



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y
ALCANTARILLADO PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA AÑO
2007 – 2011**

**ABBAD JACK JIMMINK MURILLO
Cód. 11314145 - 96**

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL
GIRARDOT**



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



**2008
FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y
ALCANTARILLADO PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA AÑO
2007 – 2011**

**ABBAD JACK JIMMINK MURILLO
Cód. 11314145 - 96**

Trabajo de Grado Para Optar Al Título de Ingeniero Civil

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL**



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



**GIRARDOT
2008**



Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Girardot, Abril de 2.008



DEDICATORIA

A mi mamá Maria Oliva Murillo Gómez,

“Por su lucidez y mejora en su enfermedad y por haberme enseñado a alcanzar siempre las metas propuesta”.

A mi tía Matilde Edith Murillo Gómez.

“Por su incondicional respaldo y amor como si fuera su propio hijo y por su apoyo en todos los momentos de mi vida, así hayan sido difíciles o de triunfo como en este caso”.



AGRADECIMIENTOS

A Nuestro Señor Jesucristo, por haberme brindado la paciencia y sabiduría para alcanzar esta meta propuesta.

A la Universidad Minuto de Dios, por haber brindado no solo a mi persona sino a todos los demás condiscípulos que se encuentran vinculados en cualquiera de los programas en especial el de Ingeniería Civil la oportunidad de superarse y mejorar su calidad de vida y la de sus familias.

Al Ingeniero Ricardo Serrano, por su apoyo incondicional, su amistad y aportes técnicos a este trabajo, como también por darme la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante el transcurso de estos diez semestres.

A mi Esposa Diana María López Mendoza, por su paciencia, comprensión, colaboración, apoyo y servicio en el transcurso de estos cinco años de estudio dentro de los cuales surgió nuestro matrimonio, lo cual ha sido base fundamental y de aliento para llegar hasta el día de hoy presentando este proyecto.

A mi profesor y compañero de trabajo ingeniero Hernán Montealegre Monroy, por su amistad y colaboración al servirme de codeudor en el transcurso de la carrera.

A cada uno de los profesores que me orientaron asignaturas en el transcurso de los diez semestres por sus aportes a la formación profesional como Ingeniero Civil.

A mis compañeros Harvey (El Chato), Cristian (Magu), Gaviria (El Concejal), Mario, Carlitos, Germán Candia (Cotamo), Rodrigo, por los momentos que compartimos de estudios y de esparcimiento al calor de esta ciudad tan linda Girardot.



TABLA DE CONTENIDO

<u>LISTADO DE TABLAS.....</u>	<u>13</u>
	<u>Pág.....</u>
<u>Tabla No. 1.....</u>	<u>13</u>
<u>Censo de Población.....</u>	<u>13</u>
<u>18.....</u>	<u>13</u>
<u>Proyecciones de Población.....</u>	<u>13</u>
<u>19.....</u>	<u>13</u>
<u>Asignación del nivel de complejidad.....</u>	<u>13</u>
<u>35.....</u>	<u>13</u>
<u>Dotación neta según el nivel de complejidad.....</u>	<u>13</u>
<u>36.....</u>	<u>13</u>
<u>Variación a la dotación neta según el clima y el nivel de complejidad.....</u>	<u>13</u>
<u>36.....</u>	<u>13</u>
<u>Coefficiente de consumo máximo diario.....</u>	<u>13</u>
<u>38.....</u>	<u>13</u>
<u>Coefficiente de consumo máximo horario.....</u>	<u>13</u>
<u>38.....</u>	<u>13</u>
<u>Periodo de diseño matriz primaria.....</u>	<u>13</u>
<u>51.....</u>	<u>13</u>
<u>Periodo de diseño red secundaria.....</u>	<u>13</u>
<u>51.....</u>	<u>13</u>
<u>Presiones mínimas.....</u>	<u>13</u>
<u>52.....</u>	<u>13</u>
<u>Diámetros mínimos de la red matriz.....</u>	<u>13</u>
<u>53.....</u>	<u>13</u>
<u>Diámetros mínimos de la red menor.....</u>	<u>13</u>
<u>53.....</u>	<u>13</u>
<u>Diámetros comerciales.....</u>	<u>13</u>
<u>54.....</u>	<u>13</u>
<u>Deflexiones máximas posibles.....</u>	<u>14</u>
<u>55.....</u>	<u>14</u>
<u>Tiempo límite para reparaciones.....</u>	<u>14</u>
<u>88.....</u>	<u>14</u>
<u>Coefficiente de retornos de aguas servidas domésticas.....</u>	<u>14</u>
<u>103.....</u>	<u>14</u>
<u>Aportes máximos por conexiones erradas sin sistema pluvial.....</u>	<u>14</u>
<u>104.....</u>	<u>14</u>
<u>Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.....</u>	<u>14</u>



