{Consumo doméstico} = 30 + 94.05 + 5.1 + 20 + 4 = 153.15 \text{ L/hab/día}$$

Otros consumos

Puesto que el consumo de uso residencial es superior al 90% del consumo total (95.2% según datos del catastro de usuarios), el cálculo de la demanda de agua por otros consumos se realizó únicamente a partir de la dotación neta residencial, sumándole a esta un pequeño porcentaje que tiene en

cuenta los otros usos agrupados (comercial, industrial, institucional, rural, escolar y fines públicos. RAS B.2.4.3). Asumiendo el 5% del consumo medio diario doméstico, se tiene:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 153.15 \text{ L/hab/día} = 7.65 \text{ L/hab/día}$$

Dotación neta = consumo domestico + otros consumos

$$\begin{aligned} &= 153.15 \text{ L/hab/día} + 7.65 \text{ L/hab/día} \\ &= 160.8 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Según Corredor la dotación neta para el municipio de Chimichagua es de 180 L/hab/día (tabla 12).

4.2.2.1.2 Dotación Bruta. Calculada mediante la expresión:

$$d_b = \frac{V}{P}$$

Donde:

d_b = Dotación bruta u oferta de agua.

V = Volumen de agua producido por el sistema de acueducto al día.
Para este caso el producto de los caudales derivados de los pozos (20 Lps cada pozo) y el tiempo de bombeo diario de los mismos (16 y 19 horas respectivamente).

P = Población con servicio de acueducto. Producto de la población existente en el municipio (10,647 habitantes) y el nivel de cobertura del servicio de acueducto (85.91%).

Así:

$$d_b = \frac{(20) \frac{L}{s} * (16+19) * \frac{3600s}{1h}}{10,647hab * 0.8591}$$

$$d_b = 275.50 \text{ L/hab/día}$$

La dotación bruta calculada por Corredor (225 L/hab/día), no fue deducida tal como lo establece el RAS, pues éste la calculó como 1.25 veces la dotación neta total. Para el estudio de Corredor el valor correcto es 240 L/hab/día.

4.2.2.1.3 Pérdidas técnicas. Calculadas mediante la expresión:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{d_{bruta} - d_{neta}}{d_{bruta}}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{275.5 - 160.8}{275.5}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 41.63$$

4.2.2.2 Dotación sugerida

4.2.2.2.1 Dotación neta. A partir de la dotación neta estimada anteriormente y dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, el lavado de ropas posiblemente no puede ser desarrollado de acuerdo con los requerimientos, pero una vez normalizado debe anexarse el saldo teórico previsto por este concepto (Obsérvese la tabla 13).

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 153.15 + (15 - 5.1) = 163.05 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Otros consumos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente:

Otros consumos = 0.05 * 163.05 L/hab/día = 8.15 L/hab/día

Dotación neta = consumo domestico + otros consumos
= 163.05 L/hab/día + 8.15 L/hab/día
= 171.20 L/hab/día

Se adoptará para efecto de cálculo 170 litros/hab/día.

4.2.2.2 Dotación bruta. La dotación bruta se determinó con base en los requerimientos de la población y las Pérdidas técnicas adoptadas; mediante la siguiente expresión:

$$dBruta = \frac{dneta}{1 - \% p} \text{ (RAS B.2.6)}$$

$dBruta$ = Dotación bruta (L/hab/día)
 $dneta$ = Dotación neta (L/hab/día)
 $\%p$ = Porcentaje de Pérdidas técnicas

Por lo tanto:

$$dBruta_{2004} = \frac{170}{1 - 0.4163}$$

$dBruta_{2004} = 291.24 \text{ L/hab/día}$

$dBruta_{2004} = 290 \text{ L/hab/día}$. Dotación adoptada.

4.2.2.3 Dotaciones según el RAS. A la dotación sugerida por el RAS 2000 (130 L/hab/día. Tabla 4) se le adicionó un 5% por consumos comerciales y un 20% por efectos del clima para un total de 25%, resultado que se muestra

en la columna 2 de la Tabla 14. Finalmente se asumió el máximo porcentaje de Pérdidas técnicas permitidas por el RAS (25%), datos que se visualizan en la columna 3 de la misma tabla.

Tabla 14. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Chimichagua.

Dotaciones	RAS. Tabla B.2.2 (1)	Dotación neta (2)=1.25*(1)	Dotación bruta (3)=(2)/0.75
	L/hab/día	L/hab/día	L/hab/día
Mínima	130.00	162.50	216.67
Media	-	-	-
Máxima	-	-	-

A continuación se resumen las dotaciones previamente calculadas

Tabla 15. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Chimichagua.

Dotación		Neta (L/hab/día)	Bruta (L/hab/día)
Actual		160.8	275.5
Según Corredor		180	225
Sugerida		170	290
RAS	Mínima	162.50	216.67
	Media	-	-
	Máxima	-	-
Adoptada		170	290

Puede verse que la dotación bruta insinuada por el RAS es menor que la dotación actual, la calculada por Corredor y la sugerida; razón por la cual se adoptaron las dotaciones presentadas en la tabla 15.

4.2.3 Demanda

4.2.3.1 Caudal medio diario. Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 16.

4.2.3.2 Caudal máximo diario. Para el cálculo del caudal máximo diario, K1 es igual a 1.2 de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 16.

4.2.3.3 Caudal máximo horario. Según el nivel de complejidad del municipio y considerando que la diferencia entre la red secundaria y la red menor de distribución no es substancial; se adoptó 1.45 como valor promedio del coeficiente K2.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 16.

Tabla 16. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Chimichagua.

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,004	10,647	25	227	100	27.93	33.52	48.60
2,005	10,852	25	227	100	28.47	34.16	49.54
2,006	11,061	25	227	100	29.02	34.82	50.49
2,007	11,274	25	227	100	29.58	35.49	51.46
2,008	11,491	25	227	100	30.15	36.18	52.46

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,009	11,713	25	227	100	30.73	36.87	53.47
2,010	11,938	25	227	100	31.32	37.58	54.50
2,011	12,168	25	227	100	31.92	38.31	55.55
2,012	12,403	25	227	100	32.54	39.05	56.62
2,013	12,641	25	227	100	33.16	39.80	57.71
2,014	12,885	25	227	100	33.80	40.56	58.82
2,015	13,133	25	227	100	34.45	41.35	59.95
2,016	13,386	25	227	100	35.12	42.14	61.11
2,017	13,644	25	227	100	35.79	42.95	62.28
2,018	13,907	25	227	100	36.48	43.78	63.48
2,019	14,175	25	227	100	37.19	44.62	64.70
2,020	14,448	25	227	100	37.90	45.48	65.95
2,021	14,726	25	227	100	38.63	46.36	67.22
2,022	15,010	25	227	100	39.38	47.25	68.52
2,023	15,299	25	227	100	40.14	48.16	69.84
2,024	15,593	25	227	100	40.91	49.09	71.18
2,025	15,894	25	227	100	41.70	50.04	72.55
2,026	16,200	25	227	100	42.50	51.00	73.95
2,027	16,512	25	227	100	43.32	51.98	75.37
2,028	16,830	25	227	100	44.15	52.98	76.83
2,029	17,154	25	227	100	45.00	54.00	78.31
2,030	17,485	25	227	100	45.87	55.04	79.81
2,031	17,821	25	227	100	46.75	56.10	81.35
2,032	18,165	25	227	100	47.65	57.18	82.92
2,033	18,515	25	227	100	48.57	58.29	84.52
2,034	18,871	25	227	100	49.51	59.41	86.14

Con una población al año 2,022 de 15,814 habitantes y una dotación bruta de 225 L/hab/día (valor deducido incorrectamente); los valores de Qmd, QMD, QMH calculados por Corredor se presentan en la tabla TTTT.

Tabla 17. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Estudio de Juan Carlos Corredor.

Año	Tasa	Población	Qmd	QMD	QMH
			(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,001		10,987	28.61	34.33	49.78
2,002	2.5	11,262	28.61	34.33	49.78
2,003	2.43	11,535	29.33	35.19	51.03
2,004	2.35	11,806	30.04	36.05	52.27
2,005	2.28	12,075	30.75	36.9	53.5
2,006	2.2	12,341	31.45	37.73	54.71
2,007	2.13	12,603	32.14	38.57	55.92
2,008	2.05	12,861	32.82	39.38	57.11
2,009	1.98	13,115	33.49	40.19	58.28
2,010	1.9	13,364	34.15	40.98	59.43
2,011	1.83	13,608	34.8	41.76	60.56
2,012	1.75	13,846	35.44	42.53	61.66
2,013	1.68	14,078	36.06	43.27	62.74
2,014	1.6	14,303	36.66	43.99	63.79
2,015	1.53	14,521	37.25	44.7	64.81
2,016	1.45	14,732	37.82	45.38	65.8
2,017	1.38	14,935	38.36	46.04	66.75
2,018	1.3	15,129	38.89	46.67	67.67
2,019	1.23	15,314	39.4	47.28	68.55
2,020	1.15	15,490	39.88	47.86	69.39
2,021	1.08	15,657	40.34	48.41	70.19

Año	Tasa	Población	Qmd	QMD	QMH
			(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,022	1	15,814	40.77	48.93	70.95
2,023	1	15,972	41.18	49.42	71.66
2,024	1	16,132	41.59	49.91	72.37

Los valores calculados por Corredor y el presente estudio difieren en el hecho de que el primero plantea una dotación bruta (225 L/hab/día) y el presente estudio, propone una dotación (227 L/hab/día), calculada para realizar el diagnóstico del sistema; es decir: basada en un porcentaje de Pérdidas técnicas del 25% y una cobertura del 100%

4.2.4 Descripción del sistema de acueducto. El sistema de acueducto que abastece al Municipio de Chimichagua conduce agua por bombeo de dos pozos subterráneos directamente a la red.

Los componentes actuales del sistema de acueducto son los siguientes:

Pozos subterráneos (2).

Sistemas de bombeo (2).

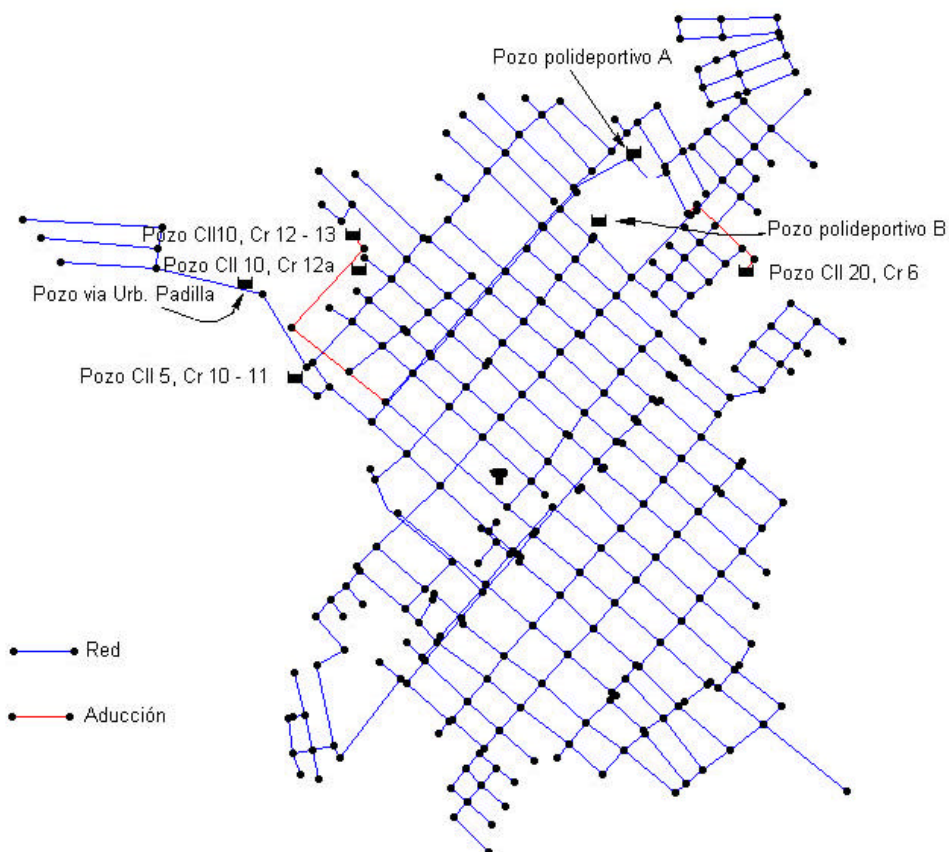
Tanques de almacenamiento (2)

Red de distribución.

El sistema no posee planta de Potabilización.

En la figura 4 se muestra un esquema del sistema de acueducto existente en el casco urbano.

Figura 4. Sistema de acueducto del municipio de Chimichagua.



4.2.5 Fuente de abastecimiento. El acueducto de Chimichagua ha empleado siempre las aguas subterráneas, extraídas de los mantos acuíferos localizados en el perímetro urbano, para proveer el recurso a sus habitantes. Son varios los pozos perforados que han prestado el servicio en diferentes periodos de tiempo, ubicados en distintos sectores del casco urbano. Se han empleado hasta que su capacidad de producción se considera insuficiente o su deterioro impide su uso. En la actualidad el Municipio se abastece de dos pozos.

Pozo ubicado en la calle 10 entre carreras 12ª y 13

Fotografía 13. Pozo ubicado en la calle 10, entre carreras 12ª y 13. Municipio de Chimichagua



Pozo perforado en la administración municipal de Carmelo Rocha entre los años 1993 y 1994.

Información suministrada por los operadores del sistema indica que el pozo trabaja desde la 4:00 a.m. hasta las 11:00 p.m. En el momento de la visita la bomba (de 30 Hp) se encontraba ubicada a 12m de profundidad, impulsando 20 Lps.

Según Corredor las siguientes características del pozo son:

Profundidad de 113 m, con relleno de 5m lo que reduce su profundidad efectiva a 108 m. Construido en tubería PVC de 10" hasta los 80 m de profundidad y en tubería PVC de 8" desde los 80 m hasta los 113 m.

Perforación realizada por la firma "Bombas y pozos del Caribe" de Alfredo Manotas, radicada en Sabana Larga Atlántico.

Anteriormente se extraía agua del pozo mediante una bomba de 30 Hp, ubicada a 15m de profundidad, impulsando 30 Lps, con presión de salida de 40 Psi.

El informe del mantenimiento del pozo, realizado en el año 2001 por el Ingeniero Jorge Villamizar indica que se puede instalar una bomba que impulse 45 Lps siempre y cuando esta se ubique a 50m de profundidad.

Pozo ubicado en la calle 20 con carrera 6

Fotografía 14. Pozo ubicado en la calle 20 con carrera 6. Municipio de Chimichagua.



Según información suministrada por los operadores:

La perforación inicio en septiembre de 2,003 y culmino en Junio de 2,004.

El pozo tiene una profundidad de 86 m, y se encuentra construido en tubería PVC de 8". La bomba tipo lapicero de 40 Hp, se encuentra ubicada a 15m de profundidad e impulsa 20 Lps.

El horario de funcionamiento es desde las 4:00 a.m. hasta las 8:00 p.m.

De acuerdo con el RAS-2000 (B.5.4) para el nivel medio alto de complejidad, el periodo de diseño para pozos subterráneos es de 20 años y la capacidad

de la estructura de toma debe ser igual al caudal máximo diario, si se cuenta con almacenamiento. En el caso de no tener almacenamiento, la capacidad de la obra debe ser igual al caudal máximo horario (QMH).

El sistema de acueducto del municipio de Chimichagua cuenta actualmente con dos tanques de almacenamiento elevados (uno de concreto y otro de metal), que no se encuentran en operación. Razón por la cual la capacidad de los pozos se evalúa contra el caudal máximo horario (QMH).

Así:

QMH 2004 (Convenio UIS-CORPOCESAR)= 48.6 Lps

QMH 2004 (Estudio de Corredor) = 52.27 Lps

Para el año de diseño (2,024), con tanques de almacenamiento instalados, la capacidad de la estructura de toma deberá ser:

QMD 2024 (Convenio UIS-CORPOCESAR)= 49.09 Lps

QMD 2024 (Estudio de Corredor) = 49.91 Lps

Con base en lo anterior los déficit de suministro de la fuente de abastecimiento son:

$$Deficit_{2004UIS - CORPOCESAR} = 48.6 - 40 \text{ Lps} \quad Deficit_{2004UIS - CORPOCESAR} = 8.6 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2004Corredor} = 52.27 - 40 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2004Corredor} = 12.27 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2024UIS - CORPOCESAR} = 49.09 - 40 \text{ Lps} \quad Deficit_{2024UIS - CORPOCESAR} = 9.09 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2024Corredor} = 49.91 - 40 \text{ Lps}$$

*Deficit*_{2024Corredor} = 9.91 Lps

Tabla 18. Déficit de la obra de captación. Municipio de Chimichagua.

Año	Déficit de la obra de captación (Lps)	
	UIS - CORPOCESAR	Juan Carlos Corredor
2004	8.6	12.27
2024	9.09	9.91

Por otra parte el RAS, establece que el sistema debe contar como mínimo con dos pozos de abastecimiento más un pozo de redundancia. Estos deben tener una capacidad sumada igual al caudal de diseño. El pozo de redundancia debe tener una capacidad igual a la de los demás.

Con base en lo anterior se debe explorar un pozo adicional con capacidad de 15 Lps por si uno de los pozos actuales sale de operación.

A lo largo del tiempo se han construido una serie de pozos, los cuales en pro de ubicar posibles fuentes de abastecimiento se listan a continuación.

Pozo localizado a un lado de la vía que conduce desde el pueblo a la urbanización Padilla.

Fotografía 15. Pozo vía urbanización Padilla. Municipio de Chimichagua.



Perforado en la época de construcción del tanque metálico (década de los 50). Según Corredor tiene una profundidad de 70 metros, pero información suministrada por operarios del sistema indica que actualmente tiene una profundidad de 40m y funciona para abastecer una finca.

Pozo ubicado en la calle 5 entre las carreras 10 y 11.

Fotografía 16. Pozo ubicado en la en la calle 5 entre las carreras 10 y 11. Municipio de Chimichagua.



Perforado en la década de los 50 a una profundidad de 60m. Los operadores afirman que salió de operación por el alto contenido de hierro.

Pozo ubicado en la calle 10 con carrera 12ª.

Fotografía 17. Pozo ubicado en la en la calle 10 con carrera 12ª. Municipio de Chimichagua.



Perforación realizada por el Insfopal, de 120 metros de profundidad en tubería HF de 8". Funcionó durante 17 años, produciendo 25 Lps.

Se encuentra a 31 m de uno de los pozos que actualmente funciona.

Pozo A

Fotografía 18. Pozo A, ubicado en el sector conocido como polideportivo. Municipio de Chimichagua.



Ubicado en el sector conocido como polideportivo

Construido en la década de los ochenta, por el Insfopal con tubería PVC de 8" y profundidad de 120 m. Funcionó 40 días aproximadamente.

Pozo B

Fotografía 19. Pozo B, ubicado en el sector conocido como polideportivo. Municipio de Chimichagua.



Perforado en 1996. Nunca ha sido operado.

4.2.6 Aducción. Actualmente los pozos abastecen directamente la red de distribución, sin que el agua reciba algún tipo de tratamiento.

El presente estudio considera como aducción el tramo comprendido entre los pozos y la red.

Tabla 19. Características de las líneas de aducción. Municipio de Chimichagua.

Tramo		Longitud	Diámetro	Material
De	Hasta	(m)	(Pulgadas)	
Pozo ubicado en la calle 10, entre carreras 12ª y 13	Red de distribución	545.28	8"	AC
Pozo ubicado en la calle 20 con carrera 6	Red de distribución	235.58	6"	PVC

4.2.7 Planta de Tratamiento. El sistema de acueducto del municipio Chimichagua no cuenta con Planta de tratamiento de agua potable. La población consume el agua directamente de los pozos profundos.

4.2.7.1 Características del agua cruda. Las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua del Pozo ubicado en la calle 10, entre carreras 12ª y 13 se pueden observar en la tabla 62 (Anexo A).

4.2.7.2 Capacidad de diseño de la Planta. El presente estudio propone la utilización del almacenamiento elevado existente, razón por la cual el caudal de diseño de la planta de tratamiento de agua potable es de 49.09 Lps y según Corredor 49.91 Lps. Se adoptó 50 Lps, cumpliendo con lo establecido por el RAS 2000.

4.2.8 Conducción. Actualmente el municipio no cuenta con planta de tratamiento de agua potable, motivo por el cual no existe dicha línea de transporte de agua.

4.2.9 Almacenamiento. El municipio de Chimichagua cuenta con dos tanques de almacenamiento elevados:

Tanque metálico

Construido en la década de los 50. Cuenta con una capacidad de 101.11 m³. Tiene una altura de 22 m. Utiliza la tubería de alimentación (HF de 6") como tubería de distribución. Actualmente no se encuentra en operación, a pesar de que las condiciones físicas observadas son buenas.

Tanque de concreto

Construido en el año de 1995 como resultado del plan maestro de acueducto y alcantarillado realizado en esa época. Cuenta con una capacidad de 190 m³, 23.5 m de altura y tuberías de alimentación y distribución de hierro fundido de 8". Para alimentar el tanque, en el mismo sector se perforó un pozo subterráneo, el cual no se culminó por causas atribuibles a las condiciones del subsuelo; condiciones que según indica el informe de la interventoría, fueron la razón de la no utilización del tanque.

Fotografía 20. Tanque metálico. Municipio de Chimichagua.



Fotografía 21. Tanque de concreto. Municipio de Chimichagua.



4.2.9.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento. Para evaluar la capacidad de almacenamiento se siguen las consideraciones establecidas por el RAS:

Periodo de diseño

Este depende del nivel de complejidad del sistema, según lo establecido en la tabla B.9.1. Para el nivel de complejidad medio alto es de 30 años.

Número de tanques

El número mínimo de tanques de compensación es de uno para el nivel de complejidad medio alto; lo cual se cumple en el Municipio Chimichagua que posee dos tanques de almacenamiento elevados.

Capacidad de regulación

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.4). La capacidad de regulación fue calculada para un bombeo de 24 horas; es decir tiempo de inoperancia de la alimentación cero horas.

Capacidad para demanda contra incendio

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.5).

En la tabla 20 se presenta el cuadro de déficit de volumen, en función de la capacidad teórica de regulación y la capacidad teórica contra incendio, considerando que la capacidad de almacenamiento actualmente instalada es de 291.11 m³.

Tabla 20. Déficit de almacenamiento. Municipio de Chimichagua

Año	Déficit de almacenamiento (m ³)	
	Capacidad de Regulación	Capacidad contra Incendio
2004	949	1171
2014	901	1312
2024	1123	1466
2034	1420	1634

Corredor en su informe presenta los siguientes valores:

Tabla 21. Volumen de almacenamiento requerido con diferentes tiempos de bombeo, para el año 2,032.

Tiempo de bombeo (horas)	24	18	12	6
Volumen requerido (m ³)	1,557	1,827	2,097	2,367
Déficit (m ³)	1,237	1,507	1,777	2,047

Fuente: “Evaluación y selección del sistema de tratamiento de agua potable en la cabecera municipal de Chimichagua.” Juan Carlos Corredor. 2001

4.2.10 Red de Distribución. La red de distribución de agua potable del Municipio Chimichagua cubre el 85.91% de la población y tienen una longitud de 33,780 m de tubería; de los cuales el 16.2% está conformado por tubería de asbesto – cemento y el 88.3% restante por tubería de PVC.

Para el nivel medio alto de complejidad el RAS en la tabla B.7.5 establece que el diámetro mínimo para la red matriz es de 6" y para la red secundaria 2 1/2" para zona residencial y 4" para zona comercial (Tabla B.7.6).

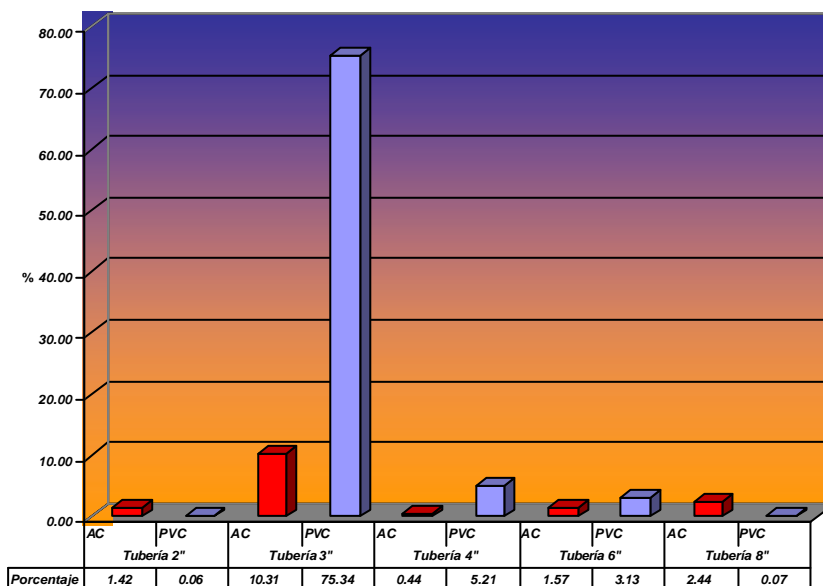
De acuerdo con lo anterior y tal como puede verse en la tabla 22, solo el 7.21% de la red de distribución esta conformada por tubería de diámetro superior o igual a 6"; con un 92.79 % restante que constituye la red secundaria. Los diámetros de la red varían de 3" a 8" siendo predominante la tubería de 3" (85.65%).

A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales:

Tabla 22. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.

	Tubería 2"		Tubería 3"		Tubería 4"		Tubería 6"		Tubería 8"	
	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC
Longitud (m)	479.42	19.27	3,483	25,450	148	1,758	530	1,056	825	25
Porcentaje	1.42	0.06	10.31	75.34	0.44	5.21	1.57	3.13	2.44	0.07

Figura 5. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.



Según Corredor la red de distribución de agua potable del Municipio de Chimichagua cubre el 85.5% de la población y tienen una longitud de 25,103 m de tubería; de los cuales el 30.76% está conformado por tubería de asbesto – cemento y el 69.24% restante por tubería de PVC. Los diámetros de la red varían de 2" a 8" siendo predominante la tubería de 3" (75.1%).

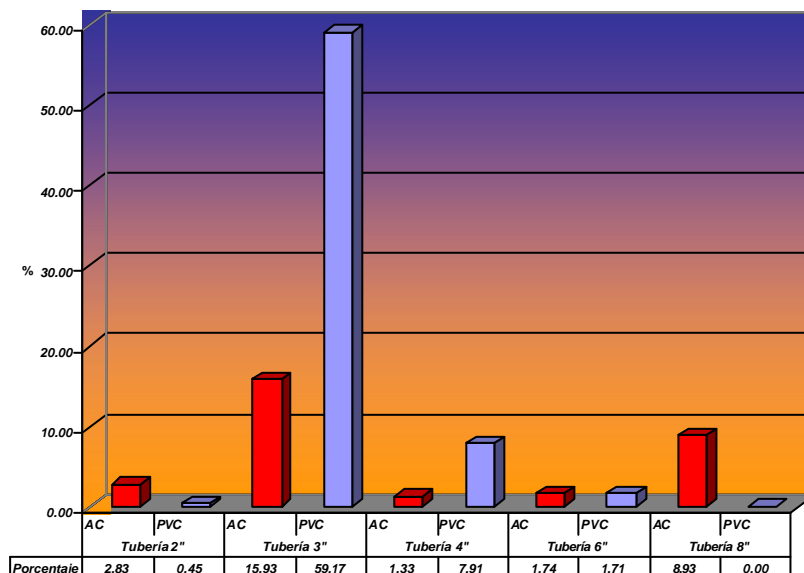
A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales establecidos por Corredor:

Tabla 23. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.

	Tubería 2"		Tubería 3"		Tubería 4"		Tubería 6"		Tubería 8"	
	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC
Longitud (m)	710	114	3,999	14,853	333	1,986	436	430	2,242	0
Porcentaje	2.83	0.45	15.93	59.17	1.33	7.91	1.74	1.71	8.93	0

Fuente: "Evaluación y selección del sistema de tratamiento de agua potable en la cabecera municipal de Chimichagua." Juan Carlos Corredor. 2001

Figura 6. Inventario de la red de distribución del municipio de Chimichagua.



Fuente: "Evaluación y selección del sistema de tratamiento de agua potable en la cabecera municipal de Chimichagua." Juan Carlos Corredor. 2001

La diferencia entre los inventarios de tuberías presentados, radica en que el estudio de Corredor fue realizado en el año 2,001 y de la fecha a la época actual (2,004) se ha realizado la reposición de tubería de AC por tubería de PVC.

4.2.10.1 Simulación de la red para la demanda actual. Para la evaluación hidráulica de la red se realizó un procedimiento similar al establecido en el numeral 4.1.11

De acuerdo con la simulación (QMH 48.60 Lps) sólo 41 de 428 tramos (el 9.57%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones el RAS establece que para el nivel medio alto de complejidad la presión debe ser superior a 15 m.c.a e inferior a 60 m.c.a. Con base en lo anterior todos los nodos cumplen con este requerimiento.

4.2.10.2 Simulación de la red para la demanda futura. De acuerdo con la simulación (QMH 71.18 Lps) sólo 73 de 428 tramos (el 17.05%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presión todos los nodos cumplen con la recomendación establecida por el RAS.

4.2.11 Conexiones Domiciliarias. Este componente alcanza una cobertura del 87.1% lo que se traduce en servicio para 1,864 usuarios de los cuales el 72.87% posee conexión legal, el 0.65% clandestina, el 7.66% no contabilizada, el 1.74% derivada y el 4.22% independiente.

4.2.12 Micromedición. Es el componente más crítico de todos, puesto que el número de micromedidores instalados (1.5%, 31 usuarios) es muy bajo. Sólo el 0.1% de los usuarios cuenta con micromedidores funcionando.

4.3 CHIRIGUANÁ

4.3.1 Nivel de Complejidad. Nivel de complejidad por población: La población proyectada al año 2024 para el casco urbano del Municipio de Chiriguana, incluyendo población flotante es de 18,175 habitantes (véase la tabla 27), por lo cual el nivel de complejidad asignado es MEDIO ALTO (de 12,501 a 60,000 habitantes).

Nivel de complejidad por capacidad económica de la población: de acuerdo con la información recolectada en cuanto a necesidades básicas insatisfechas, desempleo y desarrollo municipal, se estima que un alto porcentaje de las cabezas de familia, perciben ingresos mensuales inferiores o iguales a un salario mínimo mensual vigente. Solo quienes se dedican al comercio como propietarios, transportadores o empleados devengan ingresos superiores al salario mínimo. El resto de la población se dedica a labores del campo o actividades informales. Por lo tanto se asigna un nivel de complejidad BAJO.

Nivel de complejidad definitivo: MEDIO ALTO.

4.3.2 Dotación

4.3.2.1 Dotación actual

4.3.2.1.1 Dotación neta. Consumo domestico

El presente estudio mediante el catastro de usuarios realizado, involucró las frecuencias de usos del agua. Las dotaciones estimadas se presentan en la tabla 24.

Tabla 24. Consumos domésticos estimados para el municipio de Chiriguana

	Dotación recomendada	Frecuencia diaria	Dotación calculada
Consumo domestico	L/hab/día		L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	30	1.00	30
Aseo personal	55	2.00	110
Lavado de ropas	15	0.42	6.3
Eliminación de excretas	20	1.00	20
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.24	4.8

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

El consumo doméstico así calculado es:

$$\text{Consumo doméstico} = 30 + 110 + 6.3 + 20 + 4.8 = 171.1 \text{ L/hab/día}$$

Otros consumos

Puesto que el consumo de uso residencial es superior al 90% del consumo total (90.4% según datos del catastro de usuarios), el cálculo de la demanda de agua por otros consumos se realizó únicamente a partir de la dotación neta residencial, sumándole a esta un pequeño porcentaje que tiene en cuenta los otros usos agrupados (comercial, industrial, institucional, rural, escolar y fines públicos. RAS B.2.4.3). Asumiendo el 5% del consumo medio diario doméstico, se tiene:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 171.1 \text{ L/hab/día} = 8.55 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\
 &= 171.1 \text{ L/hab/día} + 8.55 \text{ L/hab/día} \\
 &= 179.65 \text{ L/hab/día}
 \end{aligned}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

4.3.2.1.2 Dotación Bruta. Calculada mediante la expresión:

$$d_b = \frac{V}{P}$$

Donde:

d_b = Dotación bruta u oferta de agua.

V = Volumen de agua entregado. Producto de los caudales aforados y el tiempo de bombeo diario. El caudal producido por el sistema de acueducto, corresponde al aforado dentro de los tanques elevados y en la superficie del pozo ubicado en el Barrio El Carmen (Cr 7 -CII 4, esquina sur oeste).

$$Q_{\text{producido}} = 21.87 + 21.88 + 8.8 \text{ Lps}$$

$$Q_{\text{producido}} = 52.55 \text{ Lps}$$

P = Población actual con servicio de acueducto. Producto de la población existente en el municipio (12,207 habitantes) y el nivel de cobertura del servicio de acueducto (95.37%).

Así:

$$d_b = \frac{52.55 \frac{L}{s} * 24h * \frac{3600 s}{1h}}{12,207 hab * 0.9537}$$

$$d_b = 390 L / hab / día$$

4.3.2.1.3 Pérdidas técnicas

Calculadas mediante la expresión:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{d_{bruta} - d_{neta}}{d_{bruta}}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{390 - 179.65}{390}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 53.93$$

4.3.2.2 Dotación sugerida

4.3.2.2.1 Dotación neta. A partir de la dotación neta estimada anteriormente y dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, el lavado de ropas

posiblemente no puede ser desarrollado de acuerdo con los requerimientos, pero una vez normalizado debe anexarse el saldo teórico previsto por este concepto (Obsérvese la tabla 24).

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 171.1 + (15 - 6.3) = 179.8 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Otros consumos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 179.8 \text{ L/hab/día} = 8.99 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned} \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\ &= 179.8 \text{ L/hab/día} + 8.99 \text{ L/hab/día} \\ &= 188.79 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

Se adoptará para efecto de cálculo 190 litros/hab/día.

4.3.2.2 Dotación bruta. La dotación bruta se determinó con base en los requerimientos de la población y las pérdidas técnicas adoptadas; mediante la siguiente expresión:

$$dBruta = \frac{dneta}{1 - \% p} \text{ (RAS B.2.6)}$$

$dBruta$ = Dotación bruta (L/hab/día)

$dneta$ = Dotación neta (L/hab/día)

$\%p$ = Porcentaje de Pérdidas técnicas

Por lo tanto:

$$dBruta \text{ 2004} = \frac{190}{1 - 0.5393}$$

$$dBruta \text{ 2004} = 412.41 \text{ L/hab/día}$$

$$dBruta \text{ 2004} = 410 \text{ L/hab/día} \text{ . Dotación adoptada}$$

4.3.2.3 Dotaciones según el RAS. A la dotación sugerida por el RAS 2000 (130 L/hab/día, tabla 4) se le adicionó un 5% por consumos comerciales y un 20% por efectos del clima para un total de 25%, resultado que se muestra en la columna 2 de la Tabla 25. Finalmente se asumió un 25% más por pérdidas técnicas, datos que se visualizan en la columna 3 de la misma tabla.

Tabla 25. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Chiriguaná.

Dotaciones	RAS. Tabla B.2.2 (1)	Dotación neta (2)=1.25*(1)	Dotación bruta (3)=(2)/0.75
	L/hab/día	L/hab/día	L/hab/día
Mínima	130	162.50	216.67
Media	-	-	-
Máxima	-	-	-

A continuación se resumen las dotaciones previamente calculadas

Tabla 26. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Chiriguaná.

Dotación		Neta (L/hab/día)	Bruta (L/hab/día)
Actual		179.65	390
Sugerida		190	410
RAS	Mínima	162.50	216.67
	Media	-	-
	Máxima	-	-
Adoptada		190	390

Puede verse que la dotación bruta actual y sugerida, son mayores que la dotación bruta insinuada por el RAS; razón por la cual se adoptaron las dotaciones presentadas en la tabla 26.

4.3.3 Demanda

4.3.3.1 Caudal medio diario. Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 27.

4.3.3.2 Caudal máximo diario. Para el cálculo del caudal máximo diario, K1 es igual a 1.2 de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 27.

4.3.3.3 Caudal máximo horario. Según el nivel de complejidad del municipio y considerando que la diferencia entre la red secundaria y la red menor de distribución no es substancial; se adoptó 1.45 como valor promedio del coeficiente K2.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 27.

Tabla 27. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Chiriguana.

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,004	12,207	25	253	100	35.79	42.95	62.28
2,005	12,452	25	253	100	36.51	43.81	63.53
2,006	12,703	25	253	100	37.25	44.69	64.81
2,007	12,958	25	253	100	37.99	45.59	66.11
2,008	13,219	25	253	100	38.76	46.51	67.44

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,009	13,484	25	253	100	39.54	47.44	68.79
2,010	13,755	25	253	100	40.33	48.40	70.18
2,011	14,032	25	253	100	41.14	49.37	71.59
2,012	14,314	25	253	100	41.97	50.36	73.03
2,013	14,602	25	253	100	42.81	51.38	74.50
2,014	14,895	25	253	100	43.67	52.41	75.99
2,015	15,195	25	253	100	44.55	53.46	77.52
2,016	15,500	25	253	100	45.45	54.54	79.08
2,017	15,812	25	253	100	46.36	55.63	80.67
2,018	16,130	25	253	100	47.29	56.75	82.29
2,019	16,454	25	253	100	48.24	57.89	83.94
2,020	16,785	25	253	100	49.21	59.06	85.63
2,021	17,122	25	253	100	50.20	60.24	87.35
2,022	17,466	25	253	100	51.21	61.45	89.11
2,023	17,817	25	253	100	52.24	62.69	90.90
2,024	18,175	25	253	100	53.29	63.95	92.73
2,025	18,541	25	253	100	54.36	65.24	94.59
2,026	18,913	25	253	100	55.46	66.55	96.49
2,027	19,294	25	253	100	56.57	67.89	98.43
2,028	19,682	25	253	100	57.71	69.25	100.41
2,029	20,077	25	253	100	58.87	70.64	102.43
2,030	20,481	25	253	100	60.05	72.06	104.49
2,031	20,893	25	253	100	61.26	73.51	106.59
2,032	21,313	25	253	100	62.49	74.99	108.73
2,033	21,741	25	253	100	63.75	76.50	110.92
2,034	22,178	25	253	100	65.03	78.03	113.15

4.3.4 Descripción del Sistema de Acueducto. El sistema de acueducto que abastece al Municipio de Chiriguana' conduce agua sin tratar de dos maneras: por bombeo de dos pozos a tanques elevados y de all' por gravedad hacia el casco urbano, y desde un tercer pozo directamente a la red.

Los componentes actuales del sistema de acueducto son los siguientes:

Pozos subterr'neos (3).

Sistemas de bombeo (3).

Aducciones (3).

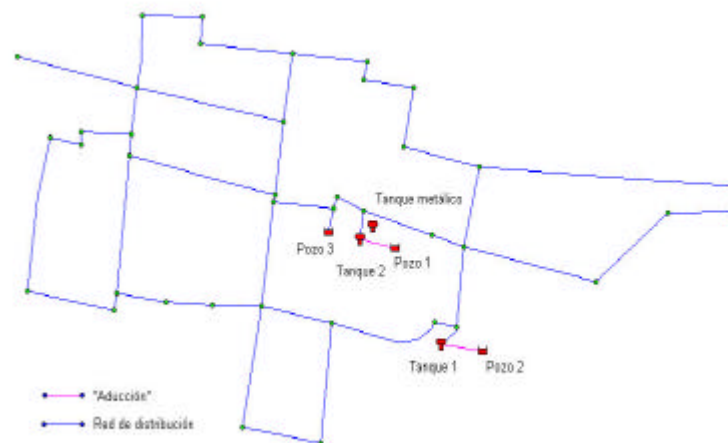
Tanques de almacenamiento (3).

Red de distribuci3n.

El sistema no posee Planta de Potabilizaci3n.

En la figura 7 se muestra un esquema del sistema de acueducto existente en el casco urbano.

Figura 7. Sistema de acueducto del municipio de Chiriguana'.



4.3.5 Fuente de abastecimiento. El Sistema de Acueducto del municipio de Chiriguaná, se abastece, mediante la explotación de aguas subterráneas extraídas de los mantos acuíferos localizados en el Perímetro urbano y rural del municipio.

“El Municipio de Chiriguaná, es clasificado dentro del sistema Acuífero Llanura Aluvial localizado en el Bloque Tectónico Rinconhondo levantado entre la población del mismo nombre, Chiriguaná y Curumaní. De acuerdo al modelo Geoelectrico establecido para la cuenca del río Cesar se encuentran resistividades de 6 a 10 ohm-m para limos y arenas permeables; y de 30 a 100 ohm-m para arenas y gravas permeables”⁴

Actualmente el acueducto del área urbana se abastece de tres pozos subterráneos, cuyas características se describen en la tabla 28.

Fotografía 22. Pozo 1. Municipio de Chiriguaná.



Fotografía 23. Pozo 2. Municipio de Chiriguaná.



Fotografía 24. Pozo 3. Municipio de Chiriguaná.



⁴ Tomado del “Programa uso eficiente y ahorro de agua en el municipio de chiriguana”. Oficina de servicios públicos agua, alcantarillado y aseo. Alcaldía de Chiriguaná. 2004).

Tabla 28. Características de los pozos subterráneos del municipio de Chiriguaná.

Característica	Pozo 1	Pozo 2	Pozo 3
Localización	Barrio El Carmen (Cr 7 – Cll 4, en el lote de los tanques elevados)	Barrio Ciudadela, dentro del lote de la escuela urbana mixta No 7	Barrio El Carmen (Cr 7 –Cll 4, esquina sur oeste)
Construido por	LT. Geoperforaciones y Minería Ltda.	Prosecol Ltda	Geoperforaciones y minería Ltda
Fecha de construcción	1996	2001	1994
Profundidad de la perforación	150m	120m	100m
Profundidad de bombeo	45m	40m	45m
Caudal en la superficie	26.025 Lps	23.27 Lps	8.8 Lps
Caudal efectivo	21.87Lps	21.88Lps	El pozo 3 alimenta directamente la red de distribución. 8.78 Lps
Entubado	Con tubería de Ø 12", Ø 10", Ø 8", filtros Ø 20", Ø 10", Ø 8" y desarenador.	Con tubería de Ø 12", Ø 10", y Ø 8", filtros Ø 20", Ø 8" y desarenador.	Con tubería de Ø 10" y Ø 8"y filtros Ø 20" y Ø 8" y desarenador.

Característica	Pozo 1	Pozo 2	Pozo 3
Sello sanitario	Cuadrado de 1x1x0.20 m. Se observa el alimentador de gravilla de Ø 2".	Cuadrado de 1x1x0.20 m. Se observa el alimentador de gravilla de Ø 2".	Cuadrado de 1x1x0.15 m. Se observa el alimentador de gravilla de Ø 2"
Antepozo	Construido en concreto simple de 0.8x0.8x0.5 m.	Construido en concreto simple, 0.8x0.8x0.5 m .	Construido en concreto simple, de 0.80x0.80x0.5m.
Caseta de protección	Ubicada a 10 m del pozo	Ubicada a 10 m del pozo	Ubicada a 20 m del pozo
Bomba	Ground 8L15-2R		
Otras características	—	Un transformador de 45 KVA alimenta las instalaciones eléctricas.	A mediados de 1994 la firma LT Geoperforaciones y minería LTDA, realizo limpieza y mantenimiento del pozo.

El caudal efectivo hace alusión al caudal aforado dentro de los tanques elevados y es el que realmente alimenta a la población actual.

El trabajo diario de los pozos es de 24 horas; si el fluido eléctrico lo permite. Chiriguana cuenta con plantas eléctricas, las cuales a Julio de 2004 no se encontraban instaladas.

En el evento de instalar una planta de tratamiento, la capacidad de impulsión de las bombas mejora sustancialmente la producción de agua; pues los

caudales de los pozos aforados en la superficie (26.02 Lps, 23.27 Lps, 8.8 Lps) suman 58.09 Lps. Incrementando el volumen de bombeo diario hasta los niveles máximos permisibles, para la capacidad de cada pozo se lograría optimizar la explotación de agua.

De acuerdo con el RAS-2000 (B.5.4) para el nivel medio alto de complejidad, el periodo de diseño para pozos subterráneos es de 20 años y la capacidad de la estructura de toma debe ser igual al caudal máximo diario, de contar con almacenamiento.

Para la situación actual, se tiene:

Caudal máximo diario = 42.95 Lps

Para el año de diseño (2,024), se tendrá:

Caudal máximo diario = 63.95 Lps

Con base en lo anterior los déficit de suministro de la fuente de abastecimiento son:

$$Deficit_{2004} = 42.95 - 58.09 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2004} = -15.14 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2024} = 63.95 - 58.09 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2024} = 5.86 \text{ Lps}$$

Por otra parte Chiriguana cumple con el número mínimo de pozos (3). En el momento de la visita se adelantaba la construcción de un cuarto pozo localizado al occidente del municipio.

Fotografía 25. Perforación de un nuevo pozo en Chiriguana.



4.3.6 Aducción. Al no existir planta de tratamiento, para efectos de diferenciación de la red, se establece como el tramo que transporta agua desde los pozos hasta los tanques elevados o directamente a la red.

Tabla 29. Características de las líneas de aducción del municipio de Chiriguana.

Tramo		Longitud (m)	Diámetro (Pulgadas)	Material
De	Hasta			
Pozo 1	Tanque de concreto 2	43.5	8	HF
Pozo 2	Tanque de concreto 1	40	6	HF
Pozo 3	Red	27	6	HF

4.3.7 Planta de Tratamiento. El sistema de acueducto del municipio de Chiriguana no cuenta con una planta de tratamiento de agua potable. La población consume el agua directamente de los pozos profundos.

4.3.7.1 Características del agua cruda. Las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua de los pozos ubicados en el barrio El Carmen (pozos 1 y 3) se pueden observar en la tabla 63 (Anexo A).

4.3.7.2 Capacidad de diseño de la planta. El caudal de diseño de la planta potabilización es 63.95 Lps. Se adoptó 65 Lps, cumpliendo con lo establecido por el RAS 2000.

4.3.8 Sistema de Bombeo

4.3.8.1 Sistema de bombeo 1. Ubicado en el Barrio El Carmen (Cr 7 – Cll 4, en el lote de los tanques elevados).

Actualmente consta de una bomba, ubicada a 45m de profundidad y a 43.5 m del tanque elevado. Este último tiene una altura desde el piso hasta la entrada de agua de 25.85 m. El caudal aforado en la superficie del pozo fue de 26.02 Lps y en el tanque de almacenamiento de 21.87 Lps. Con esta información se procede a continuación a determinar la potencia de la bomba.

$$P = \frac{g * Q * Hdt}{76 * e}$$

P = Potencia de la bomba. [Hp]

g = Peso específico del fluido. [Kg/m³]

Q = Caudal. [m³/s]

Hdt = Altura dinámica total. [m]

e = Eficiencia de la bomba. (Entre 0 y 1)

Caso 1: Calculo de la potencia de la bomba con el caudal en la superficie del pozo

$$P = \frac{1000 * 26.02E - 3 * 45}{76 * 0.75}$$

$$P = 20.54 \text{ Hp}$$

Caso 2: Calculo de la potencia de la bomba con el caudal en el tanque

Cálculo de la altura dinámica total:

Los 43.5 m horizontales en tubería Hf 8" inducen una pérdida de carga de:

$$H_f = \frac{10.67}{f^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85} * L \quad (\text{Ecuación de Hazen Williams})$$

Hf = Perdida de carga. [m]

f = Diámetro. [m]

Q = Caudal. [m³/s]

C = Coeficiente de Hazen Williams

L = Longitud de la tubería. [m]

$$H_f = \frac{10.67}{\left(\frac{8 * 2.54}{100} \right)^{4.87}} * \left(\frac{26.02E - 3}{110} \right)^{1.85} * 43.5$$

$$H_f = 0.21 \text{ m}$$

$$Hdt = 45 + 25.85 + 0.21$$

$$Hdt = 71.06 \text{ m}$$

$$P = \frac{1000 * 21.87E - 3 * 71.06}{76 * 0.75}$$

$$P = 27.26 \text{ Hp}$$

Promediando las potencias anteriores:

$$P = 23.9 \text{ Hp}$$

Aproximando

$P = 25 \text{ Hp}$. Potencia estimada, de la bomba instalada en el pozo 1.

4.3.8.2 Sistema de bombeo 2. Ubicado en el Barrio Ciudadela, dentro del lote de la escuela urbana mixta No 7.

Actualmente consta de una bomba, ubicada a 40m de profundidad y a 40 m del tanque elevado. Este último tiene una altura desde el piso hasta la entrada de agua de 22.60 m. El caudal aforado en la superficie del pozo fue de 23.27 Lps y en el tanque de almacenamiento de 21.88 Lps. Con esta información se procede a continuación a determinar la potencia de la bomba.

Caso 1: Calculo de la potencia de la bomba con el caudal en la superficie del pozo

$$P = \frac{1000 * 23.27E - 3 * 40}{76 * 0.75}$$

$$P = 16.32 \text{ Hp}$$

Caso 2: Calculo de la potencia de la bomba con el caudal en el tanque

Tubería de alimentación HF de 6”.

$$H_f = \frac{10.67}{\left(\frac{6 * 2.54}{100}\right)^{4.87}} * \left(\frac{23.27E-3}{110}\right)^{1.85} * 40$$

$$H_f = 0.64 \text{ m}$$

$$H_{dt} = 40 + 40 + 0.64$$

$$H_{dt} = 80.64 \text{ m}$$

$$P = \frac{1000 * 21.88E-3 * 80.64}{76 * 0.75}$$

$$P = 30.95 \text{ Hp}$$

Promediando las potencias anteriores:

$$P = 23.63 \text{ Hp}$$

Aproximando

$$P = 25 \text{ Hp} . \text{ Potencia estimada, de la bomba instalada en el pozo 2.}$$

4.3.8.3 Sistema de bombeo 3. Ubicado en el Barrio El Carmen (Cr 7 -CII 4, esquina sur oeste).

Actualmente consta de una bomba, ubicada a 45 m de profundidad. El caudal aforado en la superficie del pozo fue de 8.8 Lps. Con esta información se procede a continuación a determinar la potencia de la bomba con el caudal de superficie.

$$P = \frac{1000 * 8.8E - 3 * 45}{76 * 0.75}$$

$$P = 6.94 \text{ Hp}$$

Aproximando:

$P = 10 \text{ Hp}$. Potencia estimada, de la bomba instalada en el pozo 3.

La futura existencia de la Planta de potabilización implica la construcción de una estación de bombeo para transportar el caudal a distribuir, desde esta hasta los tanques elevados.

4.3.9 Conducción. No es preciso hablar de tal línea, pues el agua del sistema no es potable.

4.3.10 Almacenamiento. Actualmente el municipio de Chiriguaná dentro su sistema de Acueducto, cuenta con tres (3) tanques elevados, con las siguientes características:

Tabla 30. Características de los tanques elevados del municipio de Chiriguaná.