104.....	14
<u>LISTADO DE PLANOS EN EPANET.....</u>	<u>15</u>
	<u>Pág.....</u>
<u>Plano No. 1.....</u>	<u>15</u>
<u>Nomenclatura de los tramos.....</u>	<u>15</u>
<u>Nomenclatura de los nodos.....</u>	<u>15</u>
<u>Dimensionamiento de las redes de acueducto.....</u>	<u>15</u>
<u>Diagrama de presiones.....</u>	<u>15</u>
<u>Diagrama de velocidades.....</u>	<u>15</u>
<u>Disposición de cloro residual.....</u>	<u>15</u>
<u>INTRODUCCIÓN.....</u>	<u>16</u>
<u>CAPÍTULO I.....</u>	<u>19</u>
<u>RESEÑA HISTÓRICA DEL MUNICIPIO DE NARIÑO, CARACTERIZACIÓN SOCIAL Y BIOFÍSICA.....</u>	<u>19</u>
<u>1.1. LOCALIZACIÓN GEOGRAFICA.....</u>	<u>19</u>
<u>1.2. PROCESO HISTÓRICO DE OCUPACIÓN DEL TERRITORIO.....</u>	<u>20</u>
<u>1.3. DIMENSION FISICA.....</u>	<u>24</u>
1.3.1. Climatología.....	24
<u>1.4. DIMENSION SOCIAL.....</u>	<u>25</u>
1.4.1. Población.....	25
<u>1.4. PROBLEMAS REPRESENTATIVOS DEL MUNICIPIO.....</u>	<u>26</u>
<u>CAPITULO II.....</u>	<u>28</u>
<u>CATASTRO E INFRAESTRUCTURA EXISTENTE DE LAS REDES DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO.....</u>	<u>28</u>
<u>2.1. Acueducto.....</u>	<u>28</u>
<u>2.2. Alcantarillado.....</u>	<u>29</u>
<u>CAPITULO III.....</u>	<u>30</u>
<u>DESCRIPCION DE LA METODOLOGIA DE CATASTRO PARA REDES DE ALCANTARILLADO.....</u>	<u>30</u>
<u>3.1. INFORMACIÓN BÁSICA.....</u>	<u>30</u>
3.1.1. Levantamiento Topográfico Detallado.....	30
3.1.2. Caracterización Detallada del Sistema de Redes Existentes.....	31
3.1.3. Inspección Pozos de Alcantarillado en General.....	32
<u>3.2. METODOLOGIA APLICADA A LA RED DE ALCANTARILLADO.....</u>	<u>34</u>
<u>3.3. DESCRIPCION DE LA METODOLOGIA PARA EL CATASTRO DE REDES DE ACUEDUCTO.....</u>	<u>35</u>
.....	36
<u>CAPÍTULO IV.....</u>	<u>37</u>
<u>DIAGNOSTICO DE FUNCIONAMIENTO ACUEDUCTO MUNICIPAL.....</u>	<u>37</u>
<u>4.1. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO.....</u>	<u>37</u>
4.1.1. Definición del Nivel de Complejidad del Sistema.....	37

4.1.2. Descripción del Problema.....	38
<u>4.2. DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN.....</u>	<u>38</u>
4.2.1. Estimación de la Población.....	38
4.2.2. Métodos de Cálculo.....	40
<u>4.3. CUANTIFICACIÓN DE LA DEMANDA.....</u>	<u>42</u>
4.3.1. Nivel de Complejidad.....	42
4.3.2. Demanda del Servicio.....	42
4.3.3. Periodo de Diseño.....	42
4.3.4. Población Actual y Futura.....	42
<u>4.4. EVALUACIÓN DE LAS DOTACIONES Y CAUDALES.....</u>	<u>42</u>
4.4.1. Dotación neta.....	43
4.4.2. Correcciones por Clima.....	43
4.4.3. Pérdidas.....	43
4.4.4. Dotación bruta.....	44
4.4.5. Demanda.....	44
<u>4.5. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE DEL ACUEDUCTO.....</u>	<u>46</u>
4.5.1. Componentes.....	46
<u>4.6. REDES DE DISTRIBUCIÓN.....</u>	<u>49</u>
4.6.1. Alcance.....	49
4.6.2. Estudios Previos.....	50
4.6.3. RECOMENDACIONES SOBRE EL TRAZADO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	53
4.6.4. Condiciones Generales.....	56
4.6.5. Parámetros De Diseño.....	58
<u>4.7. OTRAS CONSIDERACIONES.....</u>	<u>70</u>
4.7.1. Pendientes de las Tuberías de la Red de Distribución.....	70
4.7.2. Especificaciones de los Revestimientos Internos.....	71
4.7.3. Cruces con Carreteras o Vías Férreas.....	71
4.7.4. Cruces con Alcantarillado.....	71
4.7.5. Cruces con Quebradas y Otras Estructuras.....	71
4.7.6. Distancias Mínimas.....	71
4.7.7. Localización de las Redes de Distribución de Agua Potable para Redes Nuevas.	73
4.7.8. Colocación o nivelación de las redes de distribución.....	73
4.7.9. Profundidades de las tuberías.....	73
4.7.10. Análisis de interferencias.....	75
<u>4.8. ACCESORIOS.....</u>	<u>75</u>
4.8.1. Aspectos Generales de las Válvulas en Redes de Distribución.....	76
4.8.3. Válvulas en redes secundarias.....	77
4.8.4. Número de Válvulas para Aislar un Sector de la Red Menor de Distribución..	80
4.8.5. Materiales para las Válvulas.....	80
4.8.6. Especificaciones para las Cámaras de las Válvulas.....	81