Tanque	Metálico	Concreto 1	Concreto 2
Tipo	Modelo Cole, adoptado por el INSFOPAL.	Cilíndrico	Cilíndrico
Ubicación	Barrio Carmen. Cr 7 – Cll 4	El Barrio Ciudadela, dentro del lote	Barrio El Carmen. Cr 7 – Cll 4

Tanque	Metálico	Concreto 1	Concreto 2
		de la escuela urbana mixta No 7	
Estado	Regular. Falta recubrimiento antioxidante.	Regular. El tanque posee fisuras	Regular. El tanque posee fisuras
Capacidad	90.26 m3	205.71 m3	101.68 m3
Altura sobre el terreno	17 m	20 m	22 m
Tiempo de funcionamiento	Mas de 45 años	Tres años. (2001)	Más de 7 años. (1997)
Mantenimiento	No se realiza	Cada 3 meses	Cada 3 meses

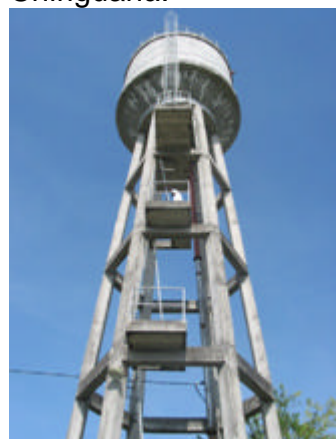
Fotografía 26. Tanque Metálico. Municipio de Chiriguaná.



Fotografía 27. Tanque de concreto 1. Municipio de Chiriguaná.



Fotografía 28. Tanque de concreto 2. Municipio de Chiriguaná.



Al efectuar las pruebas de estanqueidad se observaron numerosas fisuras en los tanques de concreto, apreciándose una suave llovizna bajo ellos. No se realizó la prueba de estanqueidad al tanque metálico.

4.3.10.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento. Para evaluar la capacidad de los tanques de almacenamiento se siguen las consideraciones establecidas por el RAS:

Periodo de diseño

Este depende del nivel de complejidad del sistema, según lo establecido en la tabla B.9.1. Para el nivel de complejidad medio alto es de 30 años.

Número de tanques

El número mínimo de tanques de compensación es uno para el nivel de complejidad medio alto; lo cual se cumple en el Municipio de Chiriguaná.

Capacidad de regulación

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.4). La capacidad de regulación fue calculada para un bombeo de 24 horas; es decir tiempo de inoperancia de la alimentación cero horas.

Capacidad para demanda contra incendio

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.5).

En la tabla 31 se presenta el cuadro de déficit de volumen, en función de la capacidad teórica de regulación y la capacidad teórica contra incendio; considerando que la capacidad actualmente instalada es de 397.65 m3. Suma de los volúmenes antes mencionados.

Tabla 31. Déficit de almacenamiento. Municipio de Chiriguaná.

Año	Déficit de almacenamiento (m3)	
	Capacidad de Regulación	Capacidad contra Incendio
2004	1616	1164
2014	1167	1321
2024	1444	1493
2034	1850	1681

4.3.11 Red de Distribución. Para realizar el diagnóstico de la red de distribución de agua potable del municipio de Chiriguaná, se solicitó a la oficina de planeación un plano de la red; plano que presento innumerables deficiencias. Para solventar tal situación se recorrió la red en compañía de uno de los fontaneros el cual proporcionó datos no muy fiables. A pesar de esto, el presente estudio se basa en la información suministrada por el municipio (plano citado). A continuación se presenta solo el análisis de la red matriz.

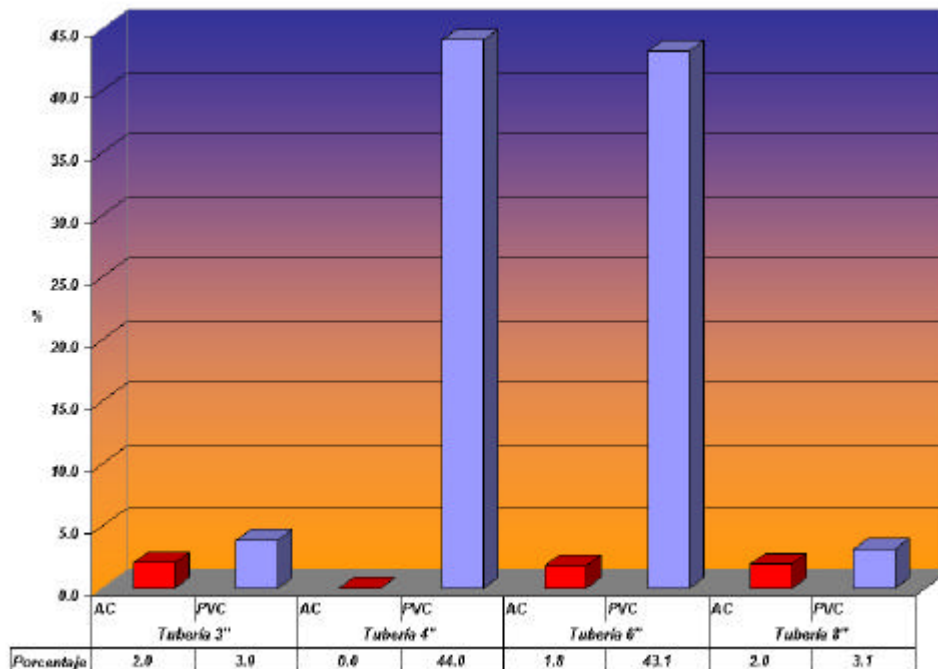
La red matriz de agua potable del municipio de Chiriguana cubre el 95.37% de la población y tienen una longitud de 10,772 m de tubería; de los cuales el 5.8% está conformado por tubería de asbesto – cemento y el 94.2% restante por tubería de PVC.

A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales:

Tabla 32. Inventario de la red matriz de distribución del municipio de Chiriguana.

	Tubería 3"		Tubería 4"		Tubería 6"		Tubería 8"	
	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC
Longitud (m)	218	418	0	4743	197	4646	211	338
Porcentaje	2.0	3.9	0.0	44.0	1.8	43.1	2.0	3.1

Figura 8. Inventario de la red matriz de distribución del municipio de Chiriguana.



Como puede verse en la tabla 32, los diámetros de la red matriz varían de 3" a 8" siendo predominantes las tuberías de 3" y 6" de PVC (87.1%).

Para la evaluación hidráulica de la red se realizó un procedimiento similar al establecido en el numeral 4.1.11

4.3.11.1 Simulación de la red para la demanda actual . De acuerdo con la simulación (QMH 62.28 Lps) sólo 20 de 48 tramos (el 41.66%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones todos los nodos cumplen con la recomendación planteada por el RAS 2000.

4.3.11.2 Simulación de la red para la demanda futura . De acuerdo con la simulación (QMH 92.73 Lps) sólo 27 de 48 tramos (el 56.25%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones sólo 13 de 39 nodos (el 33.33%) cumplen con la recomendación planteada por el RAS 2000.

4.3.12 Conexiones Domiciliarias. Este componente alcanza una cobertura del 94%; de los cuales el 1.99% posee conexión provisional, el 74.26% conexión legal, el 3.61% clandestina, el 8.66% no contabilizada, el 4.83% derivada y el 0.7% independiente.

4.3.13 Micromedición. Componente crítico, puesto que el número de micromedidores instalados (9.3%, 232 usuarios), es muy bajo. Sólo el 1% de los usuarios cuenta con micromedidores funcionando.

4.4 CURUMANÍ

4.4.1 Nivel de Complejidad. Nivel de complejidad por población: La población proyectada al año 2024 para el casco urbano del Municipio de Curumaní, incluyendo población flotante es de 18,962 habitantes (véase la tabla 36), por lo cual el nivel de complejidad asignado es MEDIO ALTO (de 12,501 a 60,000 habitantes).

Nivel de complejidad por capacidad económica de la población: de acuerdo con la información recolectada en cuanto a necesidades básicas insatisfechas, desempleo y desarrollo municipal, se estima que un alto porcentaje de las cabezas de familia, perciben ingresos mensuales inferiores o iguales a un salario mínimo mensual vigente. Solo quienes se dedican al comercio como propietarios, transportadores o empleados devengan ingresos superiores al salario mínimo. El resto de la población se dedica a labores del campo o actividades informales. Por lo tanto se asigna un nivel de complejidad BAJO.

Nivel de complejidad definitivo: MEDIO ALTO.

4.4.2 Dotación

4.4.2.1 Dotación actual

4.4.2.1.1 Dotación neta. Consumo domestico

El presente estudio mediante el catastro de usuarios realizado, involucró las frecuencias de usos del agua. Las dotaciones estimadas se presentan en la tabla 33.

Tabla 33. Consumos domésticos estimados para el municipio de Curumaní.

	Dotación recomendada	Frecuencia diaria	Dotación calculada
Consumo domestico	L/hab/día		L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	30	1.00	30
Aseo personal	55	1.68	92.4
Lavado de ropas	15	0.35	5.25
Eliminación de excretas	20	1.00	20
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.13	2.6

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

El consumo doméstico así calculado es:

$$\text{Consumo doméstico} = 30 + 92.4 + 5.25 + 20 + 2.6 = 150.25 \text{ L/hab/día}$$

Otros consumos

Puesto que el consumo de uso residencial es superior al 90% del consumo total (91.1% según datos del catastro de usuarios), el cálculo de la demanda de agua por otros consumos se realizó únicamente a partir de la dotación neta residencial, sumándole a esta un pequeño porcentaje que tiene en cuenta los otros usos agrupados (comercial, industrial, institucional, rural,

escolar y fines públicos. RAS B.2.4.3). Asumiendo el 5% del consumo medio diario doméstico, se tiene:

$$\begin{aligned}\text{Otros consumos} &= 0.05 * 150.25 \text{ L/hab/día} \\ &= 7.51 \text{ L/hab/día}\end{aligned}$$

Dotación neta = consumo domestico + otros consumos

$$\begin{aligned}&= 150.25 \text{ L/hab/día} + 7.51 \text{ L/hab/día} \\ &= 157.76 \text{ L/hab/día}\end{aligned}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

4.4.2.1.2 Dotación Bruta

$$d_b = \frac{V}{P}$$

Donde:

d_b = Dotación bruta u oferta de agua.

V = Volumen de agua producido por el sistema de acueducto al día. Producto del caudal producido por la planta de tratamiento (medido a la entrada del tanque semienterrado 64.03 Lps) y el trabajo diario de esta.

P = Población actual con servicio de acueducto. Producto de la población existente en el municipio y el nivel de cobertura del servicio de acueducto.

Así:

$$d_b = \frac{64.03 \frac{L}{s} * 24h * \frac{3600s}{1h}}{15,845hab * 0.9694}$$

$$d_b = 360.16 L / hab / día$$

4.4.2.1.3 Pérdidas técnicas

Calculadas mediante la expresión:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{d_{bruta} - d_{neta}}{d_{bruta}}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{360.16 - 157.76}{360.16}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 56.19$$

4.4.2.2 Dotación sugerida

4.4.2.2.1 Dotación neta. A partir de la dotación neta estimada anteriormente y dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, el lavado de ropas posiblemente no puede ser desarrollado de acuerdo con los requerimientos, pero una vez normalizado debe anexarse el saldo teórico previsto por este concepto (Obsérvese la tabla 33).

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 150.25 + (15 - 5.25) = 160 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Otros consumos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 160 \text{ L/hab/día} = 8 \text{ L/hab/día}$$

Dotación neta = consumo domestico + otros consumos

$$= 160 \text{ L/hab/día} + 8 \text{ L/hab/día}$$

$$= 168 \text{ L/hab/día}$$

Se adoptará para efecto de cálculo 170 litros/hab/día.

4.4.2.2 Dotación bruta. La dotación bruta se determinó con base en los requerimientos de la población y las Pérdidas técnicas adoptadas; mediante la siguiente expresión:

$$dBruta = \frac{dneta}{1 - \% p} \text{ (RAS B.2.6)}$$

$dBruta$ = Dotación bruta (L/hab/día)

$dneta$ = Dotación neta (L/hab/día)

$\%p$ = Porcentaje de Pérdidas técnicas

Por lo tanto:

$$dBruta_{2004} = \frac{170}{1 - 0.5619}$$

$$dBruta_{2004} = 388.03 \text{ L/hab/día}$$

$$dBruta_{2004} = 390 \text{ L/hab/día} . \text{ Dotación adoptada}$$

4.4.2.3 Dotaciones según el RAS. A la dotación sugerida por el RAS 2000 (130 L/hab/día, tabla 4) se le adicionó un 5% por consumos comerciales y un 20% por efectos del clima para un total de 25%, resultado que se muestra en la columna 2 de la Tabla 34. Finalmente se asumió un 25% más por pérdidas técnicas, datos que se visualizan en la columna 3 de la misma tabla.

Tabla 34. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Curumaní.

Dotaciones	RAS. Tabla B.2.2 (1)	Dotación neta (2)=1.25*(1)	Dotación bruta (3)=(2)/0.75
	L/hab/día	L/hab/día	L/hab/día
Mínima	130	162.50	216.67
Media	-	-	-
Máxima	-	-	-

A continuación se resumen las dotaciones previamente calculadas

Tabla 35. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Curumaní.

Dotación		Neta (L/hab/día)	Bruta (L/hab/día)
Actual		157.76	360.16
Sugerida		170	390
RAS	Mínima	162.50	216.67
	Media	-	-
	Máxima	-	-
Adoptada		170	390

Puede verse que la dotación bruta actual y sugerida, son mayores que la dotación bruta insinuada por el RAS; razón por la cual se adoptaron las dotaciones presentadas en la tabla 35.

4.4.3 Demanda

4.4.3.1 Caudal medio diario. Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 36.

4.4.3.2 Caudal máximo diario. Para el cálculo del caudal máximo diario, K1 es igual a 1.2 de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 36.

4.4.3.3 Caudal máximo horario. Según el nivel de complejidad del municipio y considerando que la diferencia entre la red secundaria y la red menor de distribución no es substancial; se adoptó 1.45 como valor promedio del coeficiente K2.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 36.

Tabla 36. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Curumaní.

Año	Población	Pérdidas técnicas (%)	Dotación Bruta (L/hab/día)	Cobertura (%)	Qmd (Lps)	QMD (Lps)	QMH (Lps)
2,004	15,845	25	227	100	41.57	49.88	72.33
2,005	15,988	25	227	100	41.94	50.33	72.98
2,006	16,132	25	227	100	42.32	50.79	73.64
2,007	16,278	25	227	100	42.70	51.24	74.30
2,008	16,424	25	227	100	43.09	51.71	74.97
2,009	16,573	25	227	100	43.48	52.17	75.65
2,010	16,722	25	227	100	43.87	52.64	76.33
2,011	16,873	25	227	100	44.27	53.12	77.02
2,012	17,025	25	227	100	44.66	53.60	77.72
2,013	17,179	25	227	100	45.07	54.08	78.42
2,014	17,334	25	227	100	45.47	54.57	79.13
2,015	17,490	25	227	100	45.88	55.06	79.84

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,016	17,648	25	227	100	46.30	55.56	80.56
2,017	17,807	25	227	100	46.72	56.06	81.29
2,018	17,968	25	227	100	47.14	56.56	82.02
2,019	18,130	25	227	100	47.56	57.08	82.76
2,020	18,293	25	227	100	47.99	57.59	83.51
2,021	18,458	25	227	100	48.42	58.11	84.26
2,022	18,625	25	227	100	48.86	58.63	85.02
2,023	18,793	25	227	100	49.30	59.16	85.79
2,024	18,962	25	227	100	49.75	59.70	86.56
2,025	19,133	25	227	100	50.20	60.23	87.34
2,026	19,306	25	227	100	50.65	60.78	88.13
2,027	19,480	25	227	100	51.11	61.33	88.92
2,028	19,656	25	227	100	51.57	61.88	89.73
2,029	19,833	25	227	100	52.03	62.44	90.53
2,030	20,012	25	227	100	52.50	63.00	91.35
2,031	20,193	25	227	100	52.97	63.57	92.18
2,032	20,375	25	227	100	53.45	64.14	93.01
2,033	20,558	25	227	100	53.93	64.72	93.85
2,034	20,744	25	227	100	54.42	65.30	94.69

4.4.4 Descripción del Sistema de Acueducto. El sistema de acueducto del Municipio de Curumaní se abastece mediante captación superficial, ubicada en la vereda Las Galaxias; desde donde se conduce el agua hasta la planta de tratamiento. El agua es almacenada en un tanque de concreto semienterrado y desde allí es entregada a la población.

Los componentes actuales del sistema de acueducto son los siguientes:

Captación.

Conjunto de desarenadores (2).

Aducción.

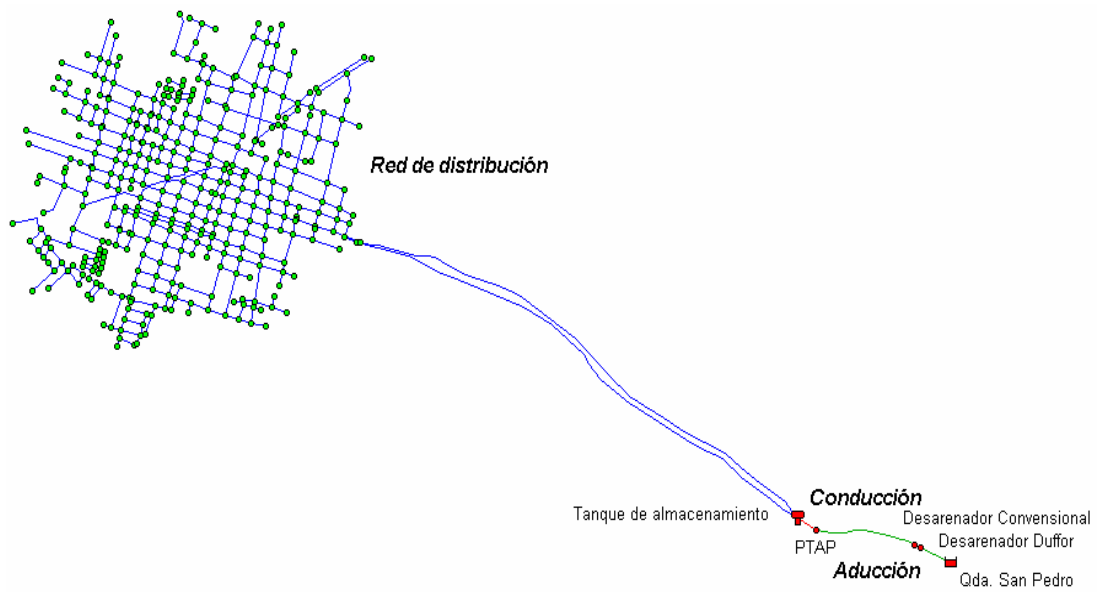
Conducción

Tanque de almacenamiento.

Red de distribución.

En la figura 9 se muestra un esquema del sistema de acueducto existente en el casco urbano.

Figura 9. Sistema de acueducto del municipio de Curumaní.



4.4.5 Fuente de Abastecimiento.

Fotografía 29. Quebrada San Pedro. Municipio de Curumaní.



El acueducto de Curumaní se abastece del agua que toma de la quebrada San Pedro, la cual descende de la Serranía del Perijá, atraviesa la localidad en sentido Este – Oeste y tiene un recorrido de 12 kilómetros antes de llegar a la bocatoma. Algunos de sus afluentes son el Caño Casa de Piedra, Los Cedros y Nueva Loba.

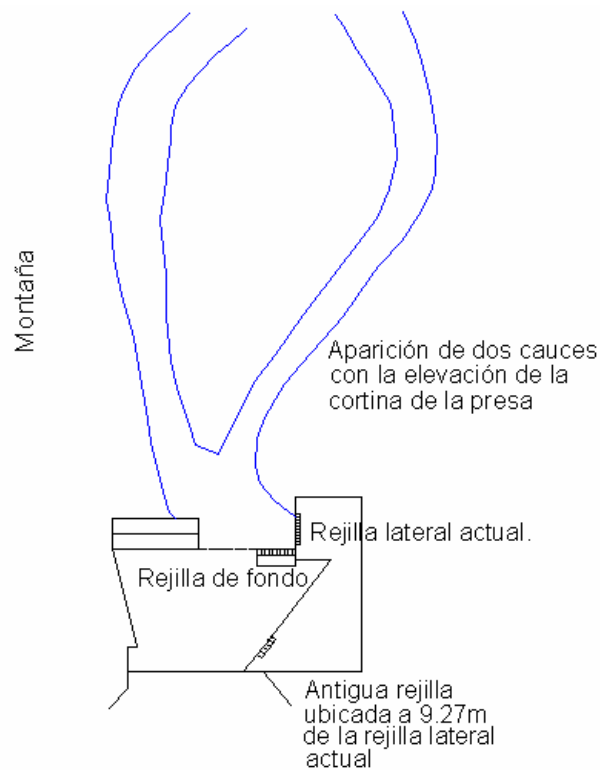
El sitio de captación se encuentra ubicada aproximadamente a 5.2 Kilómetros del municipio. Mediante aforo realizado el día 7 de Julio de 2004, 100m aguas arriba de la captación, se determinó que el caudal que transporta la fuente es de 224.19 Lps es decir 19,370 m³/día.

4.4.6 Captación.

La captación del sistema de acueducto se puede clasificar como captación mixta; pues cuenta con una rejilla de fondo y una rejilla lateral. Construida en

concreto ciclópeo esta conformada por una caja de derivación, canal de retención de arena y accesorios de lavado y entrega.

Figura 10. Configuración actual de la captación. Municipio de Curumaní.



La estructura original fue construida en 1.989. Contaba sólo con una rejilla lateral, ubicada a 9.27m aguas abajo de la rejilla lateral actual; pero en 1994 se reformó la captación, estableciendo la configuración que actualmente existe.

Fotografía 30. Bocatoma. Municipio de Curumaní.



La rejilla de fondo es de 3.06 m x 0.48 m. Posee barras de $\varnothing=1/2$ " y separación libre entre estas de 2.5 cm. La rejilla lateral de 2.5 m x 0.4 m, cuenta con barras de $\varnothing=3/4$ " y separación entre barras de 4 cm.

4.4.6.1 Capacidad de la obra de captación. “El sistema de captación está constituido por una bocatoma de fondo que fue diseñada y construida según modelo de INSFOPAL, con una capacidad de diseño de 300 LPS”⁵

Mediante aforo realizado el día 7 de Julio de 2004, 100m aguas abajo de la captación, se determinó que el caudal percibido por la estructura fue de 104.64 Lps es decir 9,040.89m³/día.

En cuanto al mantenimiento de la estructura este se realiza 3 veces al día en verano y 5 veces diarias en invierno, siendo necesario en algunos casos interrumpir el servicio.

⁵ Alcaldía de Curumaní. Plan básico de ordenamiento territorial 2,000 – 2,008. “Proyección hacia el nuevo milenio”. Diagnostico evaluativo

De acuerdo con el RAS-2000 (B.4.4) para el nivel medio alto de complejidad, el periodo de diseño para obras de captación superficial es de 25 años y la capacidad de la estructura de toma debe ser igual a 1.5 veces el caudal máximo diario.

Para la situación actual:

Caudal máximo diario = 49.88 Lps

Capacidad de la estructura de captación = $1.5 * 49.88$ Lps
= 74.82 Lps

Para el año de diseño (2,029), se tendrá:

Caudal máximo diario = 65.3 Lps.

Capacidad de la estructura de captación = $1.5 * 65.3$ Lps
= 97.95 Lps

Con base en lo anterior los déficit de la obra de captación son:

$$Deficit_{2004} = 110.22 - 300 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2004} = -189.78 \text{ Lps}$$

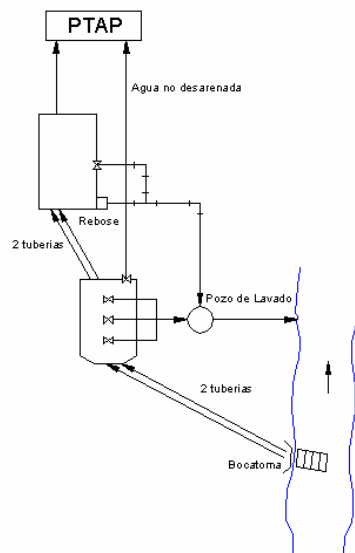
$$Deficit_{2029} = 140.13 - 300 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2029} = -159.87 \text{ Lps}$$

Como puede verse la capacidad de la estructura de toma, supera ampliamente los requerimientos establecidos por el RAS.

4.4.7 Desarenadores

Figura 11. Conjunto de desarenadores. Municipio de curumaní.



El sistema de acueducto cuenta con dos desarenadores convencionales conectados en serie tal como lo muestra la figura 11, ubicados a 250m de la bocatoma.

El primero cuenta con tres tolvas, válvulas de fondo de 12" de diámetro y con un canal by-pass.

El segundo (construido en 1,970 según información suministrada por funcionarios de ACUACUR), cuenta con una tolva y válvula de fondo de 8" de diámetro.

A continuación se presenta el inventario de válvulas de cada desarenador.

Tabla 37. Inventario de válvulas del desarenador de tres tolvas. Municipio de Curumaní.

Tipo de Válvula y cantidad	Sección	Acceso a	Observaciones
Compuerta (1)	Rectangular.	Zona de sedimentación	Ángulos en mal estado. Presenta filtración de agua.
Compuerta (1)	Rectangular.	Canal By pass	Ángulos en mal estado. Presenta filtración de agua.
De fondo (3)	Circular Ø=12"	Tubería de desagüe.	Válvulas para el lavado del desarenador, encontradas en buen estado.
De fondo (1)	Circular Ø=12"	Tubería de desagüe.	Válvulas para el lavado del canal By pass, encontradas en buen estado.

Tabla 38. Inventario de válvulas del desarenador de una tolva. Municipio de Curumaní.

Tipo de Válvula y cantidad	Sección	Acceso a	Observaciones
De compuerta (1)	Circular Ø=8"	Tubería de desagüe.	Válvula para el lavado del desarenador.

El mantenimiento de los desarenadores se realiza cada 15 días en verano y según la necesidad en época de invierno. El material sedimentado se descarga, a la quebrada San Pedro mediante tubería PVC de 14”.

Fotografía 31. Desarenador de tres tolvas. Obsérvese los charcos en los alrededores de la estructura. Municipio de Curumaní.



Fotografía 32. Desarenador de una tolva. Obsérvese las conexiones clandestinas encontradas. Municipio de Curumaní.



4.4.7.1 Capacidad del desarenador de tres tolvas. La capacidad del desarenador se calcula a partir de la ecuación:

$$Q = V * A_s$$

En donde:

Q : Caudal

V : Velocidad de sedimentación

A_s : Área superficial 49.77 m²

La velocidad de sedimentación de partículas de arena con densidad igual a 2.65 gr /cm³ y temperatura del agua igual a 10C es 8mm/s.

Para encontrar la velocidad de sedimentación a diferentes temperaturas se puede usar la expresión:

$$V_s(t) = V_s(10) * \frac{t + 23.3}{33.3}$$

Así:

$$V_s(28.3) = 8 * \frac{28.3 + 23.3}{33.3}$$

$$V_s(28.3) = 12.39 \frac{mm}{s}$$

Realizando los cálculos respectivos:

$$Q = 12.39 E - 3 \frac{m}{s} * 49.77 m^2$$

$$Q = 616.65 Lps$$

Para una eficiencia de remoción del 75% se tiene:

$$Q = 462.48 Lps$$

4.4.7.2 Capacidad del desarenador de una tolva

$$V_s(28.3) = 12.39 \frac{mm}{s}$$

$$A_s = 27.14 m^2$$

Realizando los cálculos respectivos:

$$Q = 12.39E - 3 \frac{m}{s} * 27.14 m^2$$

$$Q = 336.26 Lps$$

Para una eficiencia de remoción del 75% se tiene:

$$Q = 252.19 Lps$$

4.4.7.3 Déficit de la estructura. “Cada desarenador debe tener una capacidad hidráulica igual al caudal máximo diario (QMD) más las pérdidas que ocurran en el sistema y las necesidades de la planta de tratamiento”. (RAS B.4.4.6.2)

$$\begin{aligned} Q \text{ diseño} &= \text{QMD}2,029 + \text{Pérdidas en la aducción} + \text{necesidades de la planta} \\ &= \text{QMD}2,029 + (5\% \text{ de } \text{Qmd}2,029. \text{ RAS B.2.5.1}) + (5\% \text{ de } \text{Qmd}2,029. \text{ RAS B.2.5.2}) \\ &= 62.44 Lps + (0.05 * 52.03Lps) + (0.05 * 52.03Lps) \\ &= 67.64 Lps \end{aligned}$$

Como puede verse la capacidad de los desarenadores, sobrepasa ampliamente los requerimientos restablecidos por el RAS.

4.4.8 Aducción. Realizada mediante dos líneas de conducción paralelas:

Línea 1:

Tramo Bocatoma – desarenador: Transporte de agua mediante tubería AC de 10”. Longitud 226.5m.

Tramo desarenador – planta de tratamiento: Transporte de agua mediante tubería AC de 8”. Longitud 723.5 m.

Línea 2:

Tramo Bocatoma – desarenador: Transporte de agua mediante tubería PVC sanitaria de 12". Longitud 226.5m.

Tramo desarenador – planta de tratamiento: Transporte de agua mediante tubería PVC de 8". Longitud 723.5 m.

Mediante aforo realizado a la entrada del primer desarenador se determino que el caudal afluente es 96.8 Lps es decir 8,364 m³/día. El caudal percibido por la estructura de toma en el momento de la visita fue de 104.64 Lps (9,040.89m³/día); por lo tanto el porcentaje de pérdidas entre la bocatoma y los desarenadores es:

$$\% \text{ pérdidas} = 100 * \frac{104.64 - 96.8}{104.64}$$

$$\% \text{ pérdidas} = 7.49$$

El período de diseño de las aducciones o conducciones es función del nivel de complejidad del sistema y se encuentra establecido en la tabla B.6.1 del RAS 2000. Así el periodo de diseño de la línea de aducción es de 25 años. Es decir el año de diseño será el 2,029.

Para los niveles medio alto y alto de complejidad, la aducción o conducción debe diseñarse con el caudal máximo diario (QMD) más las pérdidas en la conducción o aducción y las necesidades en la planta de tratamiento. En estos casos se supone que existe almacenamiento.

$$\begin{aligned} Q \text{ diseño} &= \text{QMD}_{2,029} + \text{Pérdidas en la aducción} + \text{necesidades de la planta} \\ &= \text{QMD}_{2,029} + (5\% \text{ de Qmd } 2,029 \text{ RAS B.2.5.1}) + (5\% \text{ de Qmd } 2,029 \text{ RAS B.2.5.2}) \end{aligned}$$

$$= 62.44 \text{ Lps} + (0.05 * 52.03\text{Lps}) + (0.05 * 52.03\text{Lps})$$
$$= 67.64 \text{ Lps}$$

La velocidad mínima en las tuberías de aducción o conducción recomendada por el RAS (numeral B.6.4.8.3) es de 0.60 m/s, aunque este valor depende de las características de auto limpieza, de la calidad del agua y de la magnitud de los fenómenos hidráulicos que ocurren en la tubería.

La velocidad máxima en las tuberías de aducción o conducción recomendada por el RAS (numeral B.6.4.8.4) es de 6 m/s.

4.4.8.1 Capacidad de la línea bocatoma - desarenador

Longitud = 226.5 m

Cota del fondo de la bocatoma = 127.60 m

Cota de llegada al desarenador = 124.69 m

Pendiente = 1.284 E-2

Ø1 = 10" = 0.254 m

Ø2 = 12" = 0.3048 m

N1 = 0.012

N2 = 0.009

C1=130

C2=150

N1 y N2 son los coeficientes de Manning⁶ para tuberías de Asbesto cemento y PVC respectivamente. C1 y C2 son los coeficientes de Hazen – Williams para las respectivas tuberías.

⁶ Tabla 14.3 del libro "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados" de Ricardo Alfredo López Cualla

4.4.8.1.1 Capacidad de la tubería de AC diámetro 10”. Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Manning

$$Q = \frac{0.312 * (f^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}})}{n}$$

$$Q1 = \frac{0.312 * (0.254^{\frac{8}{3}} * 1.284E - 2^{\frac{1}{2}})}{0.012}$$

$$Q1 = 76.23 \text{ Lps}$$

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{H}{L} = \frac{10.67}{f^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85}$$

$$J = \frac{(127.6 - 124.69)}{226.5} = \frac{10.67}{0.254^{4.87}} * \left(\frac{Q}{130} \right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$$Q1 = 93.15 \text{ Lps}$$

Promediando los resultados anteriores se tiene:

$$Q1 = \frac{76.23 \text{ Lps} + 93.15 \text{ Lps}}{2}$$

$$Q1 = 84.69 \text{ Lps}$$

Caudal a tubo lleno.

Según las curvas características de los canales circulares el máximo caudal se presenta cuando $y/D = 0.938$, momento en el cual la relación $Q/Q_0 = 1.04$

Así el máximo caudal a flujo libre será:

$$\frac{Q}{Q_0} = 1.04 = \frac{Q}{84.69 \text{ Lps}}$$

$$Q_1 = 88.07 \text{ Lps}$$

Y la velocidad:

$$V = \frac{Q}{\left(\frac{p * f^2}{4}\right)}$$

$$V_1 = \frac{88.07 E - 3}{\left(\frac{p * 0.254^2}{4}\right)} = 1.73 \text{ m/s} . \text{ La cual se encuentra entre } 0.6 \text{ m/s y } 6 \text{ m/s}.$$

4.4.8.1.2 Capacidad de la tubería de PVC diámetro 12". Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Manning

$$Q_2 = \frac{0.312 * (0.3048^{\frac{8}{3}} * 1.284 E - 2^{\frac{1}{2}})}{0.009}$$

$$Q_2 = 165.28 \text{ Lps}$$

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{(127.6 - 124.69)}{226.5} = \frac{10.67}{0.3048^{4.87}} * \left(\frac{Q}{150}\right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$$Q_2 = 173.68 \text{ Lps}$$

Promediando los resultados anteriores se tiene:

$$Q_2 = \frac{165.28 \text{ Lps} + 173.68 \text{ Lps}}{2}$$

$$Q_2 = 169.48 \text{ Lps}$$

Así el máximo caudal a flujo libre será:

$$\frac{Q}{Q_0} = 1.04 = \frac{Q}{169.48 \text{ Lps}}$$

$$Q_2 = 176.25 \text{ Lps}$$

$$V_2 = \frac{176.25E-3}{\left(\frac{p * 0.3048^2}{4}\right)} = 2.41 \text{ m/s} . \text{ La cual se encuentra entre 0.6 m/s y 6 m/s.}$$

Caudal total:

$$QT = Q_1 + Q_2$$

$$QT = 88.07 \text{ Lps} + 176.25 \text{ Lps}$$

$QT = 264.32 \text{ Lps}$ Valor muy superior a los 97.64 Lps establecidos por el RAS.

4.4.8.2 Capacidad de la línea desarenador – planta de tratamiento. Las condiciones de las líneas desarenadores – planta son:

Longitud = 723.5 m

Cota de salida del desarenador = 125.05 m

Cota de llegada a la planta = 121.47 m

Pendiente = 4.948 E-3

$\varnothing_1 = 8'' = 0.2032 \text{ m}$

$\varnothing_2 = 8'' = 0.2032 \text{ m}$

$N_1 = 0.012$

$$N2 = 0.009$$

$$C1=130$$

$$C2=150$$

N1 y N2 son los coeficientes de Manning (citados), para Asbesto cemento y PVC respectivamente. C1 y C2 son los coeficientes de Hazen – Williams para las respectivas tuberías.

4.4.8.2.1 Capacidad de la tubería de AC diámetro 8”. Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Manning

$$Q1 = \frac{0.312 * (0.2032^{\frac{8}{3}} * 4.948E - 3^{\frac{1}{2}})}{0.012}$$

$$Q1 = 26.10 \text{ Lps}$$

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{(125.05 - 121.47)}{723.5} = \frac{10.67}{0.2032^{4.87}} * \left(\frac{Q}{130} \right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$$Q1 = 30.9 \text{ Lps}$$

Promediando los resultados anteriores se tiene:

$$Q1 = \frac{26.10 \text{ Lps} + 30.9 \text{ Lps}}{2}$$

$$Q1 = 28.5 \text{ Lps} . \text{ Caudal a tubo lleno.}$$

Y la velocidad:

$$V1 = \frac{28.5E - 3}{\left(\frac{p * 0.2032^2}{4}\right)} = 0.87 \text{ m/s}$$

La cual se encuentra entre 0.6 m/s y 6 m/s.

4.4.8.2.2 Capacidad de la tubería de PVC diámetro 8". Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Manning

$$Q2 = \frac{0.312 * (0.2032^{\frac{8}{3}} * 4.948E - 3^{\frac{1}{2}})}{0.009}$$

$$Q2 = 34.8 \text{ Lps}$$

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{(125.05 - 121.47)}{723.5} = \frac{10.67}{0.2032^{4.87}} * \left(\frac{Q}{150}\right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$$Q2 = 35.66 \text{ Lps}$$

Promediando los resultados anteriores se tiene:

$$Q2 = \frac{34.8 \text{ Lps} + 35.66 \text{ Lps}}{2}$$

$$Q2 = 35.23 \text{ Lps}$$

Y la velocidad:

$$V_2 = \frac{35.23E-3}{\left(\frac{p * 0.2032^2}{4}\right)} = 1.08 \text{ m/s}$$

La cual se encuentra entre 0.6 m/s y 6 m/s.

Caudal total:

$$QT = Q1 + Q2$$

$$QT = 28.5 \text{ Lps} + 35.23 \text{ Lps}$$

$$QT = 63.73 \text{ Lps}$$

Valor inferior a los 97.64 Lps establecidos por el RAS.

La tabla 39 resume la capacidad de las tuberías.

Tabla 39. Capacidad de las tuberías de aducción. Municipio de Curumaní.

Tramo	Material y diámetro	Velocidad	Capacidad máxima de la tubería	Capacidad total	Déficit de transporte
		(m/s)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
Bocatoma - Desarenador	AC 10"	1.73	88.07	264.32	0
	PVC 12"	2.41	176.25		
Desarenador - PTAP	AC 8"	0.87	28.5	63.73	33.91
	PVC 8"	1.08	35.23		

Mediante aforo realizado a la entrada del tanque semienterrado se determinó que el caudal producido por la planta de tratamiento fue de 64.03 Lps es decir 7,634.3 m³/día. El caudal que salió de los desarenadores en el

momento de la visita fue 96.8 Lps (8,363 m³/día); por lo tanto el porcentaje de pérdidas entre los desarenadores y la planta es:

$$\% \text{ pérdidas} = 100 * \frac{96.8 - 64.03}{96.8}$$

$$\% \text{ pérdidas} = 33.85$$

4.4.8.3 Pérdidas en la aducción. En el momento de la visita, la bocatoma captó 104.64 Lps; de los cuales 64.03 Lps fueron tratados por la planta. Por lo tanto el caudal perdido es:

$$\text{Caudal perdido} = 104.64 - 64.03 \text{ Lps}$$

$$\text{Caudal perdido} = 40.61 \text{ Lps}$$

El máximo valor de caudal perdido, permitido por el RAS es:

$$\text{Máximo valor de caudal} = 5\% \text{ del } Q_{md}$$

$$\text{Máximo valor de caudal} = 0.05 * 61.24 \text{ Lps}$$

$$\text{Máximo valor de caudal} = 3.02 \text{ Lps}$$

El caudal perdido actualmente en la línea de aducción supera ampliamente el valor permitido por el reglamento de agua potable y saneamiento básico (RAS).

4.4.9 Planta de Tratamiento De Agua Potable.

4.4.9.1 Localización. El sistema de acueducto cuenta con una planta convencional, ubicada en la vereda las Galaxias a 4 Km del casco urbano.

4.4.9.2 Procesos realizados.

Fotografía 33. Medidor de caudal. Municipio de Curmaní.



Medición de caudal: Realizada mediante vertedero con perfil Creager, ubicado en el canal de llegada de la planta de tratamiento.

A través de un flotador inmerso en una cámara adyacente (comunicada con el vertedero mediante el sistema de vasos comunicantes) se realiza la lectura del caudal.

Fotografía 34. Coagulación y mezcla rápida. Municipio de Curmaní.



Coagulación: Se utiliza sulfato de aluminio tipo B, el cual se disuelve en un tanque, mediante mezcla manual (con pala), pues el mezclador mecánico no funciona. La dosificación se realiza mediante tubería transversal perforada inmediatamente aguas arriba del resalto; el cual por inspección visual no es eficiente (Número de Froude inferior a 4.5).

Fotografía 35. Floculador hidráulico de flujo horizontal. Municipio de Curmaní.



Floculación: Antes de los floculadores, se encuentra el canal de distribución de flujo, de 0.62m de ancho por 6.20m de largo; que alimenta las unidades de floculación.

La floculación es realizada mediante 2 floculadores hidráulicos de tabiques de flujo horizontal, de 15,30m de largo por 3,00m de ancho. Cada uno esta conformado por 50 tabiques de 4cm de espesor y posee tres zonas a saber: la primera, cuenta con 23 canales de 0.20m, la segunda con 16 canales de 0.28m y la tercera con 12 canales de 0.36m

El agua floculada, es descargada por cada módulo a un canal de abertura superior (de 0.35m x 0.52m), el cual se comunica con los sedimentadores.

Fotografía 36. Sedimentador de alta tasa. Municipio de Curumaní.



Sedimentación: realizada mediante dos unidades de sedimentación de alta tasa, con tolvas para extracción de lodos. Cada unidad la conforman 74 placas planas prensadas de asbesto cemento (de 2,40m x1,20m x 0,01m), inclinadas 60 grados con relación a la horizontal y con espacio libre entre estas de 0.06m; de modo que el agua asciende por las celdas con flujo laminar.

En cada unidad, el agua sedimentada se recolecta a través de 3 canaletas de 0.20m de ancho por 0.36m de alto; que conducen el agua al compartimiento de agua sedimentada o de entrada a los filtros.

Fotografía 37. Filtro de lecho mixto. Municipio de Curumaní.



Filtración: La planta de tratamiento cuenta con seis unidades de filtración de flujo descendente y mutuo lavado ascendente.

El sistema es operado a tasa declinante. Cada filtro tiene una dimensión de 1,40m de ancho por 3,05m de longitud, divididos longitudinalmente por un canal central de lavado de 0.60m de ancho. Se dispone de esta forma de un área de filtración de 4.27m² por unidad y un área neta total de 25.62 m² .

Compartimiento de agua sedimentada: Cámara de 10.40m de largo, 1.65 de ancho y 2.10 de profundidad. En su interior hay 2 tubos de gres que actúan como rebose. La admisión a cada filtro se efectúa mediante válvula de compuerta de ϕ 8", provista de vástago de extensión, columna de maniobra y rueda de manejo.

Lecho filtrante: De antracita, arena. Soportado por grava y falso fondo (viguetas en forma de v invertida, tipo californiano).

Canaleta de lavado: En concreto, de sección rectangular (de 0.60m de ancho por 0.26m de alto), ubicada 0.52m por encima de la superficie del lecho filtrante. Sirve como aditamento para amortiguar el impacto que genera la caída de agua sobre el lecho filtrante. La operación de lavado se efectúa mediante válvula de compuerta ϕ 8", (con vástago de extensión, columna de maniobra y rueda de manejo manual); a cual conecta la canaleta con el compartimiento de desagüe.

Fotografía 38. Compartimiento de agua sedimentada. Entrada a los filtros. Municipio de Curumaní.



Fotografía 39. Compartimiento de agua filtrada. Municipio de Curumaní.

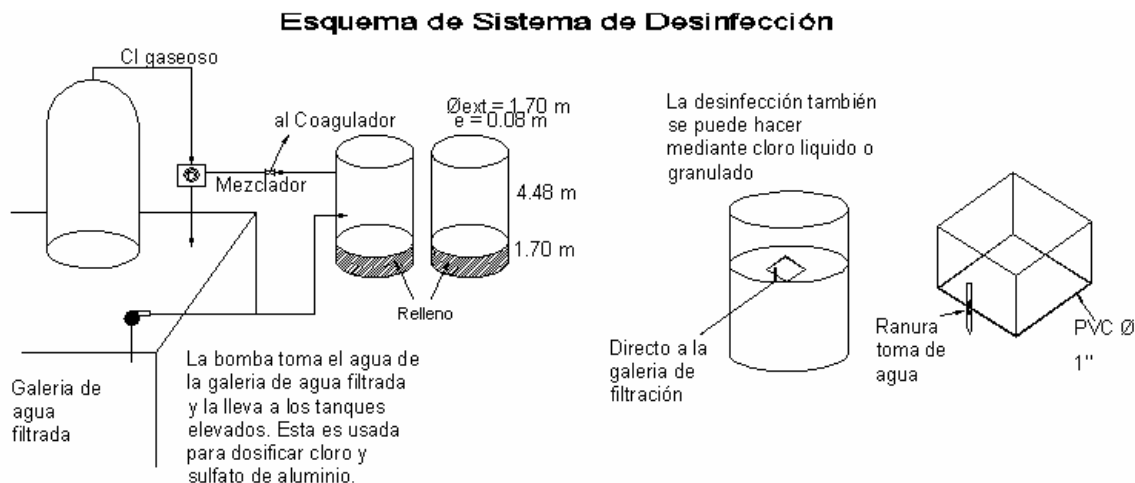


Luego de pasar por el lecho filtrante el agua asciende por una cámara de 1.40m x 1.00m hasta descargar en el compartimiento de agua filtrada, común a todas las unidades; situado al frente de las baterías de filtros.

Desinfección: El proceso se puede llevar a cabo mediante la aplicación de cloro gaseoso, granular o líquido. La planta cuenta con balas de cloro y difusor para la aplicación de cloro gaseoso y tanque de plástico con capacidad de 100L para la aplicación de cloro granular y líquido tal como lo muestra la figura 12.

La aplicación de cloro se realiza en el compartimiento de agua filtrada, inmediatamente después del vertedero de salida.

Figura 12. Sistema de desinfección. Municipio de Curumaní.



Fotografía 40. Control de calidad. Municipio de Curumaní.



Control de calidad: en la planta de tratamiento se encuentran las instalaciones de un laboratorio (utilizado como cocina por los actuales operarios). La evaluación de la calidad del agua se realiza actualmente en las instalaciones de la empresa ACUACUR. “Se realiza control de calidad químico cada semana, y diariamente se hace control de cloro residual⁷”

⁷ Estudio para el diseño óptimo de la red de distribución de agua potable en le municipio de Curumaní Cesar. Ricardo Duran Barón

Características del agua cruda

Las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua a la entrada y a la salida de la planta de tratamiento se pueden observar en la tabla 64 (Anexo A).

De acuerdo con el análisis los niveles de coliformes totales y fecales (30 y 10 UFC/100ml respectivamente) superan el valor sugerido por el decreto 475 de 1998 (0 UFC/100ml). Cabe anotar que la alcalinidad del agua tratada (112 mg CaCO₃/L) supera ligeramente el valor propuesto por el mismo decreto (100 mg CaCO₃/L).

4.4.9.4 Capacidad de diseño de la Planta. Ante la falta de información, el componente de infraestructura realizó diferentes cálculos con el objeto de determinar la capacidad de la planta. Así la capacidad según:

El floculador Hidraulico es: $Q = 60.00$ lps

El sedimentador de placas es: $Q = 64.00$ lps

Los filtros es: $Q = 89.00$ lps

Se asumió como caudal de diseño de la planta 61 Lps

El RAS establece que: “El caudal de diseño de la planta de tratamiento debe ser el caudal máximo diario cuando se cuente con almacenamiento, o en su defecto el caudal máximo horario, los cuales deben establecerse según los literales B.2.7.2 y B.2.7.3 respectivamente.”

Con base en lo anterior, El caudal que debe tratar la planta al final del periodo de diseño (año 2,024) es 59.70 Lps; inferior a la capacidad de la planta. Por lo tanto tal componente no presenta déficit.

Mediante aforo realizado a la entrada del tanque semienterrado se determinó que el caudal producido por la planta en el momento de la visita fue de 64.03 Lps (cercano a la estimación realizada).

4.4.10 Almacenamiento. Curumaní cuenta con dos sistemas de almacenamiento:

Un primer sistema conformado por dos tanques cilíndricos de concreto elevados, cada uno con una capacidad de 8.35m³, los cuales almacenan agua para las necesidades de la planta; es decir: dosificación de sulfato de aluminio, lavado de filtros y cloración.

El segundo sistema esta conformado por un tanque de concreto semienterrado con una capacidad de 1,092m³ (19.96 x 19.96 x 2.74m). De acuerdo con la prueba de estanqueidad realizada este no presenta fugas. Dicho tanque es alimentado por dos tuberías de 8" de diámetro de AC y PVC. El tanque alimenta a toda la población mediante dos tuberías de 8" de diámetro de AC y PVC. El tanque es controlado mediante cuatro válvulas de diámetro 8". La tubería de rebose es de H.F. de 6" y se encuentra localizada a 0.30 m, del borde superior, lo cual implica que la capacidad útil del tanque es de 972.1 m³. El lavado del tanque se realiza cada 30 días.

Fotografía 41. Tanques elevados. Municipio de Curumaní.



Fotografía 42. Tanque semienterrado. Municipio de Curumaní.



4.4.10.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento. Para evaluar la capacidad del tanque de almacenamiento se siguen las consideraciones establecidas por el RAS:

Periodo de diseño

Este depende del nivel de complejidad del sistema, según lo establecido en la tabla B.9.1. Para el nivel de complejidad medio alto es de 30 años.

Número de tanques

El número mínimo de tanques de compensación es de uno para el nivel de complejidad medio alto; lo cual se cumple en el Municipio Curumaní.

Capacidad de regulación

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.4). La capacidad de regulación fue calculada, para un trabajo diario del sistema de 24 horas; es decir tiempo de inoperancia de la alimentación cero horas.

Capacidad para demanda contra incendio

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.5).

En la tabla 40 se presenta el cuadro de déficit de volumen, en función de la capacidad teórica de regulación y la capacidad teórica contra incendio; considerando que la capacidad actualmente instalada es de 972.1 m³.

Tabla 40. Déficit de almacenamiento. Municipio de Curumaní.

Año	Déficit de almacenamiento (m ³)	
	Capacidad de Regulación	Capacidad contra Incendio
2004	1487	798
2014	661	876
2024	747	957
2034	909	1041

4.4.11 Conducción. El agua tratada es transportada por gravedad mediante dos líneas paralelas, con las características presentadas a continuación:

Tabla 41. Relación de diámetros y materiales de la línea de conducción. Municipio de Curumaní.