4.8.7. Estructuras Complementarias.....	81
4.8.8. Uniones y Juntas.....	83
4.8.9. Hidrantes.....	83
4.8.10. Anclajes.....	85
4.8.11. Apoyos.....	85
4.8.12. Acometidas.....	86
4.8.13. Medidores Domiciliarios.....	88
4.8.14. Macromedidores.....	89
4.8.16. Accesorios para Medición.....	89
<u>4.9. ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA.....</u>	<u>90</u>
4.9.2. Estanqueidad de la Red.....	91
4.10.3. Válvulas.....	93
4.9.4. Hidrantes.....	94
4.9.5. Acometidas Domiciliarias.....	94
4.9.6. Golpe de Ariete.....	94
4.9.7. Micromedición.....	94
4.9.8. Macromedición.....	96
4.9.9. Desinfección de la Red de Distribución.....	96
<u>4.10. ASPECTOS DE LA OPERACIÓN.....</u>	<u>97</u>
4.10.1. Presiones en la Red de Distribución.....	97
4.10.2. Calidad de Agua en la Red.....	97
4.10.3. Fugas en la Red de Distribución.....	97
4.10.4. Macromedición.....	97
4.10.5. Micromedición.....	98
4.10.6. Hidrantes.....	98
4.10.7. Válvulas.....	98
<u>4.11. ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO.....</u>	<u>98</u>
4.11.1. Reparación de Tuberías y Accesorios.....	98
4.11.2. Reparación de Micromedidores.....	99
4.11.3. Mantenimiento de Macromedidores.....	99
.....	101
<u>1.....</u>	<u>103</u>
<u>2.....</u>	<u>105</u>
<u>3.....</u>	<u>107</u>
<u>4.....</u>	<u>109</u>
<u>5.....</u>	<u>111</u>
<u>6.....</u>	<u>112</u>
<u>CAPÍTULO V.....</u>	<u>119</u>
<u>ALCANTARILLADO SANITARIO.....</u>	<u>119</u>
<u>5.1. ASPECTOS GENERALES.....</u>	<u>119</u>
<u>5.2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO.....</u>	<u>119</u>
5.2.1. Definición del Nivel de Complejidad del Sistema.....	119



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



5.2.2. Memorias de Calculo Alcantarillado Aguas Negras.....	119
5.1.2. Calculo del Coeficiente Caudal Maximo Horario (F)	122
5.1.3. Coeficiente Unitario del Caudal (CAN).....	124
5.1.4. Especificaciones de Diseño.....	124
.....	126
7.....	127
8.....	128
9.....	129
10.....	131
11.....	134
12.....	135
13.....	136
14.....	137
15.....	138
6. PRESUPUESTO.....	139
DESCRIPCIÓN.....	139
2008.....	139
2009.....	139
2010.....	139
2011.....	139
ALCANTARILLADO SANITARIO DE NARIÑO.....	139
Obras de primer orden.....	139
64.789.502.44.....	139
66.302.035.80.....	139
23.915.193.12.....	139
Reposición de Redes.....	139
73.130.302.92.....	139
73.130.302.92.....	139
73.130.302.92.....	139
73.130.302.92.....	139
Construcción de Redes.....	139
212.557.854.10.....	139
212.557.854.10.....	139
212.557.854.10.....	139
212.557.854.10.....	139
Ampliación Planta de Tratamiento.....	139
44.460.000.00.....	139
44.460.000.00.....	139
SUBTOTAL OBRAS.....	139
\$350.477.359.50.....	139
\$351.989.812.51.....	139
\$354.063.350.10.....	139



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



<u>\$330.148.157.00.....</u>	<u>139</u>
<u>71.500.000.00.....</u>	<u>139</u>
<u>\$421.977.359.50.....</u>	<u>139</u>
<u>\$423.489.812.50.....</u>	<u>139</u>
<u>\$425.563.350.10.....</u>	<u>139</u>
<u>\$401.648.157.....</u>	<u>139</u>
<u>7. CONCLUSIONES.....</u>	<u>140</u>
<u>8. RECOMENDACIONES.....</u>	<u>141</u>
<u>9. CRONOGRAMA.....</u>	<u>142</u>
<u>BIBLIOGRAFIA.....</u>	<u>143</u>



LISTADO DE TABLAS

		Pág.
Tabla No. 1.	Censo de Población	1
Tabla No. 2.	Proyecciones de Población.	1
Tabla No. 3.	Asignación del nivel de complejidad.	3
Tabla No. 4.	Dotación neta según el nivel de complejidad.	3
Tabla No. 5.	Variación a la dotación neta según el clima y el nivel de complejidad.	3
Tabla No. 6.	Coeficiente de consumo máximo diario.	3
Tabla No. 7.	Coeficiente de consumo máximo horario.	3
Tabla No. 8.	Periodo de diseño matriz primaria.	5
Tabla No. 9.	Periodo de diseño red secundaria.	5
Tabla No. 10.	Presiones mínimas.	5
Tabla No. 11.	Diámetros mínimos de la red matriz.	5
Tabla No. 12.	Diámetros mínimos de la red menor.	5
Tabla No. 13.	Diámetros comerciales.	5



Tabla No. 14.	Deflexiones máximas posibles.	5
Tabla No. 15.	Tiempo límite para reparaciones.	8
Tabla No. 16.	Coefficiente de retornos de aguas servidas domésticas.	1
Tabla No. 17.	Aportes máximos por conexiones erradas sin sistema pluvial.	1
Tabla No. 18.	Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.	1



LISTADO DE PLANOS EN EPANET

		Pág.
Plano No. 1.	Nomenclatura de los tramos.	96
Plano No. 2.	Nomenclatura de los nodos.	97
Plano No. 3.	Dimensionamiento de las redes de acueducto.	98
Plano No. 4.	Diagrama de presiones.	99
Plano No. 5.	Diagrama de velocidades.	100
Plano No. 6.	Disposición de cloro residual.	101



INTRODUCCIÓN

Es bien sabido que todo proyecto afecta positiva o negativamente su área de influencia, independientemente que el objetivo del mismo sea la preservación de la salud o el mejoramiento de la calidad de vida de una comunidad, como sucede con los sistemas de acueducto, alcantarillado y plantas de tratamiento de líquidos residuales. La naturaleza, grado y características de la afectación son consecuentes con las etapas de diseño, construcción y operación de tales desarrollos. Este proyecto se adelantó en el municipio de Nariño Cundinamarca, el cual cuenta con un único acueducto que suministra agua potable al casco urbano y a un sector de la vereda Garbanzal abasteciéndose del río Grande de la Magdalena.

Debido al nivel de complejidad del proyecto, se hace necesario tener una serie de componentes los cuales se enuncian a continuación: aspectos generales, población, dotación, demanda, fuentes de abastecimiento, captaciones de agua superficial, aducciones y conducciones, redes de distribución de agua potable y alcantarillado.

De acuerdo con lo establecido en la tabla A.3.1. del capítulo A3, del reglamento técnico del sector de agua potable, se establecen diferentes niveles de complejidad dentro de todo el territorio nacional, el cual se asigna dependiendo del número de habitantes que intervienen en el proyecto, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el mismo. El municipio de Nariño concretamente en el casco urbano cuenta con una población actual o igual a 1610 habitantes, que intervienen en el diseño ubicando así al municipio dentro de un nivel de complejidad bajo.

La política de sostenibilidad ambiental busca que los procesos de uso y aprovechamiento de los recursos para la prestación del servicio de acueducto y alcantarillado, se construyan buscando un equilibrio con el sistema ambiental, procurando la calidad ambiental necesaria para la salud, el bienestar y la productividad, promoviendo en las empresas y la ciudadanía una cultura que garantice los derechos colectivos y del ambiente, que sean sostenibles para las empresas prestadoras de servicio.

Que el Capítulo 5° Título XII de la Constitución Política de Colombia, consagra dentro de las finalidades sociales del Estado la prestación de los servicios públicos, asegurando su prestación eficiente a todos los habitantes del territorio, la regulación, el control y la vigilancia de dichos servicios. Que en desarrollo de las



normas constitucionales citadas se han expedido leyes, decretos y resoluciones atinentes al servicio de acueducto y alcantarillado tales como:

La Ley 142 de 1994, que en su artículo 2 establece las condiciones de intervención del Estado en la prestación de los servicios públicos. Que el artículo 5 de la misma Ley establece la competencia de los municipios en cuanto a la prestación de los servicios públicos. En el artículo 26 señala que en cada municipio las empresas prestadoras de servicios públicos estarán sujetas a las normas generales sobre planeación urbana, circulación, tránsito, uso del espacio público, seguridad y tranquilidad ciudadanas.

Bajo este lineamiento, los Planes Maestros de Acueducto y Alcantarillado, tienen como política promover la optimización, uso racional y protección de los recursos hídricos, relacionados con ríos, quebradas, humedales y cuerpos de agua, realizando las inversiones ambientales que sean necesarias hasta donde los recursos tarifarios y de transferencias lo permitan con el objetivo de mitigar el riesgo por inundación, mejorar las condiciones de salubridad, y reducir la vulnerabilidad de los sistemas.

El municipio de Nariño Cundinamarca, carece de un plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado, por tanto no posee el catastro de las redes, además no cuenta con la valoración de las condiciones físicas e hidráulicas actuales ni los soportes que demuestren las condiciones de uso y calidad de esta red contempladas en el “*REGLAMENTO DE SANEAMIENTO BASICO DE AGUAS POTABLES*”. Actualmente la red de alcantarillado requiere de algunos cambios y mantenimiento, tampoco tiene un registro contable detallado en el que se puedan apreciar los rubros que deben ser destinados para la inversión del mejoramiento; razón por la cual se hace indispensable la formulación del Plan Maestro.

El municipio carece de información necesaria para llevar a acabo una inspección en campo de las estructuras existentes. La ausencia de datos como cotas de entrada – salida de tubería, cotas rasantes, dificultan la interpretación e identificación de los posibles puntos críticos de la red de alcantarillado sanitario. En consecuencia se presentan problemas de colmatación de pozos, reflujo de aguas negras, y otros problemas como las instalaciones a poca profundidad, presencia de pozos tapados por recebo y/u otro material, falta de mantenimiento correctivo y/o preventivo de las estructuras de las redes de alcantarillado sanitario.

La falta de diseños técnicos y normativos en la inclusión de nuevas redes y/o restitución de las redes del sistema, generan un desgaste algunas veces innecesario de recursos y del personal de la Oficina de Servicios Públicos del municipio, la ausencia de seguimiento en los procedimiento en las conexiones



domiciliarias nuevas generan el aumento de la carga contaminante a la fuente receptora del sistema de alcantarillado.