Diámetro (pulg)	Longitud (m)	Tipo de Tubería
8	130	AC
8	130	PVC

4.4.11.1 Capacidad de la línea planta de tratamiento – tanque de almacenamiento. Las características de la línea planta de tratamiento – tanque de almacenamiento son:

Longitud = 130 m

Cota de salida de la planta = 117.96 m

Cota de llegada al tanque = 116.29 m

Pendiente = 1.284 E-2

$$\varnothing 1 = 8'' = 0.2032 \text{ m}$$

$$\varnothing 2 = 8'' = 0.2032 \text{ m}$$

$$N1 = 0.012$$

$$N2 = 0.009$$

$$C1=130$$

$$C2=150$$

N1 y N2 son los coeficientes de Manning (citados), para Asbesto cemento y PVC respectivamente. C1 y C2 son los coeficientes de Hazen – Williams para las respectivas tuberías.

4.4.11.1.1 Capacidad de la tubería de AC diámetro 8". Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Manning

$$Q1 = \frac{0.312 * (0.2032^{\frac{8}{3}} * 1.284 E - 2^{\frac{1}{2}})}{0.012}$$

$$Q1 = 42.04 \text{ Lps}$$

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{(117.96 - 116.29)}{130} = \frac{10.67}{0.2032^{4.87}} * \left(\frac{Q}{130} \right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$$Q1 = 51.76 \text{ Lps}$$

Promediando los resultados anteriores se tiene:

$$Q1 = \frac{42.04 \text{ Lps} + 51.76 \text{ Lps}}{2}$$

$Q1 = 46.9 \text{ Lps}$. Caudal a tubo lleno.

Y la velocidad:

$$V1 = \frac{46.9E-3}{\left(\frac{p * 0.2032^2}{4}\right)} = 1.44 \text{ m/s} . \text{ La cual se encuentra entre } 0.6 \text{ m/s y } 6 \text{ m/s} .$$

4.4.11.1.2 Capacidad de la tubería de PVC diámetro 8”. Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Manning

$$Q1 = \frac{0.312 * (0.2032^{\frac{8}{3}} * 1.284 E - 2^{\frac{1}{2}})}{0.009}$$

$Q1 = 56.06 \text{ Lps}$

Calculo del caudal a tubo lleno mediante la ecuación de Hazen – Williams

$$J = \frac{(117.96 - 116.29)}{130} = \frac{10.67}{0.2032^{4.87}} * \left(\frac{Q}{150}\right)^{1.85}$$

Despejando de esta ecuación el caudal se tiene:

$Q1 = 59.73 \text{ Lps}$

Promediando los resultados anteriores se tiene:

$$Q1 = \frac{56.06 \text{ Lps} + 59.73 \text{ Lps}}{2}$$

$Q1 = 57.89 \text{ Lps}$. Caudal a tubo lleno.

Y la velocidad:

$$V1 = \frac{57.89E-3}{\left(\frac{p * 0.2032^2}{4}\right)} = 1.78 \text{ m/s} . \text{ La cual se encuentra entre } 0.6 \text{ m/s y } 6 \text{ m/s}.$$

Caudal total:

$$QT = Q1 + Q2$$

$$QT = 46.9 \text{ Lps} + 57.89 \text{ Lps}$$

$QT = 104.79 \text{ Lps}$. Valor superior a los 97.64 Lps establecidos por el RAS.

Tabla 42. Capacidad de las tuberías de conducción. Municipio de Curumaní.

Tramo	Material y diámetro	Velocidad	Capacidad máxima de la tubería	Capacidad total	Déficit de transporte
		(m/s)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
PTAP - Tanque	AC 8"	1.44	46.9	104.79	0
	PVC 8"	1.78	57.89		

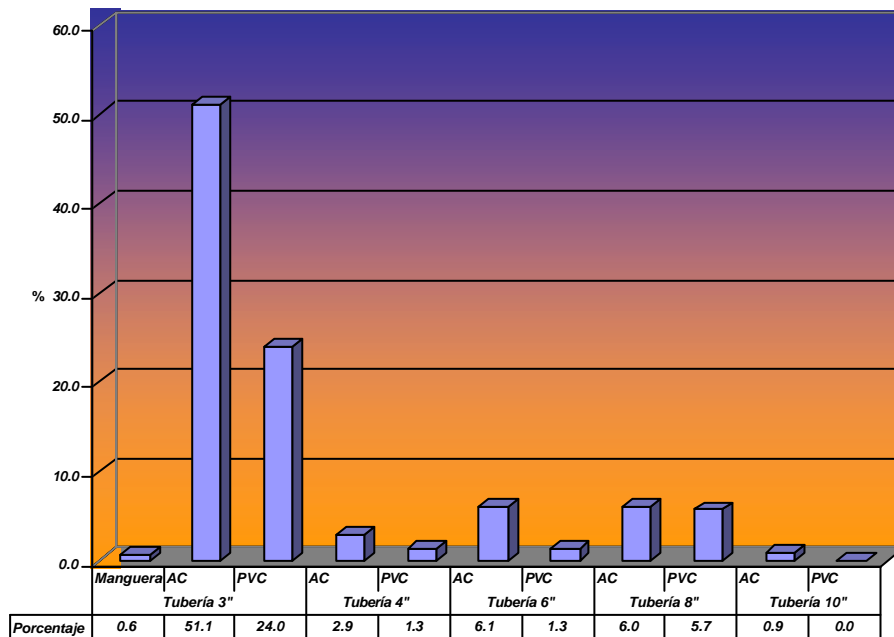
4.4.12 Red de Distribución. La red de distribución de agua potable del Municipio Curumaní cubre el 96.94% de la población y tienen una longitud de 64,535 m de tubería; de los cuales el 67% está conformado por tubería de asbesto – cemento, el 32.3% por tubería de PVC y el 0.6% restante por manguera de 3" de diámetro.

A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales:

Tabla 43. Inventario de la red de distribución del municipio de Curumaní.

	Tubería 3"			Tubería 4"		Tubería 6"		Tubería 8"		Tubería 10"	
	Manguera	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC
Longitud (m)	405	32,973	15,474	1,899	856	3,930	842	3,878	3,696	582	0
Porcentaje	0.6	51.1	24.0	2.9	1.3	6.1	1.3	6.0	5.7	0.9	0.0

Figura 13. Inventario de la red de distribución del municipio de Curumaní.



Para el nivel medio alto de complejidad el RAS en la tabla B.7.5 establece que el diámetro mínimo para la red matriz es de 6" y para la red secundaria 2 1/2" para zona residencial y 4" para zona comercial (Tabla B.7.6).

De acuerdo con lo anterior y tal como puede verse en la tabla 43, solo el 20% de la red de distribución esta conformada por tubería de diámetro superior o igual a 6"; con un 80 % restante que constituye la red secundaria. Los diámetros de la red varían de 3" a 10" siendo predominante la tubería de 3" (75.7%). Existen 2 hidrantes de 3" de diámetro tipo tráfico en toda la localidad.

Para la evaluación hidráulica de la red se realizó un procedimiento similar al establecido en el numeral 4.1.11

4.4.12.1 Simulación de la red para la demanda actual. De acuerdo con la simulación (QMH 72.33 Lps) sólo 124 de 553 tramos (el 22.42%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones todos los nodos cumplen con la recomendación planteada por el RAS.

4.4.12.2 Simulación de la red para la demanda futura. De acuerdo con la simulación (QMH 86.56 Lps) sólo 170 de 553 tramos (el 30.74%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones 339 de los 384 nodos (el 88.28%) cumplen con la recomendación planteada por el RAS.

4.4.13 Conexiones Domiciliarias. Este componente alcanza una cobertura del 94.2% lo que se traduce en servicio para 3,497 usuarios de los cuales el 0.1% posee conexión provisional, el 85.11 conexión legal, el 1.19% clandestina, el 1.73% no contabilizada, el 4.45% derivada y el 1.63% independiente.

4.4.14 Micromedición. Componente crítico, puesto que el número de micromedidores instalados (49.8%, 1,827 usuarios) es bajo. Sólo el 39.24% de los usuarios cuenta con micromedidores funcionando.

4.5 LA GLORIA

4.5.1 Nivel de Complejidad. Nivel de complejidad por población: La población proyectada al año 2024 para el casco urbano del Municipio de La Gloria, incluyendo población flotante es de 7,235 habitantes (véase la tabla 47), por lo cual el nivel de complejidad asignado es MEDIO (de 2,501 a 12,500 habitantes).

Nivel de complejidad por capacidad económica de la población: de acuerdo con la información recolectada en cuanto a necesidades básicas insatisfechas, desempleo y desarrollo municipal, se estima que un alto porcentaje de las cabezas de familia, perciben ingresos mensuales inferiores o iguales a un salario mínimo mensual vigente. Solo quienes se dedican al comercio como propietarios, transportadores o empleados devengan ingresos superiores al salario mínimo. El resto de la población se dedica a la pesca, labores del campo o actividades informales. Por lo tanto se asigna un nivel de complejidad BAJO.

Nivel de complejidad definitivo: MEDIO.

4.5.2 Dotación

4.5.2.1 Dotación actual

4.5.2.1.1 Dotación neta

Consumo domestico

El presente estudio mediante el catastro de usuarios realizado, involucró las frecuencias de usos del agua. Las dotaciones estimadas se presentan en la tabla 44.

Tabla 44. Consumos domésticos estimados para el municipio de La Gloria.

Consumo domestico	Dotación recomendada L/hab/día	Frecuencia diaria	Dotación calculada L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	30	1.00	30
Aseo personal	55	1.77	97.35
Lavado de ropas	15	0.46	6.9
Eliminación de excretas	20	1.00	20
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.25	5

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

El consumo doméstico así calculado es:

$$\text{Consumo doméstico} = 30 + 97.35 + 6.9 + 20 + 5 = 159.25 \text{ L/hab/día}$$

Otros consumos

Puesto que el consumo de uso residencial es cercano al 90% del consumo total (89.2% según datos del catastro de usuarios), el cálculo de la demanda de agua por otros consumos se realizó únicamente a partir de la dotación neta residencial, sumándole a esta un pequeño porcentaje que tiene en cuenta los otros usos agrupados (comercial, industrial, institucional, rural, escolar y fines públicos. RAS B.2.4.3). Asumiendo el 5% del consumo medio diario doméstico, se tiene:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 159.25 \text{ L/hab/día} = 7.96 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned} \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\ &= 159.25 \text{ L/hab/día} + 7.96 \text{ L/hab/día} \\ &= 167.21 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

4.5.2.1.2 Dotación Bruta

Calculada mediante la expresión:

$$d_b = \frac{V}{P}$$

Donde:

d_b = Dotación bruta u oferta de agua.

V = Volumen de agua entregado. Para este caso el producto del caudal producido por el sistema de acueducto 25 Lps y el tiempo de operación de la planta (12 horas).

P = Población con servicio de acueducto. Producto de la población existente en el municipio (4,611 habitantes) y el nivel de cobertura del servicio de acueducto (82.57%).

Así:

$$d_b = \frac{25 \frac{L}{s} * 12h * \frac{3600s}{1h}}{4,611hab * 0.8257}$$

$$d_b = 283.66 \text{ L/hab/día}$$

4.5.2.1.3 Pérdidas técnicas

Calculadas mediante la expresión:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{d_{bruta} - d_{neta}}{d_{bruta}}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{283.66 - 167.21}{283.66}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 41.05$$

4.5.2.2 Dotación sugerida

4.5.2.2.1 Dotación neta. A partir de la dotación neta estimada anteriormente y dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, el lavado de ropas posiblemente no puede ser desarrollado de acuerdo con los requerimientos, pero una vez normalizado debe anexarse el saldo teórico previsto por este concepto (Obsérvese la tabla 44).

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 159.25 + (15 - 6.9) = 167.35 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Otros consumos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 167.35 \text{ L/hab/día} = 8.36 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned} \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\ &= 167.35 \text{ L/hab/día} + 8.36 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

$$= 175.71 \text{ L/hab/día}$$

Se adoptará para efecto de cálculo 175 litros/hab/día.

4.5.2.2 Dotación bruta. La dotación bruta se determinó con base en los requerimientos de la población y las Pérdidas técnicas adoptadas; mediante la siguiente expresión:

$$dBruta = \frac{dneta}{1 - \% p} \text{ (RAS B.2.6)}$$

$dBruta$ = Dotación bruta (L/hab/día)

$dneta$ = Dotación neta (L/hab/día)

$\%p$ = Porcentaje de Pérdidas técnicas

Por lo tanto:

$$dBruta_{2004} = \frac{175}{1 - 0.4105}$$

$$dBruta_{2004} = 296.86 \text{ L / hab / día}$$

$$dBruta_{2004} = 300 \text{ L / hab / día} . \text{ Dotación adoptada.}$$

4.5.2.3 Dotaciones según el RAS. A las dotaciones sugeridas por el RAS 2000 (120 L/hab/día y 175 L/hab/día. Tabla 4) se les adicionó un 5% por consumos comerciales y un 15% por efectos del clima para un total de 20%, resultado que se muestra en la columna 2 de la Tabla 45. Finalmente se asumió el máximo porcentaje de Pérdidas técnicas permitidas por el RAS (30%), datos que se visualizan en la columna 3 de la misma tabla.

Tabla 45. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de La Gloria.

Dotaciones	RAS. Tabla B.2.2 (1)	Dotación neta (2)=1.2*(1)	Dotación bruta (3)=(2)/0.7
	L/hab/día	L/hab/día	L/hab/día
Mínima	120.00	144.00	205.71
Media	147.50	177.00	252.86
Máxima	175.00	210.00	300.00

A continuación se resumen las dotaciones previamente calculadas

Tabla 46. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de La Gloria.

Dotación		Neta (L/hab/día)	Bruta (L/hab/día)
Actual		167.21	283.66
Sugerida		175	300
RAS	Mínima	144.00	205.71
	Media	177.00	252.86
	Máxima	210.00	300.00
Adoptada		175	300

Puede verse que la dotación bruta actual y sugerida, se encuentran entre los límites insinuados por el RAS; razón por la cual se adoptaron las dotaciones presentadas en la tabla 46.

4.5.3 Demanda

4.5.3.1 Caudal medio diario. Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 47.

4.5.3.2 Caudal máximo diario. Para el cálculo del caudal máximo diario, K1 es igual a 1.3 de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 47.

4.5.3.3 Caudal máximo horario. Según el nivel de complejidad del municipio y considerando que la diferencia entre la red secundaria y la red menor de distribución no es substancial; se adoptó 1.55 como valor promedio del coeficiente K2.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 47.

Tabla 47. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de La Gloria.

Año	Población	Pérdidas técnicas (%)	Dotación Bruta (L/hab/día)	Cobertura (%)	Qmd (Lps)	QMD (Lps)	QMH (Lps)
2,004	4,611	30	250	100	13.34	17.34	26.88
2,005	4,716	30	250	100	13.65	17.74	27.50
2,006	4,823	30	250	100	13.96	18.14	28.12
2,007	4,933	30	250	100	14.27	18.56	28.76
2,008	5,046	30	250	100	14.60	18.98	29.42
2,009	5,161	30	250	100	14.93	19.41	30.09
2,010	5,278	30	250	100	15.27	19.85	30.77

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,011	5,399	30	250	100	15.62	20.31	31.48
2,012	5,522	30	250	100	15.98	20.77	32.19
2,013	5,647	30	250	100	16.34	21.24	32.93
2,014	5,776	30	250	100	16.71	21.73	33.68
2,015	5,908	30	250	100	17.09	22.22	34.44
2,016	6,042	30	250	100	17.48	22.73	35.23
2,017	6,180	30	250	100	17.88	23.25	36.03
2,018	6,321	30	250	100	18.29	23.78	36.85
2,019	6,465	30	250	100	18.71	24.32	37.69
2,020	6,612	30	250	100	19.13	24.87	38.55
2,021	6,762	30	250	100	19.57	25.44	39.43
2,022	6,917	30	250	100	20.01	26.02	40.33
2,023	7,074	30	250	100	20.47	26.61	41.25
2,024	7,235	30	250	100	20.94	27.22	42.18
2,025	7,400	30	250	100	21.41	27.84	43.15
2,026	7,569	30	250	100	21.90	28.47	44.13
2,027	7,741	30	250	100	22.40	29.12	45.13
2,028	7,917	30	250	100	22.91	29.78	46.16
2,029	8,098	30	250	100	23.43	30.46	47.21
2,030	8,282	30	250	100	23.96	31.15	48.29
2,031	8,471	30	250	100	24.51	31.86	49.39
2,032	8,664	30	250	100	25.07	32.59	50.51
2,033	8,861	30	250	100	25.64	33.33	51.67
2,034	9,063	30	250	100	26.22	34.09	52.84

4.5.4 Descripción del Sistema de Acueducto. El sistema de acueducto que abastece al Municipio de La Gloria conduce agua por bombeo del Río Magdalena hasta la planta de tratamiento y de allí nuevamente por bombeo distribuye el recurso al casco urbano.

Los componentes actuales del sistema de acueducto son los siguientes:

Captación.

Sistema de bombeo aductor.

Planta de tratamiento.

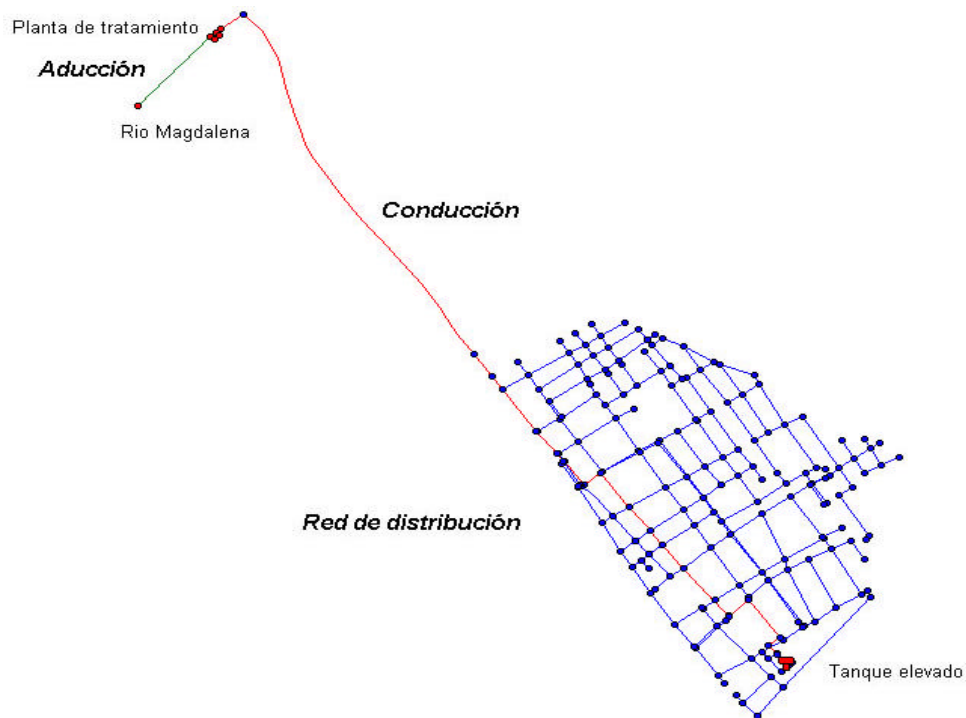
Sistema de bombeo conductor.

Tanques de almacenamiento (2).

Red de distribución.

En la figura 14 se muestra un esquema del sistema de acueducto existente en el casco urbano.

Figura 14. Sistema de acueducto del municipio de La Gloria.



4.5.5 Fuente de Abastecimiento. El acueducto del Municipio de La Gloria se abastece del agua que toma del río Magdalena.

4.5.6 Captación. La captación se encuentra ubicada al margen derecho del río Magdalena, en el sitio conocido como puerto Zagot, a 1.1 Km aguas abajo de la cabecera municipal. Esta se realiza mediante un sistema de tuberías PVC de diámetro 6”.

Fotografía 43. Captación. Municipio de La Gloria.



Se utilizan entre 3 y 31 tuberías dependiendo de la época del año; es decir: En invierno al aumentar el nivel del agua disminuye la distancia entre el río y la orilla por lo cual generalmente se utilizan tres tramos de tubería (18m); pero en época de estiaje el nivel disminuye y el cauce se aleja de la orilla haciendo necesario utilizar los 31 tramos mencionados (186m).

La continúa actividad de montar y desmontar tuberías, las perforaciones realizadas a los tubos (obstruidas con fragmentos de madera, que funcionan a manera de ventosas) y el hecho de que los empaques de estas se cambien cada año, evidencian la gran cantidad de agua perdida. Los operadores de la planta incrustan jabón en los empates de las tuberías, para reducir las fugas.

Fotografía 44. “Ventosa”. Municipio de La Gloria.



Fotografía 45. “Ventosa en funcionamiento”. Municipio de La Gloria.



De acuerdo con el RAS-2000 (B.4.4) para el nivel medio de complejidad, el periodo de diseño para de obras de captación superficial es de 20 años y la capacidad de la estructura de toma debe ser igual al caudal máximo diario, más las pérdidas en la aducción y las necesidades en la planta de tratamiento (de existir almacenamiento).

Para la situación actual, estos valores son:

Caudal medio diario = 17.34 Lps

Caudal máximo diario = 26.88 Lps

Pérdidas en la aducción = $0.045 \cdot 17.34 = 0.78$ Lps

Necesidades de la Planta de tratamiento = $0.05 \cdot 17.34 = 0.86$ Lps

Capacidad de estructuras de captación = $26.88 + 0.78 + 0.86$ Lps
= 28.52 Lps

Para el año de diseño (2,024), se tendrá:

Caudal medio diario = 27.22 Lps

Caudal máximo diario = 42.14 Lps

Pérdidas en la aducción = $0.045 \cdot 27.22 = 1.22$ Lps

Necesidades de la planta de tratamiento = $0.05 \cdot 27.22 = 1.36$ Lps

Capacidad de estructuras de captación = $42.14 + 1.22 + 1.36$ Lps
= 44.72 Lps

En el momento de la visita el sistema de bombeo captó 39.39 Lps y para tal situación los déficit son:

$$Deficit_{2004} = 28.52 - 39.39 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2004} = -10.87 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2024} = 44.72 - 39.39 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2024} = 5.33 \text{ Lps}$$

Es necesario plantear una estructura “formal” de captación (estación de bombeo deslizante o sobre barcaza flotante), la cual garantice la extracción de los caudales mencionados en cualquier época del año.

4.5.7 Sistema de Bombeo Aductor.

Fotografía 46. Bomba Siemens de 24Hp. Municipio de La Gloria.



Sistema conformado por dos bombas Siemens de 24Hp y 30Hp, las cuales trabajan alternadamente, movilizan un caudal de 39.39 Lps, (determinado mediante aforo en el tanque de entrada a la planta de tratamiento).

En verano trabaja una bomba durante un periodo continuo de 16 horas; pues al alejarse el cauce de la orilla sólo puede tenderse una línea de succión (por disponibilidad de tubería). En invierno trabajan las dos bombas alternadamente durante un periodo de 8 horas cada una.

Fotografía 47. Bomba Siemens de 30Hp. Municipio de La Gloria.



Fotografía 48. Bomba Siemens de 30Hp. Instalada fuera del cuarto de bombeo. Municipio de La Gloria.



A continuación se presentan las características de los motores de las bombas:

Tabla 48. Características de los motores del sistema de bombeo aductor. Municipio de La Gloria.

Características del motor	Bomba 1	Bomba 2
Marca	SIEMENS	SIEMENS
Modelo	3-Motor 1LA4 183-4YA80	3-Motor 1LA3 166-4YB70

Características del motor	Bomba 1	Bomba 2
Potencia	30 Hp	24 Hp
Velocidad	1755 rpm	1760 rpm
Voltaje	220 / 440 Voltios	220 / 440 Voltios
Intensidad	78 / 39 Amperios	62 / 31 Amperios

4.5.8 Desarenador. El municipio de La Gloria no cuenta con desarenador, lo cual implica que la planta de potabilización debe manejar grandes cargas de material granular.

Se propone la construcción de un desarenador que cuente con vertedero de excesos; pues la situación actual de operación de la planta se encuentra controlada por la cercanía o lejanía del río Magdalena a la orilla. En época de verano el río se aleja y el caudal succionado e impulsado es menor que en época de invierno cuando la distancia del río a la planta disminuye.

4.5.9 Aducción. En el municipio de La Gloria se realiza mediante dos líneas de conducción paralelas:

Línea 1: Conformada por los siguientes tramos:

Río Magdalena – Parte externa de la caseta de bombeo: entre 3 y 33 tuberías PVC de 6". Entre 18 y 186m.

Parte externa de la caseta de bombeo (hacia el río) – Bomba de 30 Hp: tubería HF de 6". Longitud 6.6m.

Bomba de 30Hp – Parte externa de la caseta de bombeo (hacia la planta): tubería HF de 6". Longitud 2.75m.

Parte externa de la caseta de bombeo (hacia la planta) – Planta de tratamiento: Tubería AC de 6". Longitud 25m.

Línea 2: conformada por los siguientes tramos:

Río Magdalena – Parte externa de la caseta de bombeo: entre 3 y 33 tuberías PVC de 6". Entre 18 y 186m.

Parte externa de la caseta de bombeo (hacia el río) – Bomba de 24 Hp: tubería HF de 6". Longitud 10.05m.

Bomba de 24Hp – Parte externa de la caseta de bombeo (hacia la planta): tubería PVC de 6". Longitud 2.75m

Parte externa de la caseta de bombeo (hacia la planta) – Planta de tratamiento: Tubería PVC de 6". Longitud 25m.

Durante la visita, la línea dos no se encontraba en funcionamiento.