De la misma manera, el desacierto de especificaciones técnicas con las cuales se han construido las redes actuales de recolección y disposición final de las aguas residuales domiciliarias, como la falta de implementación de programas de mantenimiento correctivo y preventivo de las redes y estructuras afines, han generado estanqueidad en el flujo, colmatación, socavación y reducción de la capacidad hidráulica del sistema.

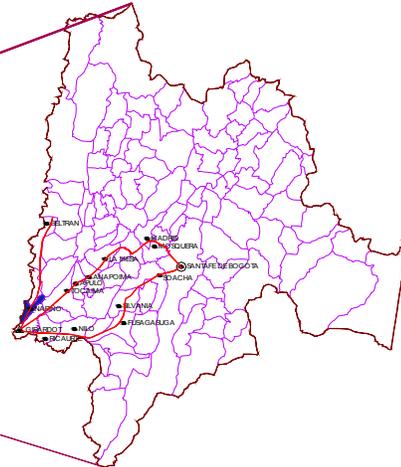
En el capítulo 1 se realiza la reseña histórica del municipio y una caracterización social y biofísica del mismo. En el capítulo 2, se describe el catastro de las redes e infraestructura existente de las redes de acueducto y alcantarillado. El capítulo 3, se realiza la descripción de la metodología para el catastro de las redes de alcantarillado. El capítulo 4 trata sobre el diagnóstico de las redes y el capítulo 5 se describe el alcantarillado sanitario del municipio.

CAPÍTULO I. RESEÑA HISTÓRICA DEL MUNICIPIO DE NARIÑO, CARACTERIZACIÓN SOCIAL Y BIOFÍSICA

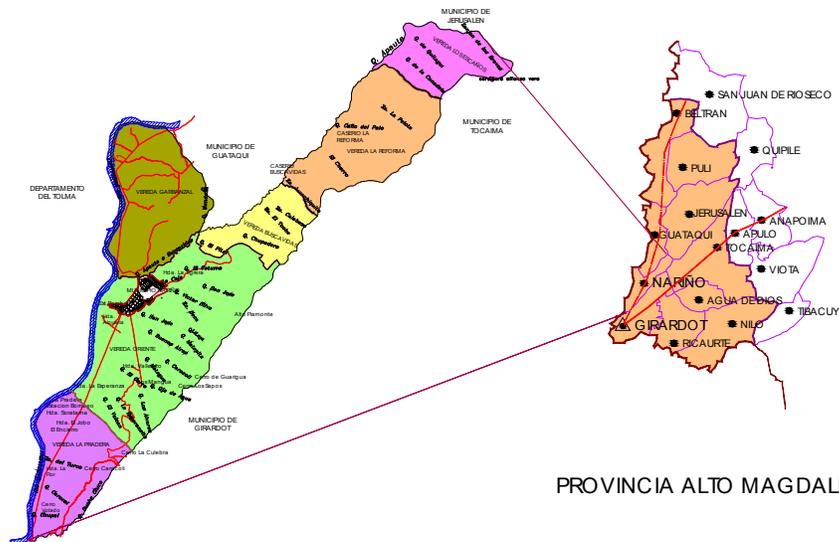
1.1. LOCALIZACIÓN GEOGRAFICA



REPÚBLICA DE COLOMBIA



DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA



MUNICIPIO DE NARIÑO

PROVINCIA ALTO MAGDALENA



El Municipio de Nariño, esta localizado al extremo del occidente del departamento de Cundinamarca, separando el departamento del Tolima por medio del río Magdalena; pertenece a la provincia del alto Magdalena, su cabecera está situada a los 4° 24' de latitud norte y 74° 50' de longitud oeste de Greenwich. Se encuentra a 149 Km. de Bogotá y a 23 Km. de Girardot, la capital provincial y segunda ciudad del departamento después de la capital del país.

La ordenanza 036 de 1945 estableció los límites del municipio de Nariño con los demás municipios limítrofes del departamento de Cundinamarca; adicionalmente los decretos 441 de 1950 y 1510 de 1951 hacen claridad sobre los linderos con el municipio de Tocaima.

NORTE	Guataquí
SUR	Girardot
ORIENTE	Departamento del Tolima (río Magdalena)
OCCIDENTE	Jerusalén, Tocaima y Girardot

El Municipio con una superficie de 5667.5 Has, de las cuales 91.85 Has. Pertenecen a la zona urbana y de expansión; el perímetro total del municipio es de 56,675 Km. A parte de la influencia directa y a todos los niveles de Santa Fé de Bogotá, es el Municipio de Girardot con su dinamismo demográfico y comercial quien ejerce una atracción preponderante sobre este y todos los municipios de la región.

1.2. PROCESO HISTÓRICO DE OCUPACIÓN DEL TERRITORIO

Los hechos más importantes, de acuerdo a la recopilación realizada por las estudiantes de la Universidad de Cundinamarca para el EOT de Nariño, dentro del proceso de ocupación del territorio son:

El municipio de Nariño, se fundó en el sitio de la alquería a orillas del río Magdalena, parte de la hacienda “remolino”, por pescadores y cultivadores de tabaco. Pero su permanencia allí debe ir mucho más atrás, pues en la época de la conquista este lugar estaba en uno de los caminos a Guataquí. Su comienzo fue de simple aldea de pescadores. A finales del siglo XVIII y más aún a principios del siguiente cuando se intensificó el cultivo y laboreo de tabaco, los pescadores se dedicaron más a esta industria llegando entonces gente de otras regiones.

En 1833 ya se tenía el proyecto de convertirlo en distrito parroquial, por escritura del 13 de julio de ese año en la notaría de Tocaima, Salvador, Floriano, Mariano Cortés y Juan Andrés Cabezas, propietarios de los terrenos de “Remolino”,



hicieron gracia y donación a favor de los vecinos de la nueva parroquia de Nariño del terreno que abrace ocho cuadras en cuadro, para que pueda levantarse sobre él la parroquia que se desea. Este acto consolida su existencia al dársele área de población y podría tomarse este año de 1833 por el de fundación del pueblo, sin tener en cuenta su vida aldeana.

El origen de la creación de la parroquia de Nariño y la formación o fundación del poblado fue causa de la disputa entre los curas y alcaldes de Guataquí y Coello por el cobro de diezmos y tributos en el sitio de Remolino, que aunque está de esta banda oriental río Magdalena, era de la jurisdicción de Coello. Y quien propuso la creación de nueva parroquia en el sitio de la quebrada de remolino, fue el vecino de Coello don Domingo Chacón en carta del 19 de Octubre de 1831.

El creciente vecindario de cultivadores que en la alquería fueron edificando sus viviendas dependían en lo eclesiástico de Coello (Tolima) y económicamente de Ambalema, en cuya factoría de tabaco se procesaba el producido en toda esta zona del alto Magdalena, en tanto que en lo civil lo era de Tocaima. Pero deseosos de unificarse y organizarse como municipio, gestionaron su erección en distrito parroquial ante el gobernador de la provincia de Bogotá, quien lo creó por Decreto de 31 de marzo de 1833, cuyo texto dice: muchos individuos habitantes del territorio del lado derecho del río Magdalena que dependen en lo civil de Tocaima, provincia de Bogotá, y en lo eclesiástico de Coello, provincia de mariquita, han solicitado desde principios del año de 1835 la erección de una parroquia en dicho territorio, obligándose con escrituras públicas a construir iglesia, cárcel y casa para el cura...a proveer la iglesia de los vasos sagrados y parámetros sacerdotales, y además de ceder al común los dueños del terreno se edifica la iglesia, sesenta y cuatro Fanegadas de tierra para la población. Este territorio tenía grandes dificultades tenían muchas dificultades para acercarse a la población de Coello por la distancia e interposición del río Magdalena, con 1.235 habitantes y se ha oído el concepto de prelado diocesano.

Según el artículo segundo del mismo decreto, este nuevo distrito se denominará Nariño y sus límites serán los mismos a que se ha extendido la administración eclesiástica de Coello del lado derecho del río Magdalena. Este decreto fue aprobado por el poder ejecutivo: “apruébese como legal y conveniente la resolución dictada por la gobernación de Bogotá, del 31 de marzo de 1833 último erigiendo el nuevo parroquial de Nariño en el cantón de Tocaima; y en consecuencia se procederá a establecer en el expresado nuevo distrito la administración política y judicial con arreglo a las leyes y se promoverá la provisión de cura para la nueva iglesia abril 10 de 1838”. Se le dio este nombre en memoria del precursor don Antonio Nariño.



El padre Manuel Vega, fue nombrado por los pobladores quienes lo propusieron por decreto de 4 de junio del gobernador de la provincia, de conformidad con el artículo 33 de la ley de 28 de julio de 1824. El padre Vega tomó la posesión y canónica institución y prestó el juramento constitucional el 17 de agosto de 1839. Los documentos para la creación de la parroquia fueron protocolizados en la notaría de Tocaima el 27 de abril de 1856, según consta en certificado del 28 de abril de 1922 del registrador de instrumentos públicos y privados.

El 2 de marzo de 1856 los señores José Matías Ramírez, Simón Zúñiga, Miguel García y su esposa Tomasa Corrales, Domingo Cruz y Ramón Lombana, ante el juzgado del circuito de Tocaima iniciaron juicio divisorio de sus tierras de Remolino y plan de Nariño. El 11 de julio se ordenó la participación y nombro agrimensor al señor Pió Triana. El juez en asocio de los concejales, alcalde y demás autoridades, en diligencia dio posesión del área de población mediante auto que dice:

“...En mi calidad de juez comisionado a nombre del estado y por autoridad de la ley hago formal entrega y doy posesión a los representantes del distrito de Nariño que se dejan citados, de las ocho cuadras en cuadro del terreno área de población, por la demarcación y bajo los linderos de que se ha hecho referencia a fin de que con este justo título de propiedad entren en uso y pleno dominio de dicho terreno los pobladores. En cuyo acto no hubo ninguna oposición.