4.5.10 Planta de Tratamiento de Agua Potable

4.5.10.1 Localización. La planta de tratamiento de agua potable se encuentra ubicada al margen derecho del río Magdalena, en el sitio conocido como Puerto Zagot, a 1.1 Km aguas abajo de la cabecera municipal. Su construcción data del año 1980

4.5.10.2 Procesos realizados. El sistema de acueducto cuenta con una planta convencional, ubicada a 25m de la caseta del bombeo aductor. La planta opera 12 horas diarias (6:00 a.m. - 6:00 p.m.), entregando agua a la población de 6:30 a.m. a 5:00 p.m.

Dentro de esta se realizan los siguientes procesos:

Fotografía 49. Medidor de caudal. Municipio de La Gloria.



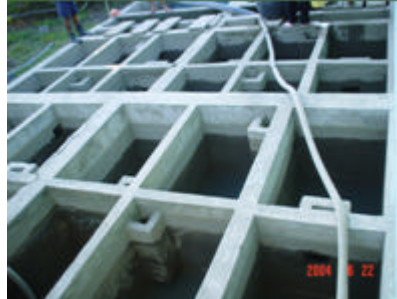
Medición de caudal: Realizada mediante vertedero con perfil Creager, ubicado en el canal de llegada de la planta de tratamiento. A través de un flotador inmerso en la cámara inmediatamente aguas arriba del vertedero, se realiza la lectura del caudal.

Fotografía 50. Coagulación y mezcla rápida. Municipio de La Gloria.



Coagulación: Se utiliza sulfato de aluminio tipo B, el cual es dosificado mecánicamente. La aplicación de este es puntual (y no transversal, como debería ser) inmediatamente aguas arriba del resalto. Cada 15 días se realiza el mantenimiento de la estructura.

Fotografía 51. Floculadores tipo Alabama. Municipio de La Gloria.



Floculación: Antes de los floculadores se encuentra un canal de 0.62m de ancho por 5.60m que alimenta las unidades de floculación.

La floculación es realizada mediante 2 unidades de floculadores tipo Alabama. Cada una conformada por 12 cámaras de 0.78m x 1.17m, las cuales poseen codos de los cuales:

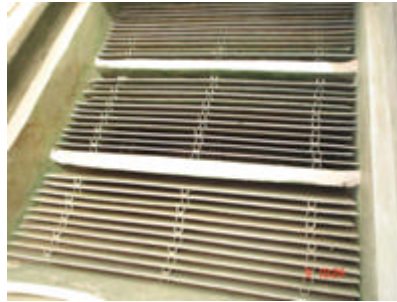
Fotografía 52. Material granular sedimentado. Municipio de La Gloria.



Los tres primeros son de 0.13m, los seis siguientes de 0.16m y tres los últimos de 0.23m. Cada modulo tiene una compuerta chapaleta para facilitar el lavado y la extracción de lodos.

En el momento de la visita se observó gran cantidad de material granular sedimentado, evidenciando la necesidad de construir un desarenador.

Fotografía 53. Sedimentador de alta tasa. Municipio de La Gloria.



Sedimentación: realizada mediante dos unidades de sedimentación de alta tasa. Cada unidad la conforman 32 placas planas prensadas de asbesto cemento (de 2,40m x1,20m x 0,01m), inclinadas 60 grados con relación a la horizontal y con espacio libre entre estas de 0.07m; de modo que el agua asciende por las celdas con flujo laminar.

En cada unidad, el agua sedimentada se recolecta a través de 2 canaletas laterales de 0.10m de ancho por 0.10m de alto; que conducen el agua al compartimiento de agua sedimentada o de entrada a los filtros.

Fotografía 54. Filtro de lecho mixto. Municipio de La Gloria.



Filtración: La planta de tratamiento cuenta con cuatro unidades de filtración de flujo descendente y mutuo lavado ascendente. El sistema es operado a tasa declinante. Cada filtro tiene una dimensión de 1.20m de ancho por 1.40m de longitud y posee un canal lateral de lavado de 0.36m de ancho. Se dispone de esta forma de un área de filtración de 1.68 m² por unidad y un área neta total de 6.72 m² .

Compartimiento de agua sedimentada: La admisión a cada filtro se controla mediante válvula de compuerta de ϕ 8" provista de vástago de extensión, columna de maniobra y rueda de manejo. Las compuertas de los filtros se encuentran en deficiente estado.

Lecho filtrante: De antracita y arena. Soportado por grava y falso fondo.

Canaleta de lavado: En concreto, de sección rectangular (de 0.36 m de ancho por 0.15 m de alto). Sirve como aditamento para amortiguar el impacto que genera la caída de agua sobre el lecho filtrante. La operación de lavado se efectúa mediante válvula de compuerta ϕ 8" (con vástago de extensión, columna de maniobra y rueda de manejo manual), la cual conecta la canaleta con el compartimiento de desagüe.

Fotografía 55. Caseta de cloración. Municipio de La Gloria.



Desinfección: El proceso se lleva a cabo mediante la aplicación de cloro gaseoso. La planta cuenta con balas de cloro y difusor. El sistema presenta fugas en la tubería de alimentación de agua, apreciables a simple vista.

Fotografía 56. Instalaciones del laboratorio. Municipio de La Gloria.



Control de calidad: La planta cuenta con las instalaciones de un laboratorio pero se encuentran inutilizadas.

Fotografía 57. Vertimiento del agua usada por la planta. Municipio de La Gloria.



Vertimiento de agua: El agua usada por la planta en lavado de filtros y operación de la misma es evacuada “a través de tuberías de 8” de diámetro

entre el pozo de inspección y una conducción final cuyo diámetro es de 10” que vierte las aguas de desagüe al río, aguas abajo de la planta⁸

4.5.10.3 Características del agua cruda. Las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua a la entrada y a la salida de la planta de tratamiento se pueden observar en la tabla 65 (Anexo A).

De acuerdo con el análisis, los niveles de coliformes totales y fecales (14 y 4 UFC/100ml respectivamente) superan el valor sugerido por el decreto 475 de 1,998 (0 UFC/100ml). Cabe anotar que el PH del agua tratada (6.3) es ligeramente inferior al valor propuesto por el mismo decreto (6.5 - 9).

4.5.10.4 Capacidad de diseño de la Planta

El componente de infraestructura realizó diferentes cálculos con el objeto de determinar la capacidad de la planta. Así la capacidad según:

El floculador Hidráulico es: $Q = 23 \text{ lps}$

El sedimentador de placas es: $Q = 24 \text{ lps}$

Los filtros es: $Q = 20 \text{ lps}$

Según Guzmán José Daza Mier en su informe: “Estudios, diseño, proyecto y presupuesto de la ampliación de la planta de tratamiento del municipio de La Gloria departamento del Cesar”; la capacidad de la planta es de 25 Lps.

Se asumió como caudal de diseño de la planta 25 Lps

El caudal que debe tratar la planta al final del periodo de diseño (año 2,024) es 27.22 Lps, valor semejante a su capacidad actual (25 Lps). Durante los

⁸ Formulación, promoción y venta de esquemas de vinculación de operadores especializados a la prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado en tres regionales del país. Parte I - plan de obras e inversiones municipio de La Gloria. Sedic S.A. Ingenieros consultores. Febrero de 2001

últimos 3 años se puede forzar la planta a operar por encima de su capacidad, razón por la cual este componente no presenta déficit.

Durante el momento de la visita se estaban tratando los 39.39 Lps impulsados por el sistema de bombeo aductor; forzando la planta muy por encima de su capacidad. Es preciso proyectar un sistema de alivio que garantice que a la planta solo ingrese el caudal de diseño.

4.5.11 Almacenamiento. Está constituido por dos tanques de almacenamiento: uno semienterrado ubicado en la planta de tratamiento y el otro elevado, ubicado en el casco urbano del municipio. La distancia entre los dos tanques es 2558 m.

Fotografía 58. Tanque semienterrado. Municipio de La Gloria.



Tanque semienterrado: Construido en concreto reforzado, con las siguientes dimensiones: 7.79 m x 5.77 m x 3.6 m. Recibe el agua tratada proveniente de la planta de tratamiento y desde allí es impulsada mediante el sistema de bombeo conductor al tanque elevado o directamente a la red de distribución. Sobre este tanque se encuentra el sistema de bombeo mencionado.

El volumen de almacenamiento es de 161.81 m³. Se observaron fisuras en las paredes del tanque, pero debido a que las compuertas que controlan el

ingreso de agua se encuentran deterioradas, no se logró aislar el tanque para realizar las pruebas de estanqueidad.

Fotografía 59. Tanque elevado. Municipio de La Gloria.



Tanque elevado: Tanque metálico modelo “COLE” construido por el INSFOPAL en el año 1980, con capacidad de almacenamiento de 90 m³. Tiene una altura de 20 m. Las columnas de alimentación y distribución están construidas en tubería de hierro fundido (H.F) de 6 pulgadas de diámetro. Cuenta con cuatro válvulas para su operación. A este tanque no se le realizaron pruebas de estanqueidad pues no fue posible llenarlo.

4.5.11.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento. Para evaluar la capacidad de almacenamiento se siguen las consideraciones establecidas por el RAS:

Periodo de diseño

Este depende del nivel de complejidad del sistema, según lo establecido en la tabla B.9.1. Para el nivel de complejidad medio es de 25 años.

Número de tanques

El número mínimo de tanques de compensación es de uno para el nivel de complejidad medio; lo cual se cumple en el Municipio La Gloria.

Capacidad de regulación

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.4). La capacidad de regulación fue calculada, para un trabajo diario del sistema de 24 horas; es decir tiempo de inoperancia de la alimentación cero horas.

Capacidad para demanda contra incendio

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.5).

En la tabla 49 se presenta el cuadro de déficit de volumen, en función de la capacidad teórica de regulación y la capacidad teórica contra incendio; considerando que la capacidad actualmente instalada es de 251.81m³ (suma de los volúmenes antes mencionados).

Tabla 49. Déficit de almacenamiento. Municipio de La Gloria.

Año	Déficit de almacenamiento (m ³)	
	Capacidad de Regulación	Capacidad contra Incendio
2004	341	721
2014	383	835
2024	532	961
2029	625	1029

4.5.12 Sistema de Bombeo Conductor. Sistema conformado por dos bombas Siemens de 30Hp y 60Hp. En el momento de la visita la bomba de 60Hp no se encontraba instalada.

Fotografía 60. Bomba Siemens de 30Hp. Municipio de La Gloria.



Fotografía 61. Bomba Siemens de 60Hp. Municipio de La Gloria.



La tubería de succión e impulsión es de Hierro fundido de diámetro 6”.

A continuación se presentan las características de los motores de las bombas:

Tabla 50. Características de los motores del sistema de bombeo conductor. Municipio de La Gloria.

Características del motor	Bomba 1	Bomba 2
Marca	SIEMENS	SIEMENS
Modelo	3-Motor 1LA4 183-4YA80	3-Motor 1LA6 220-4YA80
Potencia	30 Hp	60 Hp
Velocidad	1755 rpm	1765 rpm
Voltaje	220 / 440 Voltios	220 / 440 Voltios
Intensidad	78 / 39 Amperios	148 / 74 Amperios

4.5.13 Conducción. El agua tratada es impulsada desde la planta de tratamiento hasta el tanque de almacenamiento elevado ubicado en el patio del hospital San José dentro del casco urbano. Puesto que la capacidad de la bomba es insuficiente para realizar dicha labor, actualmente se bombea directamente a la red.

Fotografía 62. Tubería de impulsión del sistema de bombeo conductor. Municipio de La Gloria



La tubería de impulsión del sistema de bombeo conductor, es de hierro fundido (H.F.) de diámetro 6”, conformada por una válvula de retención, pasamuros y niples hasta llegar a la parte exterior del edificio de la planta de tratamiento; donde se empalma con la conducción en asbesto-cemento del mismo diámetro.

La relación de diámetros y materiales de la conducción se presenta a continuación:

Tabla 51. Relación de diámetros y materiales de la conducción. Municipio de La Gloria.

Diámetro (pulg)	Longitud (m)	Tipo de Tubería
6	68.5	AC
8	1,551.2	AC
6	938.6	PVC

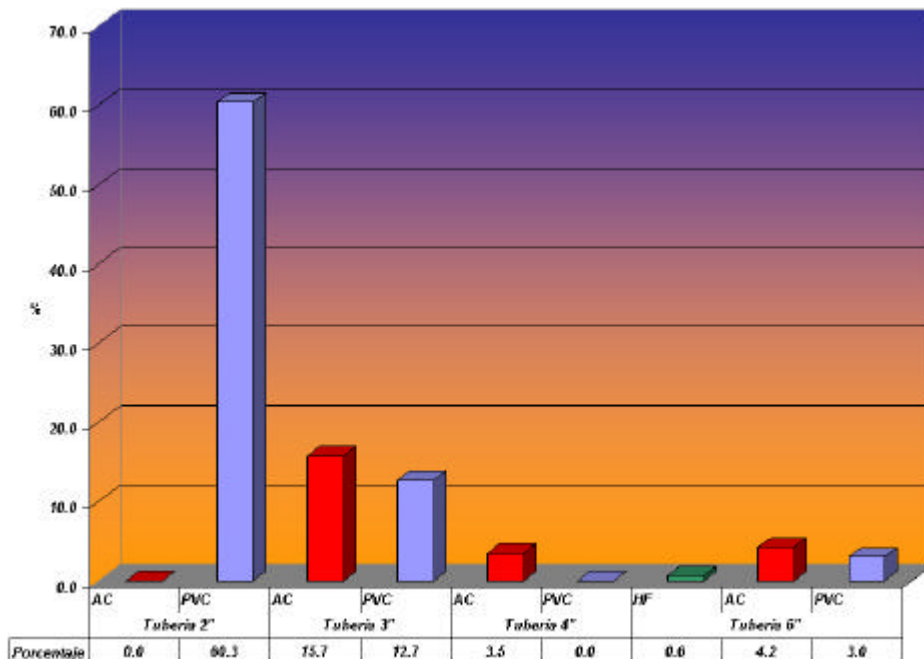
4.5.14 Red de Distribución. La red de distribución de agua potable del Municipio La Gloria cubre el 82.6% de la población y tienen una longitud de 17,421 m de tubería; de los cuales el 23.4% está conformado por tubería de asbesto – cemento, el 75.9% por tubería de PVC y el 0.6% restante por tubería de HF.

A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales:

Tabla 52. Inventario de la red de distribución del municipio de La Gloria.

	Tubería 2"		Tubería 3"		Tubería 4"		Tubería 6"		
	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	HF	AC	PVC
Longitud (m)	0	10,508	2,743	2,205	602	0	108	738	517
Porcentaje	0.0	60.3	15.7	12.7	3.5	0.0	0.6	4.2	3.0

Figura 15. Inventario de la red de distribución del municipio de de La Gloria.



Para el nivel medio de complejidad el RAS en la tabla B.7.5 establece que el diámetro mínimo para la red matriz es de 4" y para la red secundaria 2" (Tabla B.7.6).

De acuerdo con lo anterior y tal como puede verse en la tabla 53, sólo el 11.3% de la red de distribución esta conformada por tubería de diámetro superior o igual a 4"; con un 88.7 % restante que constituye la red secundaria. Los diámetros de la red varían de 2" a 6" siendo predominante la tubería de 2" (60.3%). Existen 2 hidrantes de 3" de diámetro tipo tráfico en toda la localidad.

4.5.14.1 Simulación de la red para la demanda actual. Para la evaluación hidráulica de la red se realizó un procedimiento similar al establecido en el numeral 4.1.11

El servicio de acueducto se presta de 6:30 a.m. a 5:00 p.m; por lo tanto hay momentos en que la red de distribución permanece vacía. Al entregar el agua, la red comienza a llenarse desde la parte mas alejada de la planta (sector donde se encuentra ubicado el tanque elevado) hacia esta, y debido a que la población esta acostumbrada al racionamiento, en el momento de recibir el servicio, ésta tiende a extraer instantáneamente el agua, impidiendo que la red alcance los niveles de presión requeridos para un buen servicio.

Para conseguir que la red opere adecuadamente, es necesario que ésta se encuentre presurizada, lo cual implica cierta cantidad de tiempo, el cual no es alcanzado con la situación actual.

De acuerdo con la simulación (QMH 26.88 Lps) sólo 75 de 248 tramos (el 30.24%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones sólo 21 de 174 nodos (el 12.06%) cumplen con la recomendación presentada por el RAS.

4.5.14.2 Simulación de la red para la demanda futura. De acuerdo con la simulación (QMH 42.18 Lps) sólo 89 de 248 tramos (el 35.88%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones sólo 5 de 174 nodos (el 2.87%) cumplen con la recomendación presentada por el RAS.

4.5.15 Conexiones Domiciliarias. Este componente alcanza una cobertura del 85.7% lo que se traduce en servicio para 1,082 usuarios de los cuales el 0.3% posee conexión provisional, el 77.4% conexión legal, el 0.3% clandestina, el 0.8% no contabilizada, el 6.7% derivada y el 0.2% independiente.

4.5.16 Micromedición. Es el componente más crítico de todos, puesto que el número de micromedidores instalados (4.2%, 52 usuarios), es muy bajo. Sólo el 0.18% de los usuarios cuenta con micromedidores funcionando.

4.6 PAILITAS

4.6.1 Nivel de Complejidad. Nivel de complejidad por población: La población proyectada al año 2024 para el casco urbano del Municipio de Pailitas, incluyendo población flotante es de 18,985 habitantes (véase la tabla 57), por lo cual el nivel de complejidad asignado es MEDIO ALTO (de 12,501 a 60,000 habitantes).

Nivel de complejidad por capacidad económica de la población: de acuerdo con la información recolectada en cuanto a necesidades básicas insatisfechas, desempleo y desarrollo municipal, se estima que un alto

porcentaje de las cabezas de familia, perciben ingresos mensuales inferiores o iguales a un salario mínimo mensual vigente. Solo quienes se dedican al comercio como propietarios, transportadores o empleados devengan ingresos superiores al salario mínimo. El resto de la población se dedica a labores del campo o actividades informales. Por lo tanto se asigna un nivel de complejidad BAJO.

Nivel de complejidad definitivo: MEDIO ALTO.

4.6.2 Dotación

4.6.2.1 Dotación actual

4.6.2.1.1 Dotación neta

Consumo domestico

El presente estudio mediante el catastro de usuarios realizado, involucró las frecuencias de usos del agua. Las dotaciones estimadas se presentan en la tabla 53.

Tabla 53. Consumos domésticos estimados para el municipio de Pailitas.

	Dotación recomendada	Frecuencia diaria	Dotación calculada
Consumo domestico	L/hab/día		L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	20	1.00	20
Aseo personal	20	1.77	35.4
Lavado de ropas	10	0.42	4.2
Eliminación de excretas	15	1.00	15
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.50	10

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

Las dotaciones recomendadas corresponden al límite inferior propuesto por Silva. Dicho razonamiento se basa en la deficiencia y discontinuidad del servicio actualmente prestado por el sistema de acueducto; lo cual limita los requerimientos de la población.

El consumo doméstico así calculado es:

$$\text{Consumo doméstico} = 20 + 35.4 + 4.2 + 15 + 10 = 84.6 \text{ L/hab/día}$$

Otros consumos

Puesto que el consumo de uso residencial es cercano al 90% del consumo total (88.5% según datos del catastro de usuarios), el cálculo de la demanda de agua por otros consumos se realizó únicamente a partir de la dotación neta residencial, sumándole a esta un pequeño porcentaje que tiene en cuenta los otros usos agrupados (comercial, industrial, institucional, rural, escolar y fines públicos. RAS B.2.4.3). Asumiendo el 5% del consumo medio diario doméstico, se tiene:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 84.6 \text{ L/hab/día} = 4.23 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned} \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\ &= 84.6 \text{ L/hab/día} + 4.23 \text{ L/hab/día} \\ &= 88.83 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

4.6.2.1.2 Dotación Bruta

$$d_b = \frac{V}{P}$$

Donde:

d_b = Dotación bruta u oferta de agua.

V = Volumen de agua producido por el sistema de acueducto al día. Producto del caudal producido por la planta de tratamiento (medido a la entrada del tanque semienterrado 21.55 Lps) y el trabajo diario de esta, mas el producto del caudal aforado en el tanque ubicado en los barrios Fundadores y El Bosque (10.39 Lps) y el trabajo diario de este.

P = Población actual con servicio de acueducto. Producto de la población existente en el municipio (11,418 habitantes) y el nivel de cobertura del servicio de acueducto (90.04%).

Así:

$$d_b = \frac{(21.55 + 10.39) \frac{L}{s} * 24h * \frac{3600 s}{1h}}{11,418 \text{ hab} * 0.9004}$$

$$d_b = 268.42 \text{ L/hab/día}$$

4.6.2.1.3 Pérdidas técnicas. Calculadas mediante la expresión:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{d_{bruta} - d_{neta}}{d_{bruta}}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 100 * \frac{268.42 - 88.83}{268.42}$$

$$\% \text{ pérdidas técnicas} = 66.90$$

4.6.2.2 Dotación sugerida

4.6.2.2.1 Dotación neta. La dotación neta calculada anteriormente (88.83 L/hab/día) es menor que la dotación sugerida por el RAS (130 L/hab/día, ver tabla 4).

Dadas las limitaciones del servicio actualmente ofrecido, la demanda de agua no puede desarrollarse de acuerdo con los requerimientos de la población, pero una vez normalizado el servicio las dotaciones aumentarán, razón por la cual se proponen las dotaciones de la tabla 54.

Tabla 54. Consumos domésticos estimados para el municipio de Pailitas.

Consumo domestico	Dotación recomendada L/hab/día	Frecuencia diaria	Dotación calculada L/hab/día
Bebida, cocina, lavado de platos	30	1.00	30
Aseo personal	50	1.77	88.5
Lavado de ropas	15	0.42	6.3
Eliminación de excretas	20	1.00	20
Aseo vivienda (lavado de pisos, etc.)	20	0.50	10

Fuente: Información primaria del catastro de usuarios

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 30 + 88.5 + 6.3 + 20 + 10 = 154.8 \text{ L/hab/día}$$

A partir de la dotación neta estimada anteriormente y dadas las limitaciones del servicio ofrecido, el lavado de ropas posiblemente no puede ser desarrollado de acuerdo con los requerimientos, pero una vez normalizado debe anexarse el saldo teórico previsto por este concepto (Obsérvese la tabla 54).

Por lo tanto:

$$\text{Consumo doméstico} = 154.8 + (15 - 6.3) = 163.5 \text{ L/hab/día}$$

Correcciones a la dotación neta

Al calcular la demanda teniendo en cuenta la frecuencia de usos del agua, se encuentra implícita la afectación por temperatura, razón por la cual no se realizan ajustes por este factor.

Otros consumos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente:

$$\text{Otros consumos} = 0.05 * 163.5 \text{ L/hab/día} = 8.17 \text{ L/hab/día}$$

$$\begin{aligned} \text{Dotación neta} &= \text{consumo domestico} + \text{otros consumos} \\ &= 163.5 \text{ L/hab/día} + 8.17 \text{ L/hab/día} \\ &= 171.67 \text{ L/hab/día} \end{aligned}$$

Se adoptará para efecto de cálculo 170 litros/hab/día.

4.6.2.2.2 Dotación bruta. La dotación bruta se determinó con base en los requerimientos de la población y las Pérdidas técnicas adoptadas; mediante la siguiente expresión:

$$dBruta = \frac{dneta}{1 - \% p} \text{ (RAS B.2.6)}$$

$dBruta$ = Dotación bruta (L/hab/día)

$dneta$ = Dotación neta (L/hab/día)

$\%p$ = Porcentaje de Pérdidas técnicas

Por lo tanto:

$$dBruta_{2004} = \frac{170}{1 - 0.6690}$$

$dBruta_{2004} = 513.59 \text{ L/hab/día}$

$dBruta_{2004} = 510 \text{ L/hab/día}$. Dotación adoptada.

4.6.2.3 Dotaciones según el RAS. A la dotación sugerida por el RAS 2000 (130 L/hab/día, tabla 4) se le adicionó un 5% por consumos comerciales y un 20% por efectos del clima para un total de 25%, resultado que se muestra en la columna 2 de la tabla 55. Finalmente se asumió un 25% más por pérdidas técnicas, datos que se visualizan en la columna 3 de la misma tabla.

Tabla 55. Dotaciones sugeridas por el RAS, para el municipio de Pailitas.

Dotaciones	RAS. Tabla B.2.2 (1)	Dotación neta (2)=1.25*(1)	Dotación bruta (3)=(2)/0.75
	L/hab/día	L/hab/día	L/hab/día
Mínima	130	162.50	216.67
Media	-	-	-
Máxima	-	-	-

A continuación se resumen las dotaciones previamente calculadas

Tabla 56. Resumen de las dotaciones calculadas para el municipio de Pailitas.

Dotación		Neta (L/hab/día)	Bruta (L/hab/día)
Actual		88.83	268.42
Sugerida		170	510
RAS	Mínima	162.5	216.67
	Media	-	-
	Máxima	-	-
Adoptada		170	270

Puede verse que la dotación bruta actual y sugerida, son mayores que la dotación bruta insinuada por el RAS; razón por la cual se adoptaron las dotaciones presentadas en la tabla 56.

4.6.3 Demanda

4.6.3.1 Caudal Medio Diario. Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 57.

4.6.3.2 Caudal máximo diario. Para el cálculo del caudal máximo diario, K1 es igual a 1.2 de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 57

4.6.3.3 Caudal máximo horario. Según el nivel de complejidad del municipio y considerando que la diferencia entre la red secundaria y la red menor de distribución no es substancial; se adoptó 1.45 como valor promedio del coeficiente K2.

Para el período de diseño (hasta el año 2024), se tienen los valores presentados en la tabla 57.

Tabla 57. Variación del Qmd, QMD, QMH, a lo largo del tiempo. Municipio de Pailitas.

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,004	11,418	25	227	100	29.95	35.95	52.12
2,005	11,712	25	227	100	30.73	36.87	53.46
2,006	12,014	25	227	100	31.52	37.82	54.84
2,007	12,323	25	227	100	32.33	38.79	56.25
2,008	12,640	25	227	100	33.16	39.79	57.70
2,009	12,966	25	227	100	34.02	40.82	59.19

Año	Población	Pérdidas técnicas	Dotación Bruta	Cobertura	Qmd	QMD	QMH
		(%)	(L/hab/día)	(%)	(Lps)	(Lps)	(Lps)
2,010	13,300	25	227	100	34.89	41.87	60.71
2,011	13,642	25	227	100	35.79	42.95	62.27
2,012	13,993	25	227	100	36.71	44.05	63.88
2,013	14,354	25	227	100	37.66	45.19	65.52
2,014	14,723	25	227	100	38.63	46.35	67.21
2,015	15,102	25	227	100	39.62	47.54	68.94
2,016	15,491	25	227	100	40.64	48.77	70.71
2,017	15,890	25	227	100	41.69	50.02	72.54
2,018	16,299	25	227	100	42.76	51.31	74.40
2,019	16,719	25	227	100	43.86	52.63	76.32
2,020	17,150	25	227	100	44.99	53.99	78.28
2,021	17,591	25	227	100	46.15	55.38	80.30
2,022	18,044	25	227	100	47.34	56.81	82.37
2,023	18,509	25	227	100	48.56	58.27	84.49
2,024	18,985	25	227	100	49.81	59.77	86.66
2,025	19,474	25	227	100	51.09	61.31	88.90
2,026	19,976	25	227	100	52.41	62.89	91.19
2,027	20,490	25	227	100	53.75	64.51	93.53
2,028	21,018	25	227	100	55.14	66.17	95.94
2,029	21,559	25	227	100	56.56	67.87	98.41
2,030	22,114	25	227	100	58.01	69.62	100.95
2,031	22,683	25	227	100	59.51	71.41	103.55
2,032	23,267	25	227	100	61.04	73.25	106.21
2,033	23,867	25	227	100	62.61	75.14	108.95
2,034	24,481	25	227	100	64.23	77.07	111.75

4.6.4 Descripción del Sistema de Acueducto. El sistema de acueducto del Municipio de Pailitas se abastece mediante dos captaciones superficiales. La primera ubicada en la vereda El Terror; desde la cual se conduce el agua hasta la planta de tratamiento, de allí a un tanque de almacenamiento y de este a la red de distribución. La segunda ubicada vía a San Isidro; a partir de la cual se conduce el agua hacia otro tanque de almacenamiento y de allí sin ningún tratamiento es distribuida a la población.

Los componentes actuales del sistema de acueducto son los siguientes:

Captaciones (2).

Conjunto de desarenadores (2).

Aducciones (2).

Planta de tratamiento de agua potable.

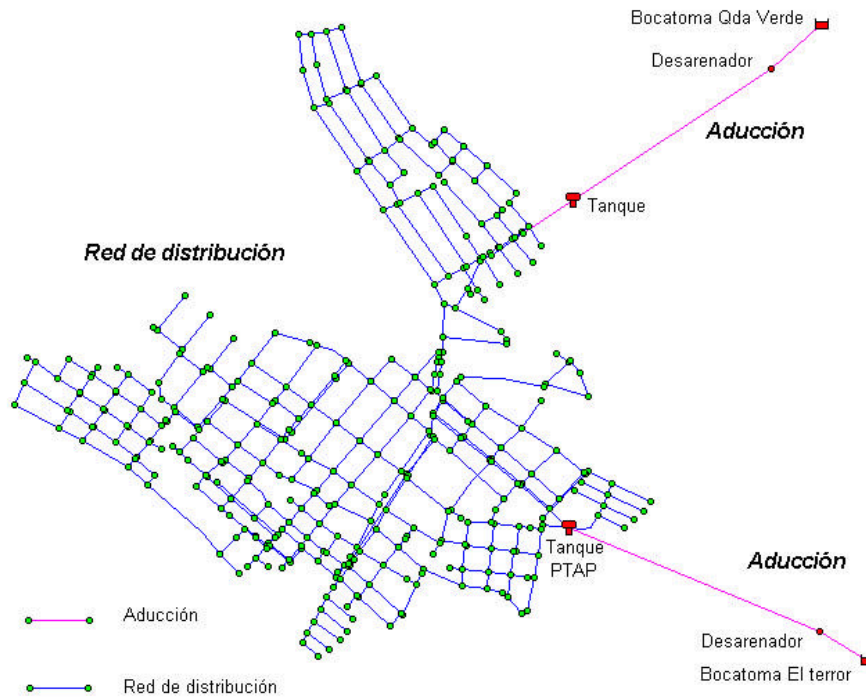
Conducción.

Tanques de almacenamiento (2).

Red de distribución.

En la figura 16 se muestra un esquema del sistema de acueducto existente en el casco urbano.

Figura 16. Sistema de acueducto del municipio de Pailitas.



4.6.5 Fuentes de Abastecimiento.

Quebrada Arroyo Hondo

Fotografía 63. Quebrada Arroyo Hondo. Municipio de Pailitas



Esta quebrada es la principal surtidora del acueducto municipal y acueductos veredales. Sus aguas también son utilizadas para fines agropecuarios, especialmente para el riego de cultivos de arroz.

Recorre el municipio de Pailitas de oriente a occidente, desembocando en las ciénagas de Mata de Zarsas y Bijao; cuerpos de agua que forman parte del complejo Cenagoso de la ciénaga de Zapatosa⁹

El sitio de captación se encuentra ubicado aproximadamente a 14 Kilómetros del municipio. Mediante aforo realizado el 26 de Junio de 2004, 100m aguas arriba de la captación se determinó el caudal transportado por la quebrada en ese momento (1019.89 Lps).

Quebrada Verde

Fotografía 64. Qda. Verde. Municipio de Pailitas



Nace a una altura de 800 m.s.n.m. en la cuchilla de Mundo Nuevo, vereda La Esperanza.

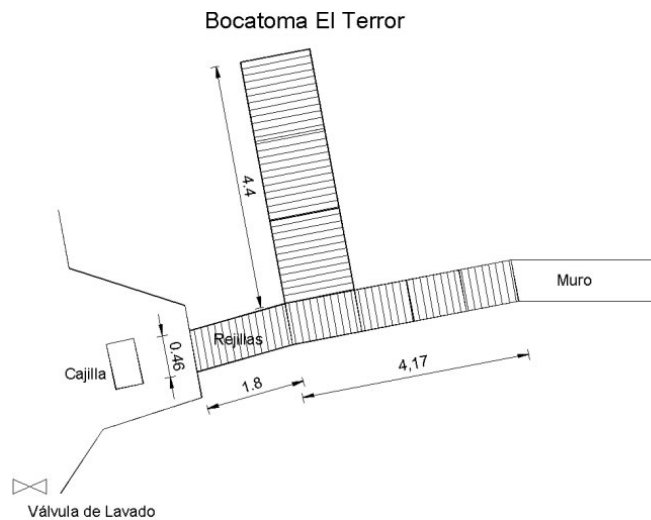
⁹ Esquema de ordenamiento territorial. Documento técnico. Departamento administrativo de planeación municipal. Pailitas Agosto de 2.001

El sitio de captación se encuentra ubicado aproximadamente a 2.8 Kilómetros del municipio. Mediante aforo realizado el 27 de Junio de 2004, 100m aguas arriba de la captación se determinó el caudal transportado por la quebrada en ese momento (61.37Lps).

4.6.6 Captación

4.6.6.1 Captación vereda el terror.

Figura 17. Configuración actual de la captación. Vereda El Terror.



Fotografía 65. Bocanoma de la vereda El Terror.



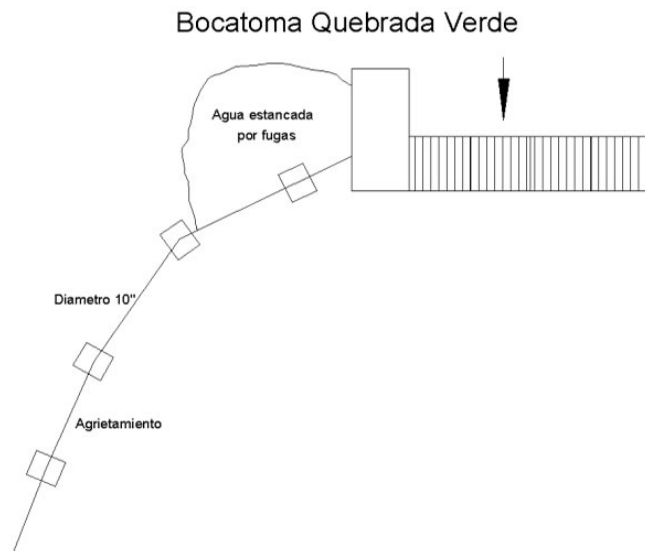
Esta captación se puede clasificar como toma de rejilla (RAS B.4.3.1.6).

La estructura a pesar de haber sido construida en el año 1982 se encuentra en buenas condiciones, cumpliendo a cabalidad con la función para la cual fue construida. No muestra deterioro, al menos visible, pero por efectos del uso se encuentra un tanto deslucida. Sus materiales son de buena calidad. Cada cuatro días se realiza el mantenimiento de la estructura.

El caudal medido 1 Km arriba del barrio Lucerna (aguas abajo de la captación) fue 938.93 Lps (81,123.5 m³/día). Por lo tanto el caudal captado por la estructura en el momento de la visita fue 80.96 Lps.

4.6.6.2 Captación vereda Qda. Verde

Figura 18. Configuración actual de la captación. Vereda Qda. Verde.



El caudal medido 100m aguas abajo de la captación fue 33.32 Lps. Por lo tanto el caudal captado por la bocatoma en el momento de la visita fue 28.05 Lps.

Esta captación se puede clasificar como toma de rejilla (RAS B.4.3.1.6).

La estructura tiene algunos daños menores (agrietamiento de paredes, y fugas); pero todavía se encuentra en condiciones aceptables, sin peligros inminentes o exigencia imperativa de reparación inmediata. Sólo se realiza mantenimiento en invierno.

Fotografía 66. Bocatoma de la vereda Qda. Verde.



De acuerdo con el RAS-2000 (B.4.4) para el nivel medio alto de complejidad, el periodo de diseño para de obras de captación superficial es de 25 años y la capacidad de la estructura de toma debe ser igual a 1.5 veces el caudal máximo diario.

Para la situación actual (año 2,004) se tiene:

Caudal máximo diario = 35.95 Lps

Capacidad de las estructuras de captación = $1.5 * 35.95$ Lps
= 53.92 Lps

Para el año de diseño (2,029), se tendrá:

$$\begin{aligned} \text{Capacidad de las estructuras de captación} &= 1.5 * 67.87 \text{ Lps} \\ &= 101.81 \text{ Lps} \end{aligned}$$

Con base en lo anterior los déficit son:

$$Deficit_{2004} = 53.92 - (80.96 + 28.05) \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2004} = -55.09 \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2029} = 101.81 - (80.96 + 28.05) \text{ Lps}$$

$$Deficit_{2029} = -7.2 \text{ Lps}$$

Según los aforos realizados en el momento de la visita, la captación es capaz de atraer los caudales proyectados por el RAS 2000.

4.6.7 Desarenadores

4.6.7.1 Desarenador vereda El Terror

Fotografía 67. Desarenador vereda El Terror.



Cuenta con un sistema de desarenadores (seis) tipo tolva conectados en serie; construidos en dos etapas; la primera en 1982 y la segunda en marzo de 2004.

El sistema se encuentra ubicado a 100m de la bocatoma. No fue posible aforar el caudal que ingresa a esta estructura.

Se observa que es operado por encima de su capacidad, pues el agua se rebosa, generando charcos en los alrededores de la estructura. El mantenimiento se realiza cada cuatro días.

4.6.7.2 Desarenador vereda Qda. Verde

Fotografía 68. Desarenador vereda Qda. Verde.



El municipio cuenta con un desarenador convencional, tal como se aprecia en la fotografía 68. Se encuentra ubicado a 50 m de la bocatoma.

El caudal que entró al desarenador el día 26 de Junio de 2,004, fue 18.34Lps y el caudal que salió de este 12.34Lps.

Se aprecia que el mantenimiento de la estructura no es suficiente (cada 4 meses o en invierno), observándose abundante material depositado en el fondo del desarenador.

Con los caudales mencionados se calcula el porcentaje de pérdidas.

El porcentaje de pérdidas entre la bocatoma y el desarenador del sistema Qda. Verde es:

$$\% \text{ pérdidas} = 100 * \frac{28.05 - 18.34}{28.05}$$

$$\% \text{ pérdidas} = 34.61$$

Y el porcentaje de Pérdidas en el desarenador es:

$$\% \text{ pérdidas} = 100 * \frac{18.34 - 12.34}{18.34}$$

$$\% \text{ pérdidas} = 32.71$$

4.6.8 Aducción

4.6.8.1 Captación vereda el terror – planta de tratamiento

Realizada de la siguiente manera:

Tramo Bocatoma – desarenador: Transporte de agua mediante tubería de AC de 12" encamisada en concreto.

Tramo desarenador – planta de tratamiento: Transporte de agua mediante tubería PVC 12" y 10"y AC de 10" y 8", en la cual se encuentran ubicadas válvulas de purga y ventosas.

Pérdidas en la aducción

En el momento de la visita a la planta ingresaron 33.36 Lps y a la bocatoma 80.96 Lps; por lo tanto las pérdidas son:

$$\text{Perdidas} = 80.96 - 33.36 \text{ Lps}$$

$$\text{Perdidas} = 47.6 \text{ Lps}$$

En porcentaje:

$$\% \text{ perdidas} = 100 * \frac{80.86 - 33.36}{80.96}$$

$$\% \text{ perdidas} = 58.79$$

El máximo valor permitido por el RAS es:

$$\text{Perdidas permitidas} = 5\% \text{ del } Q_{md}$$

El periodo de diseño de la línea de aducción es 25 años.

$$\text{Perdidas permitidas} = 0.05 * 67.87 \text{ Lps}$$

$$\text{Perdidas permitidas} = 3.39 \text{ Lps}$$

Por lo tanto las pérdidas actuales en la línea de aducción superan ampliamente el valor permitido por el reglamento de agua potable y saneamiento básico (RAS).

4.6.8.2 Captación vereda Qda. Verde – Tanque de almacenamiento

Realizada de la siguiente manera:

Tramo Bocatoma – desarenador: Transporte de agua mediante tubería AC de 10", revestida en concreto. Longitud 50 m.

Tramo desarenador – tanque de almacenamiento: Transporte de agua mediante tubería AC 8”, en la cual se encuentran ubicadas válvulas de purga y ventosas. Longitud 2,315 m.

Pérdidas en la aducción

En el momento de la visita al tanque del sistema Qda. Verde ingresaron 10.39 Lps y a la bocatoma 28.05 Lps; por lo tanto las pérdidas son:

$$\text{Perdidas} = 28.05 - 10.39 \text{ Lps}$$

$$\text{Perdidas} = 17.66 \text{ Lps}$$

En porcentaje:

$$\% \text{ perdidas} = 100 * \frac{28.05 - 10.39}{28.05}$$

$$\% \text{ perdidas} = 62.95$$

El máximo valor permitido por el RAS es:

$$\text{Perdidas permitidas} = 3.39 \text{ Lps}$$

Las pérdidas actuales en la línea de aducción superan ampliamente el valor permitido por el reglamento de agua potable y saneamiento básico (RAS).

Fotografía 69. Desarenador del sistema vereda El Terror. Obsérvese el agua en exceso.



Fotografía 70. Desarenador del sistema Qda. Verde. Obsérvese el orificio de rebose.

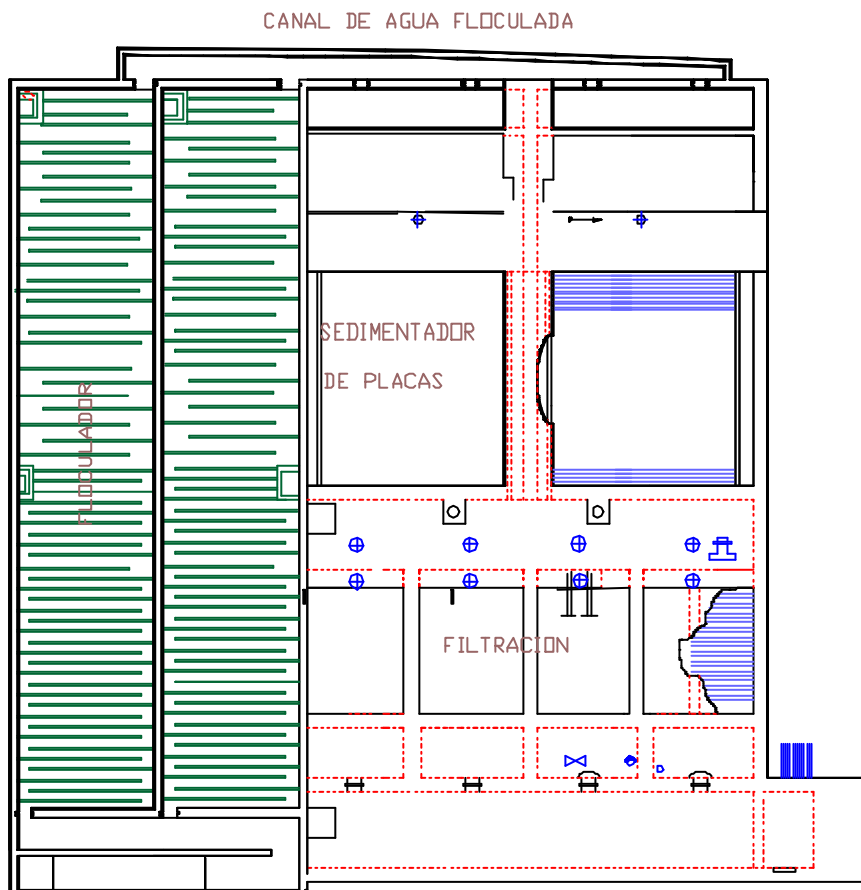


Fotografía 71. Aducción del sistema Qda. Verde. Obsérvese el riachuelo producido por una fuga.



4.6.9 Planta de Tratamiento de Agua Potable

Figura 19. Planta de potabilización del municipio de Pailitas.



4.6.9.1 Localización. El Municipio cuenta con una planta convencional, construida en el año 1982 bajo la responsabilidad administrativa y técnica del ingeniero Nayid Alvarez Joly.

Esta se encuentra ubicada al oriente del municipio, a 100m del casco urbano entre los barrios Lucerna, Las Cumbres y Pueblo Nuevo.

4.6.9.2 Procesos realizados

Fotografía 72. Medidor de caudal. Municipio de Pailitas.



Medición de caudal: Realizada mediante vertedero con perfil Creager, ubicado en el canal de llegada de la planta de tratamiento.

A través de un flotador inmerso en una cámara adyacente (comunicada con el vertedero mediante el sistema de vasos comunicantes) se realiza la lectura del caudal.

Fotografía 73. Mezclador mecánico. Municipio de Pailitas.



Fotografía 74. “Flauta” dosificadora. Municipio de Pailitas.



Coagulación: Se utiliza sulfato de aluminio tipo B (en invierno de 2 a 4 bultos de 50Kg diarios y en verano no se aplica sulfato), el cual se disuelve en un tanque y agita mezclador mecánico, sin control del proceso. La aplicación se realiza inmediatamente aguas arriba del resalto, mediante tubería transversal perforada.

Fotografía 75. Floculadores. Municipio de Pailitas.

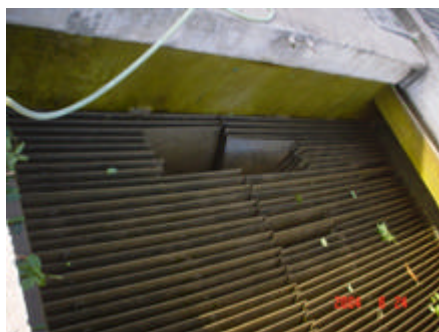


Floculación: Antes de los floculadores, se encuentra el canal de distribución de flujo, de 0.6m de ancho por 5.8m de largo; que alimenta las unidades de floculación.

La floculación es realizada mediante 2 floculadores hidráulicos de tabiques de flujo horizontal, de 15.10m de largo por 2.8m de ancho. Cada uno esta conformado por 59 tabiques de 4cm de espesor y posee tres zonas a saber: la primera, cuenta con 30 canales de 0.15m, la segunda con 14 canales de 0.25m y la tercera con 16 canales de 0.30m

El agua floculada, es descargada por cada módulo a un canal de abertura superior (de 0.20m x 0.44m), el cual se comunica con los sedimentadores.

Fotografía 76. Sedimentador de alta tasa. Municipio de Pailitas.



Sedimentación: realizada mediante dos unidades de sedimentación de alta tasa, con tolvas para extracción de lodos. Cada unidad la conforman 100 placas planas prensadas de asbesto cemento (de 2,40m x1,20m x 0,01m), inclinadas 60 grados con relación a la horizontal y con espacio libre entre estas de 0.06m; de modo que el agua asciende por las celdas con flujo laminar.

En cada unidad, el agua sedimentada se recolecta a través de 2 canaletas laterales de 0.35m de ancho por 0.13m de alto; que conducen el agua al compartimiento de agua sedimentada o de entrada a los filtros.

Fotografía 77. Filtro de lecho mixto. Municipio de Pailitas.



Filtración: La planta de tratamiento cuenta con cuatro unidades de filtración de flujo descendente y mutuo lavado ascendente. El sistema es operado a tasa declinante. Cada filtro tiene una dimensión de 2.00m de ancho por 2.30m de longitud, divididos longitudinalmente por un canal central de lavado de 0.42m de ancho. Se dispone de esta forma de un área de filtración de 4.6 m² por unidad y un área neta total de 18.4 m² .

Compartimiento de agua sedimentada: Cámara de 10 m de largo, 1 m de ancho y 2.13 de profundidad. En su interior hay 2 tubos de gres que actúan como rebose. La admisión a cada filtro se efectúa mediante válvula de compuerta de ϕ 8" provista de vástago de extensión, columna de maniobra y rueda de manejo.

Lecho filtrante: De antracita, arena. Soportado por grava y falso fondo (viguetas en forma de v invertida, tipo californiano).

Canaleta de lavado: En concreto, de sección rectangular (de 0.42 m de ancho por 0.40 m de alto), ubicada 0.8 m por encima de la superficie del lecho filtrante. Sirve como aditamento para amortiguar el impacto que genera la caída de agua sobre el lecho filtrante. La operación de lavado se efectúa mediante válvula de compuerta ϕ 8" (con vástago de extensión,

columna de maniobra y rueda de manejo manual), la cual conecta la canaleta con el compartimiento de desagüe.

Fotografía 78. Compartimiento de agua sedimentada. Entrada a los filtros. Municipio de Pailitas.



Fotografía 79. Compartimiento de agua filtrada. Municipio de Pailitas.



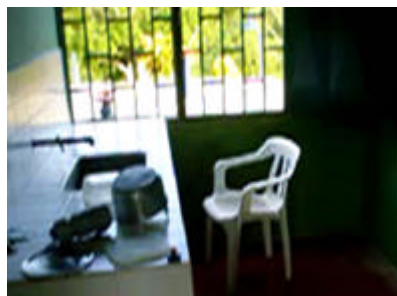
Luego de pasar por el lecho filtrante el agua asciende por una cámara de 2.3 m x 1.00m hasta descargar en el compartimiento de agua filtrada, común a todas las unidades; situado al frente de las baterías de filtros.

Fotografía 80. Lugar dispuesto para ubicar balas de cloro. Municipio de Pailitas.



Desinfección: Proceso no realizado; a pesar de contar con las instalaciones necesarias.

Fotografía 81. Instalaciones del laboratorio de control de calidad. Municipio de Pailitas.



Control de calidad: Proceso no realizado; a pesar de contar con las instalaciones necesarias.

4.6.9.3 Características del agua cruda. Las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua a la entrada y a la salida de la planta de tratamiento se pueden observar en la tabla 66 (Anexo A).

De acuerdo con el análisis, los niveles de coliformes totales y fecales (60,000 y 8,000 UFC/100ml respectivamente) exceden ampliamente el valor sugerido por el decreto 475 de 1,998 (0 UFC/100ml). Cabe anotar que el color y turbiedad del agua tratada (38 UPC y 13.4 UNT respectivamente) superan ligeramente los valores propuestos por el mismo decreto (<15 UPC y <5 UNT).

4.6.9.4 Capacidad de diseño de la planta. Ante la falta de información, el componente de infraestructura realizó diferentes cálculos con el objeto de determinar la capacidad de la planta. Así la capacidad según:

El floculador Hidraulico es: $Q = 38$ lps

El sedimentador de placas es: $Q = 63$ lps

Los filtros es: $Q = 64$ lps

Se asumió como caudal de diseño de la planta 40 Lps

El caudal que debe tratar la planta, al final del periodo de diseño (año 2,024) debe ser 59.77 Lps; superior a la capacidad de los floculadores. Por lo tanto, tal componente presenta déficit.

En el momento de la visita, ingresaron a la planta 33.36 Lps y fueron tratados 21.55 Lps; valores cercanos a la estimación realizada (40 Lps).

4.6.10 Almacenamiento. Actualmente el municipio de Pailitas dentro su sistema de Acueducto, cuenta con dos tanques de concreto semienterrados. El primero de ellos alimentado por el agua producida por la planta de tratamiento y el segundo alimentado por el agua proveniente del desarenador del sistema Qda. Verde. Sus características son las siguientes:

Tabla 58. Tanques de almacenamiento del municipio de Pailitas.