Hacia 1923 surgió pleito entre los pobladores y los dueños de las haciendas colindantes, lo cual motivó la intervención de la gobernación que por decreto 294 del 12 de septiembre de este año dispuso practicar el deslinde de hacienda general Agustín Morales Olaya y al Ingeniero Salomón Alfaro, quienes acompañados del prefecto de la provincia de Girardot general Jerónimo Montes, el 29 del mismo mes iniciaron la diligencia respectiva, que fue aprobada. Por acuerdo del consejo No. 3 del día 30 de septiembre en el que se consignaron los siguientes límites del área de población:

“De la esquina norte del actual cementerio católico, en dirección de oriente a occidente y en una línea recta hasta encontrar la puerta que da entrada al predio del señor Marco Tulio Carvajal E. Siguiendo la cerca que separa el área de población de los predios de los señores Carvajal hasta encontrar la cerca de alambre del potrero del “Remolino”, de propiedad del Señor Heliodoro Estrada: de este sitio en dirección de oriente a occidente hasta encontrar la esquina del corral, atravesando el camino departamental que conduce a Beltrán hasta la esquina de la casa del señor Deogracias García Romero donde se colocará un mojón, de este mojón en dirección norte a sur hasta encontrar la puerta que da entrada a la manga del señor Heliodoro Estrada, de occidente a oriente hasta dar al camino



real que conduce a Girardot: siguiendo el camino en dirección sur a norte hasta encontrar la esquina de la casa de los señores More, que queda a mano derecha, haciendo esquina con la calle pública, de occidente a oriente hasta encontrar el potrero “Cundinamarca”, del área de la población y siguiendo esta cerca hasta encontrar el cementerio católico del lugar, cuya esquina norte sirvió de punto de partida, siendo de advertir que el terreno ocupado por este cementerio, viene a formar parte del área de población de este “municipio”. El río Magdalena le ha quitado tierra al pueblo; entre tanto se acrecienta el nombre de Salvador, Floriano y Mariano Cortés y Juan Andrés Cabezas, protagonistas de su fundación.

El gobernador de Cundinamarca don Eliseo Medina en su informe de visita a la provincia, publicado en la “GACETA DE CUNDINAMARCA”, año 11, No.123 del 18 de diciembre de 1906, dice: “Hace apenas veinte años el municipio de Nariño era una población; a orillas del río Magdalena hacia un caserío importante y dos factorías que producían grandes cantidades de cigarrillos, confeccionados con tabaco de muy buena calidad.

En el sitio en donde hoy esta el pueblo había también dos cigarrerías y se hacían tabacos comunes en casi todas las casas... El movimiento comercial era excepcionalmente activo, y todos los habitantes disponían de recursos considerables. “Hoy los sitios que ocupa el importante caserío del puerto están cubiertos de pasto, y uno que otro árbol frutal desmedrado indica los lugares donde hubo habitaciones; el otro caserío que se considero como el barrio principal de la población se halla reducido a una tercera parte de la que fue por razones que no es del caso consignar aquí, se le segregó a Nariño una porción considerable de territorio y se le agregó a Guataquí, de modo que los límites de este último distrito llegan a media legua de distancia de la población por la quebrada Apauta y a una legua por el lado del río. Con motivo de la última guerra se segregó también de Nariño la rica y poblada vereda de San Lorenzo que se agregó a Girardot. Hubo quien pensará en eliminar la población, pero por fortuna hubo también quien objetara la medida”.

Durante la guerra de los mil días Nariño fue sitio estratégico por el que solían pasar el río los guerrilleros del Tolima. Durante la contienda sufrió dos incendios. Por decreto nacional 1181 del 30 de octubre de 1903, artículo 9°, se incluyó la provincia de Girardot. Por ley C del 24 de diciembre de 1863 se fijaron sus límites con Guataquí, modificados por ley C. No.21 de 1882. Por ordenanza 33 de 1888 se suprimió el distrito y su territorio se agregó al de Guataquí, la cual fue suspendida por resolución del 22 de noviembre de 1888 del Tribunal Superior del Distrito Judicial de Cundinamarca, confirmada por sentencia de la Corte Suprema de Justicia del 18 de enero de 1889 (en sus diez primeros artículos), y finalmente



derogada por la ordenanza No. 16 del 7 de octubre de 1889. Por ordenanza 19 de 1913 se segregó de Nariño y agregó a Girardot la región de San Lorenzo.

Por ordenanza 36 del 31 de julio de 1945 se aprobaron los límites geodésicos dados por él instituto Agustín Codazzi con Guataquí, Jerusalén, Tocaima y Girardot.¹

1.3. DIMENSION FISICA

1.3.1. Climatología

El municipio de Nariño corresponde a la zona de vida de un Bosque Húmedo Tropical. Para efectos del estudio se toma como base la información de las estaciones climatológicas ordinarias operadas por el **IDEAM** en el municipio estación Alquería.

La precipitación media anual, tomando como base la estación Campamento del municipio de Ambalema, es de 1234.6 mm; con tendencia a presentar dos picos altos hacia los meses de abril y octubre.

Los meses con menores valores de lluvia registrados son enero y julio que corresponden a los de mayor déficit de agua por ser también los de mayores valores de evaporación.

El municipio es apto para cultivos de ciclo corto que aproveche los dos periodos de mayor humedad; la temperatura media mensual histórica oscila entre 27 °C y 29 °C, con una mínima mensual de 24 °C y una máxima de 31 °C.²

¹ Esquema de Ordenamiento Territorial municipio de Nariño.

²**IDEAM** estación Alquería municipio de Nariño Cundinamarca y estación Campamento del municipio de Ambalema Tolima.