Tanque	De la planta de tratamiento	Fundadores, El Bosque
Tipo	Rectangular, de concreto, semienterrado	Rectangular, de concreto, semienterrado
Ubicación	Dentro de las instalaciones de la PTAP	Cerca a los barrios Fundadores y El Bosque.
Estado	Bueno. De acuerdo con la prueba de estanqueidad, no presenta fugas.	Bueno. De acuerdo con la prueba de estanqueidad, no presenta fugas.
Capacidad	264.63 m ³	387.13m ³
Tiempo de funcionamiento	22 años. Construido en 1982.	—

Al efectuar las pruebas de estanqueidad no se observó disminución en los niveles del agua almacenada.

Fotografía 82. Tanque ubicado en la PTAP. Municipio de Pailitas.



Fotografía 83. Tanque ubicado en el barrio Fundadores y el Bosque. Municipio de Pailitas.



4.6.10.1 Evaluación de la capacidad de almacenamiento. Para evaluar la capacidad de almacenamiento se siguen las consideraciones establecidas por el RAS:

Periodo de diseño

Este depende del nivel de complejidad del sistema, según lo establecido en la tabla B.9.1. Para el nivel de complejidad medio alto es de 30 años.

Número de tanques

El número mínimo de tanques de compensación es uno para el nivel de complejidad medio alto; lo cual se cumple en el Municipio Pailitas.

Capacidad de regulación

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.4). La capacidad de regulación fue calculada, para un trabajo diario del sistema de 24 horas; es decir tiempo de inoperancia de la alimentación cero horas.

Capacidad para demanda contra incendio

Calculada según lo establecido por el RAS (B.9.4.5).

En la tabla 59 se presenta el cuadro de déficit de volumen, en función de la capacidad teórica de regulación y la capacidad teórica contra incendio; considerando que la capacidad actualmente instalada es de 651.76 m³ (suma de los volúmenes antes mencionados).

Tabla 59. Déficit de almacenamiento. Municipio de Pailitas.

Año	Déficit de almacenamiento (m ³)	
	Capacidad de Regulación	Capacidad contra Incendio
2004	1694	861
2014	755	1057
2024	1070	1279
2034	1568	1527

4.6.11 Conducción. Construida en el año 1,982 con tubería de AC de 8” y 75 m de longitud. Presenta una serie de perforaciones “indebidas”, las cuales se listan a continuación:

Conexión al barrio Lucerna

Conexión al barrio Las Cumbres

15 conexiones “legalizadas”. Administradas mediante válvulas de compuerta.

Fotografía 84. “Conexión” para el barrio Lucerna. Municipio de Pailitas



Fotografía 85. “Conexión” para el barrio Las Cumbres. Municipio de Pailitas



Fotografía 86. “15 Conexiones legalizadas”. Municipio de Pailitas



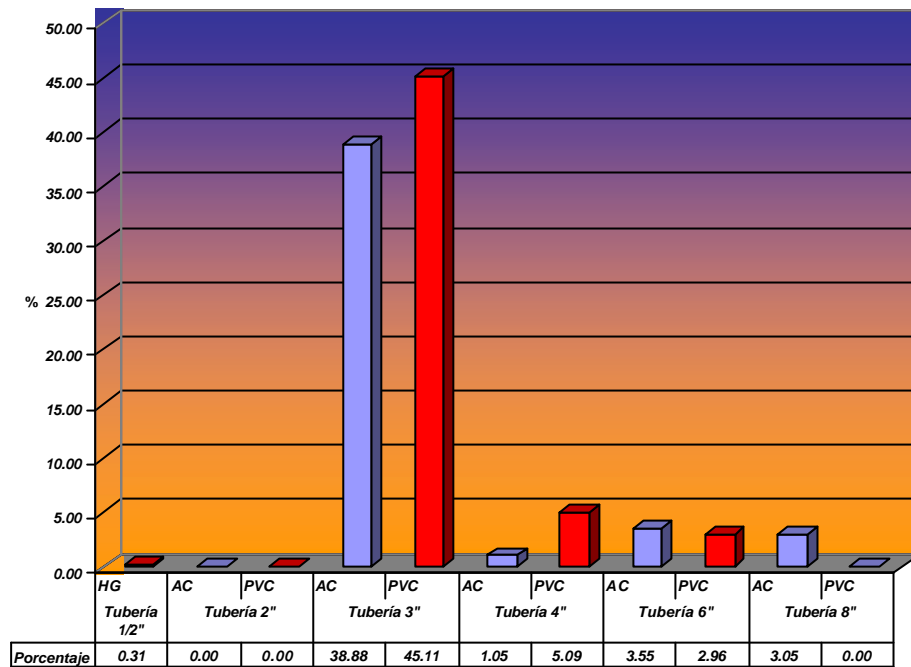
4.6.12 Red de Distribución. La red de distribución de agua potable del Municipio Pailitas cubre el 90.03% de la población y tienen una longitud de 32,909 m de tubería; de los cuales el 46.5% está conformado por tubería de asbesto – cemento, el 53.2% por tubería de PVC y el 0.3% restante por tubería de hierro galvanizado de ½”.

A continuación se presenta la relación de diámetros y materiales:

Tabla 60. Inventario de la red de distribución del municipio de Pailitas.

	Tubería 1/2"	Tubería 2"	Tubería 3"			Tubería 4"		Tubería 6"		Tubería 8"	
	HG	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC	AC	PVC
Longitud (m)	101	0	0	12,755	14,844	347	1,676	1,167	976	1,003	0
Porcentaje	0.31	0.00	0.00	38.88	45.11	1.05	5.09	3.55	2.96	3.05	0.00

Figura 20. Inventario de la red de distribución del municipio de Pailitas.



Para el nivel medio alto de complejidad el RAS en la tabla B.7.5 establece que el diámetro mínimo para la red matriz es de 6" y para la red secundaria 2 1/2" para zona residencial y 4" para zona comercial (Tabla B.7.6).

De acuerdo con lo anterior y tal como puede verse en la tabla 60, sólo el 9.56% de la red de distribución esta conformada por tubería de diámetro superior o igual a 6"; con un 90.44 % restante que constituye la red secundaria. Los diámetros de la red varían de 1/2" a 8" siendo predominante la tubería de 3" (83.99%).

4.6.12.1 Simulación de la red para la demanda actual. Para la evaluación hidráulica de la red se realizó un procedimiento similar al establecido en el numeral 4.1.11

De acuerdo con la simulación (QMH 52.12 Lps) sólo 56 de 479 tramos (el 11.69%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones todos los nodos cumplen con el requerimiento planteado por el RAS 2000.

4.6.12.2 Simulación de la red para la demanda futura. De acuerdo con la simulación (QMH 86.66 Lps) sólo 143 de 479 tramos (el 29.85%) cumplen con la recomendación realizada por López.

En cuanto a presiones todos los nodos cumplen con el requerimiento planteado por el RAS 2000.

4.6.13 Conexiones Domiciliarias. Este componente alcanza una cobertura del 91.9% lo que se traduce en servicio para 2,528 usuarios de los cuales el 0.1% posee conexión provisional, el 78.91 conexión legal, el 1.14% clandestina, el 3.89% no contabilizada, el 3.35% derivada y el 4.53% independiente.

4.6.14 Micromedición. Es el componente más crítico de todos, puesto que el número de micromedidores instalados (2.3%, 53 usuarios) es muy bajo. Sólo el 1.2% de los usuarios cuenta con micromedidores funcionando.

5. PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES

En el capítulo anterior, se identificaron las verdaderas causas de los problemas de los sistemas de acueducto de los municipios mencionados. Problemas que han de ser atacados en la presente sección, buscando elevar la calidad del servicio, mediante la entrega de agua potable, las 24 horas del día, al 100% de la población y con niveles de presión adecuados. Para conseguir tal fin es necesario adelantar los siguientes programas:

5.1 PROGRAMA DE AGUA NO CONTABILIZADA

El agua no contabilizada se define como la diferencia entre el agua que produce el sistema de acueducto y el agua que se factura a los usuarios del sistema. Comprende pérdidas físicas y comerciales. Las primeras incluyen fugas en tuberías, accesorios y estructuras como reboses de tanques, desarenadores, plantas de tratamiento, etc. Las pérdidas comerciales consideran los volúmenes consumidos no facturados, no contabilizados por defectos de medición y consumos a través de conexiones clandestinas.

Es necesario adelantar un programa de agua no contabilizada, ya que desde la perspectiva técnica la calidad del servicio mejora, pues se regulan las presiones de servicio a los usuarios y se pueden destinar más recursos a la calidad del agua entregada. Desde el punto de vista ambiental la explotación del recurso hídrico disminuye; recuperando no solo al ecosistema que produce el agua cruda sino aquel que la recibe después de ser usada por el hombre. A nivel social permite ampliar la cobertura del servicio (pues al

disminuir las pérdidas se dispone de un mayor volumen de agua) e incentivar la equidad, ya que la medición de consumos elimina las tarifas iguales.

El programa de disminución del agua no contabilizada incluye:

- La Instalación de macromedidores, micromedidores, válvulas de purga y válvulas de sectorización
- Determinación y control de fugas
- Rehabilitación de redes

5.2 PROGRAMA DE CAPACITACIÓN DEL PERSONAL

Actualmente los operadores de plantas de tratamiento y fontaneros, deben contar con el certificado de competencia laboral, expedido por el SENA, el cual garantiza la idoneidad de los trabajadores.

5.3 PROGRAMAS PARTICULARES

5.3.1 Municipio de Astrea. El diagnóstico del sistema de acueducto, indica que es necesario:

- Reforzar la línea de aducción del pozo actual.
- Construir dos pozos, cada uno con una capacidad de 14 Lps (de los cuales, uno actuará como pozo de redundancia).
- Construir un sistema de potabilización (con capacidad de 28 Lps), con su respectivo laboratorio de control de calidad. La selección de una

planta convencional o compacta debe basarse en un estudio de costo mínimo.

- Reponer la tubería de alimentación y distribución del tanque elevado.
- Adecuar el tanque semienterrado y ampliar la capacidad de almacenamiento; pues el déficit al año 2024 es de 378 m³.
- Aumentar la cobertura del servicio después de que este se halla normalizado.

5.3.2 Municipio de Chimichagua. La optimización del sistema de acueducto de este municipio implica:

- Aumentar el volumen de agua captada mediante la construcción de dos pozos, cada uno con una capacidad de 15 Lps (de los cuales, uno actuará como pozo de redundancia).
- Construir un sistema de potabilización (con capacidad de 50 Lps), con su respectivo laboratorio de control de calidad. La selección de una planta convencional o compacta debe basarse en un estudio de costo mínimo.
- Aumentar el volumen de almacenamiento, una vez se hallan habilitado los tanques existentes. El déficit actual de almacenamiento es de 949 m³ y al año 2024 de 1123 m³.
- Aumentar la cobertura del servicio después de que este se halla normalizado.

5.3.3 Municipio de Chiriguaná. Para que el servicio sea de calidad es preciso:

- Aumentar el volumen de agua captada mediante la construcción de dos pozos, cada uno con una capacidad de 15 Lps (de los cuales, uno de estos actuará como pozo de redundancia).
- Construir un sistema de potabilización (con capacidad de 65 Lps), con su respectivo laboratorio de control de calidad. La selección de una planta convencional o compacta debe basarse en un estudio de costo mínimo.
- Aumentar el volumen de almacenamiento, una vez se halla adecuado el tanque metálico y se hallan reparado las fugas de los tanques de concreto existentes. El déficit de almacenamiento al año 2024 es de 1444 m³.
- Aumentar la cobertura del servicio después de que este se halla normalizado.

5.3.4 Municipio de Curumaní. En Curumaní se deben adelantar las siguientes acciones, para mejorar el servicio:

- Adecuar la línea de aducción (bocatoma – planta de tratamiento de agua potable); ya que el porcentaje de pérdidas es alto a lo largo de toda la línea (7.49% en el tramo bocATOMA - desarenadores y 33.85% en el tramo desarenadores – Planta) y se presenta déficit de

transporte en el tramo desarenadores – planta de tratamiento (33.91 Lps).

- Eliminar las fugas de los desarenadores.
- Legalizar las conexiones que se encuentran a lo largo de la aducción, conducción y distribución (es decir desde la bocatoma, hasta la red). Es preciso establecer los usuarios que se abastecen de los mencionados tramos y construir tanques de almacenamiento que permitan extraer agua cruda de manera controlada.
- Trasladar el laboratorio de control de calidad de las instalaciones de la empresa ACUACUR, a predios de la planta; la cual cuenta con el espacio físico para tal fin.
- Ampliar el volumen de almacenamiento, una vez se halla logrado optimizar el transporte de agua a lo largo de la aducción. El déficit de almacenamiento al año 2024 es de 747 m3.
- Aumentar la cobertura del servicio después de que este se halla normalizado.

5.3.5 Municipio de La Gloria. Las acciones que deben adelantarse en el municipio de la Gloria son:

- Optimizar el sistema de captación actual.

- Construir un sistema de pretratamiento (desarenador); ya que el material granular actualmente es removido por los floculadores; disminuyendo la eficiencia del proceso.
- Implementar un laboratorio de control de calidad en las instalaciones de la planta de tratamiento.
- Reponer la tubería de conducción (1620 m de AC, con más de 20 años de edad).
- Aumentar el volumen de almacenamiento una vez se halla adecuado el tanque metálico existente. El déficit actual de almacenamiento es de 341 m³ y al año 2024 es de 532 m³.
- Aumentar la cobertura del servicio después de que este se halla normalizado.

5.3.6 Municipio de Pailitas. En Pailitas es necesario:

- Adecuar las líneas de aducción; ya que los porcentajes de pérdidas son altos (58.79% en el tramo vereda el terror – planta de tratamiento y 62.95% en el tramo vereda quebrada verde - tanque)
- Legalizar las conexiones que se encuentran a lo largo de las líneas de aducción. Es preciso establecer los usuarios que se abastecen de los

mencionados tramos y construir tanques de almacenamiento que permitan extraer agua cruda de manera controlada.

- Reponer las placas rotas de los sedimentadores y cambiar los lechos de los filtros.
- Ampliar la capacidad de tratamiento del sistema mediante la construcción de una nueva unidad de floculación e implementar el proceso de desinfección.
- Aumentar el volumen de almacenamiento. El déficit de almacenamiento para el año 2024 es de 1070 m³.
- Desconectar los equipos de bombeo, que hoy en día succionan agua de la red e incrementan las deficiencias del sistema.
- Aumentar la cobertura del servicio después de que este se halla normalizado.

CONCLUSIONES

Se logró hacer una contribución para mejorar la delicada situación del sector de agua potable y saneamiento básico, que afecta a los municipios de Astrea, Chimichagua, Chiriguaná, Curumaní, La Gloria y Pilitas en el departamento del Cesar.

Durante el periodo de realización de la práctica y aun hoy en día se continua con la labor de plantear soluciones, en pro de elevar la calidad del servicio.

Se documentaron y establecieron los procedimientos necesarios al interior del proyecto, para realizar los diagnósticos de los sistemas de acueducto.

Se ha revisado y evaluado gran cantidad de información, permitiendo reforzar los conocimientos adquiridos en las asignaturas cursadas a lo largo de la carrera universitaria.

Como valor agregado a la labor desarrollada, se debe reconocer la adquisición de nuevos conocimientos y experiencia en el desarrollo de trabajo grupal, por estar laborando en un grupo de investigación interdisciplinario.

Muy destacables son los beneficios que ha traído para la escuela de Ingeniería Civil de la UIS la realización de esta práctica empresarial. Como aporte directo se exalta la entrega de una cartilla, que presenta de manera clara, ordenada y validada el procedimiento necesario para realizar el diagnóstico técnico de sistemas de acueducto.

BIBLIOGRAFIA

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Agua no contabilizada. Municipios menores y zonas rurales. Bogotá: MinDesarrollo, 2.002. 96p.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Catastro de Redes. Municipios menores y zonas rurales. Bogotá: MinDesarrollo, 2.002. 63p.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Sección I. Título A. Aspectos generales de los sistemas de agua potable y saneamiento básico. Colombia: MinDesarrollo, 2.000. 107p.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Sección II. Título B. Sistemas de acueducto. Colombia: MinDesarrollo, 2.000. 208p.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Sección II. Título C. Sistemas de potabilización. Colombia: MinDesarrollo, 2.000. 182p.

ARBOLEDA, V. Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tomo I. Colombia: McGraw-Hill, 2.000. 362 p.

CORCHO, R. Freddy y Duque, S. José. Acueductos teoría y diseño. Medellín: Universidad de Medellín, 1.997. 592p.

HENRY, J. Glynn y HEINKE, Gary. Ingeniería ambiental. México: Prentice Hall, 1.999. 800p.

SILVA, G. Luis. Diseño de acueductos y alcantarillados. Bogotá: Universidad Javeriana. 260p.

ROSSMAN, Lewis. EPANET 2.0 User's manual. Cincinnati: EPA, 2.000. 192p.

CUALLA, L. Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá. Escuela Colombiana de Ingeniería, 1.995. 320p.

Anexo A. Caracterización de aguas

Resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos del agua del municipio de Astrea.

NOMBRE DE LA MUESTRA		Pozo el Piñón	Decreto 475 de 1998
pH	(Unidad de PH)	8,2	6.5 - 9
COLOR	(UPC)	1	<15
TURBIEDAD	(UNT)	0,8	<5
CONDUCTIVIDAD	(μ S/cm)	500	50 - 1000
SÓLIDOS TOTALES	(mg/L)	626	< 500
HIERRO TOTAL	(mg Fe/L)	0,2	0,3
CLORUROS	(mg Cl-/L)	23,5	250
SULFATOS	(mg SO ₄ -2/L)	12,4	250
CORO RESIDUAL	(mg Cl ₂ /L)	No aplican cloro	0.2 -1.0
NITRITOS	(mg NO ₂ - /L)	0,008	0,1
FOSFATOS	(mg PO ₄ -3/L)	0,37	0,2
ALUMINIO RESIDUAL	(mg Al/L)	N.D.	0,2
ALCALINIDAD TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	310	100
DUREZA TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	94,0	160
COLIF. TOTALES	(UFC/100ml)	97	0
COLIF. FECALES	(UFC/100ml)	4	0
TEMP. AGUA	(°C)	27,8	< 40
TEMP. AMBIENTE	(°C)	33,1	< 40

Resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos del agua del municipio de Chimichagua.

NOMBRE DE LA MUESTRA		Pozo ubicado en la calle 10, entre carreras 12ª y 13	Decreto 475 de 1998
pH	(Unidad de PH)	6,89	6.5 - 9
COLOR	(UPC)	280	<15
TURBIEDAD	(UNT)	48,7	<5
CONDUCTIVIDAD	(μ S/cm)	121	50 - 1000
SÓLIDOS TOTALES	(mg/L)	84	< 500
HIERRO TOTAL	(mg Fe/L)	3,94	0,3
CLORUROS	(mg Cl-/L)	8,24	250
SULFATOS	(mg SO ₄ ²⁻ /L)	13,4	250
CORO RESIDUAL	(mg Cl ₂ /L)	0	0.2 -1.0
NITRITOS	(mg NO ₂ - /L)	0,008	0,1
FOSFATOS	(mg PO ₄ ³⁻ /L)	0,8	0,2
ALUMINIO RESIDUAL	(mg Al/L)	0,01	0,2
ALCALINIDAD TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	106	100
DUREZA TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	96	160
COLIF. TOTALES	(UFC/100ml)	100	0
COLIF. FECALES	(UFC/100ml)	6	0
TEMP. AGUA	(°C)	29,3	< 40
TEMP. AMBIENTE	(°C)	31,5	< 40

Resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos del agua del municipio de Chiriguaná.

NOMBRE DE LA MUESTRA		Barrio El Carmen (Cr 7 – Cll 4, en el lote de los tanques elevados)	Barrio El Carmen (Cr 7 – Cll 4, esquina sur oeste)	Decreto 475 de 1998
pH	(Unidad de PH)	7,15	7,17	6.5 - 9
COLOR	(UPC)	30	200	<15
TURBIEDAD	(UNT)	1,04	6,92	<5
CONDUCTIVIDAD	(μ S/cm)	122	119	50 - 1000
SOLIDOS TOTALES	(mg/L)	92	288	< 500
HIERRO TOTAL	(mg Fe/L)	N.D.	0,54	0,3
CLORUROS	(mg Cl ⁻ /L)	7,65	7,65	250
SULFATOS	(mg SO ₄ ⁻² /L)	10,7	18,4	250
CLORO RESIDUAL	(mg Cl ₂ /L)	No aplican cloro	No aplican cloro	0.2 -1.0
NITRITOS	(mg NO ₂ - /L)	N.D.	N.D.	0,1
FOSFATOS	(mg PO ₄ ⁻³ /L)	0,29	0,33	0,2
ALUMINIO RESIDUAL	(mg Al/L)	N.D.	N.D.	0,2
ALCALINIDAD TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	113	100	100
DUREZA TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	94	74	160
COLIF. TOTALES	(UFC/100ml)	92	312	0
COLIF. FECALES	(UFC/100ml)	42	30	0
TEMP. AGUA	(°C)	28,6	28,7	< 40
TEMP. AMBIENTE	(°C)	33,7	33,4	< 40

Resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos del agua del municipio de Curumaní.

NOMBRE DE LA MUESTRA		Entrada a la PTAP	Almacenamiento	Decreto 475 de 1998
pH	(Unidad de PH)	7,32	7,4	6.5 - 9
COLOR	(UPC)	2	1	<15
TURBIEDAD	(UNT)	0,78	0,65	<5
CONDUCTIVIDAD	(μ S/cm)	170	170	50 - 1000
SÓLIDOS TOTALES	(mg/L)	34	262	< 500
HIERRO TOTAL	(mg Fe/L)	N.D.	N.D.	0,3
CLORUROS	(mg Cl-/L)	9,42	10,59	250
SULFATOS	(mg SO ₄ ⁻² /L)	11,3	76,9	250
CLORO RESIDUAL	(mg Cl ₂ /L)	N/A	0,50	0.2 - 1.0
NITRITOS	(mg NO ₂ - /L)	N.D.	N.D.	0,1
FOSFATOS	(mg PO ₄ ⁻³ /L)	N.D.	N.D.	0,2
ALUMINIO RESIDUAL	(mg Al/L)	N.D.	0,19	0,2
ALCALINIDAD TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	128	112	100
DUREZA TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	130	124	160
COLIF. TOTALES	(UFC/100ml)	28000	30	0
COLIF. FECALES	(UFC/100ml)	4000	<10	0
TEMP. AGUA	(°C)	28,3	28,5	< 40
TEMP. AMBIENTE	(°C)	34,6	34,6	< 40

Resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos del agua del municipio de La Gloria.

NOMBRE DE LA MUESTRA		Entrada a la PTAP	Almacenamiento	Decreto 475 de 1998
pH	(Unidad de PH)	7,37	6,30	6.5 - 9
COLOR	(UPC)	7550	0	<15
TURBIEDAD	(UNT)	426,0	3,5	<5
CONDUCTIVIDAD	(μ S/cm)	106	115	50 - 1000
SOLIDOS TOTALES	(mg/L)	360	182	< 500
HIERRO TOTAL	(mg Fe/L)	0,8	N.D.	0,3
CLORUROS	(mg Cl-/L)	4,71	7,07	250
SULFATOS	(mg SO ₄ - 2/L)	5,8	18,5	250
CLORO RESIDUAL	(mg Cl ₂ /L)	N.D.	1,0	0.2 -1.0
NITRITOS	(mg NO ₂ - /L)	N.D.	N.D.	0,1
FOSFATOS	(mg PO ₄ - 3/L)	N.D.	N.D.	0,2
ALUMINIO RESIDUAL	(mg Al/L)	0,11	0,02	0,2
ALCALINIDAD TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	78	30	100
DUREZA TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	76	62	160
COLIF. TOTALES	(UFC/100ml)	110000	14	0
COLIF. FECALES	(UFC/100ml)	10000	4	0
TEMP. AGUA	(°C)	28	27,6	< 40
TEMP. AMBIENTE	(°C)	33	33,5	< 40

Resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos del agua del municipio de Pailitas.

NOMBRE DE LA MUESTRA		Entrada a la PTAP	Almacenamiento PTAP	Decreto 475 de 1998
pH	(Unidad de PH)	7,78	7,09	6.5 - 9
COLOR	(UPC)	128	38	<15
TURBIEDAD	(UNT)	22	13,4	<5
CONDUCTIVIDAD	(μ S/cm)	65,1	66	50 - 1000
SOLIDOS TOTALES	(mg/L)	70	86	< 500
HIERRO TOTAL	(mg Fe/L)	0,2	N.D.	0,3
CLORUROS	(mg Cl-/L)	4,71	4,71	250
SULFATOS	(mg SO ₄ -2/L)	19,3	45,8	250
CLORO RESIDUAL	(mg Cl ₂ /L)	0,0	0,0	0.2 - 1.0
NITRITOS	(mg NO ₂ - /L)	0,006	0,008	0,1
FOSFATOS	(mg PO ₄ -3/L)	N.D.	N.D.	0,2
ALUMINIO RESIDUAL	(mg Al/L)	0,03	0,14	0,2
ALCALINIDAD TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	60	45	100
DUREZA TOTAL	(mg CaCO ₃ /L)	14	36	160
COLIF. TOTALES	(UFC/100ml)	30000	60000	0
COLIF. FECALES	(UFC/100ml)	62	8000	0
TEMP. AGUA	(°C)	28,3	28,1	< 40
TEMP. AMBIENTE	(°C)	31,5	31,5	< 40