1.4. DIMENSION SOCIAL

1.4.1. Población

Históricamente la mayor parte de la población del municipio de Nariño es de tipo urbana, tendencia que se ha venido acentuando progresivamente.

Tabla No. 1: Censos de Población Municipio de Nariño

AÑO	POBLACION TOTAL	POBLACION URBANA			POBLACION RURAL		
		TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
1938	1769	908	486	422	861	489	372
1951	2522	1313	722	591	1209	656	553
1964	2416	1367	713	654	1049	590	459
1973	2365	1320	688	632	1045	574	471
1985	2379	1453			926		
1993	1877	1227	634	593	650	333	317

Fuente: DANE

La tendencia de crecimiento poblacional muestra su pico mas alto hacia mediados del siglo anterior situación que se puede atribuir al boom del empleo generado por las grandes haciendas tabacaleras; a partir de esta época se inicia un descenso progresivamente lento hasta llegar al descenso brusco, de más del 20% del total de la población, presentado entre finales de la década de los ochenta y mediados de los noventa; situación atribuida a la fuerte atracción y facilidad de emigración ejercida por Girardot y Santa Fe de Bogotá.

La relación de personas por género, se ha mantenido constante históricamente con una leve diferencia a favor del género masculino tanto en la zona urbana como en el sector rural.

Las proyecciones de población del DANE, reflejan el descenso poblacional presentado hasta el último censo, 1993, y sugieren que se mantendrá la tendencia de manera, que por ejemplo, la población rural será hacia el 2010 de unas 300 personas; situación no muy realista por cuanto el sector rural del municipio ya encontró un nivel de equilibrio mínimo representado en las ventajas cada vez menores que ofrecen los polos de atracción del municipio, y en el mejoramiento progresivo del nivel de vida. A nivel rural proyectos como el suministro de agua



potable al sector rural y el mejoramiento de la infraestructura vial están reversando la tendencia migratoria.³

A nivel urbano las proyecciones del DANE, no reflejan el aumento poblacional generado por la nueva tendencia de construcción de agrupaciones de vivienda para turismo recreativo; que adecuadamente manejada, representa una fuente de empleo y de intercambio comercial con lo que se mejoran las condiciones a nivel interno y por tanto se limita la necesidad de migración hacia los polos de atracción. El municipio esta proyectado para desarrollo de viviendas turísticas y permanentes, en este momento se tienen 11 proyectos en ejecución (hoy dentro del E.O.T).

Tabla No. 2: Proyecciones de población

AÑO	POBLACION PROYECTADA MUNICIPIO DE NARIÑO							
	DANE		REGRESION EXPONENCIAL		REGRESION DE POTENCIA		REGRESION LINEAL	
	Total	Urbana	Total	Urbana	Total	urbana	total	urbana
2001	1919	1266	2256	1406	2300	1481	2260	1438
2002	1892	1252	2258	1471	2302	1489	2261	1443
2003	1863	1237	2259	1477	2305	1497	2262	1449
2004	1830	1219	2261	1482	2307	1504	2263	1454
2005	1797	1201	2263	1487	2309	1511	2264	1459
2006			2264	1492	2311	1519	2266	1465
2007			2266	1497	2313	1527	2267	1470
2008			2268	1502	2315	1534	2268	1475
2009			2269	1506	2317	1542	2269	1481
2010			2271	1511	2320	1550	2270	1486

Fuente: DANE y Análisis Asesoría CAR

1.4. PROBLEMAS REPRESENTATIVOS DEL MUNICIPIO

Según análisis al esquema de ordenamiento territorial las problemáticas que se presentan son las siguientes:

- Déficit en dotación de espacio público.
- Falta de reglamentación urbanística.
- Crecimiento urbano, sectorizado, hacia suelos productivos.
- Desarrollo de conjuntos residenciales sin la adecuada transferencia al municipio del espacio público necesario.
- Incipiente loteo y urbanización en zonas de rondas de quebradas.
- Baja relación costo - beneficio en la administración del servicio de agua potable.

³ Departamento Nacional de Estadística DANE



➤ **Carencia de plan maestro de acueducto y alcantarillado.**

Como se puede analizar, el Plan maestro de Acueducto y Alcantarillado es una de las problemáticas más relevantes del municipio de Nariño cundinamarca. Con el presente estudio se proyectan las alternativas de solución a ésta.



CAPITULO II. CATASTRO E INFRAESTRUCTURA EXISTENTE DE LAS REDES DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO

Este capítulo está dedicado a estipular lo que se encontró en el catastro de las redes del municipio de Nariño Cundinamarca, al inicio de la práctica profesional III cátedra del programa de Ingeniería Civil de la Corporación Universitaria Minuto de Dios, la cual conllevó a la realización del trabajo de grado en mención.

Se evidenció que en la oficina de Planeación y de Servicios Públicos, del mismo municipio, no data ningún plano que identifique la ubicación exacta de las redes en mención, ni tampoco las características de las mismas. Por tal motivo se presenta una buena oportunidad para colocar en práctica los conocimientos adquiridos en el programa de Ingeniería Civil de la Corporación Universitaria Minuto de Dios evidenciándose la necesidad de ejecutar este proyecto de grado con la finalidad de saber cuáles son los tramos más críticos y realizar una inversión de una forma ordenada y soportada, bajo parámetros claramente establecidos que por falta de documentos técnicos, tenía una gran probabilidad de error.

En el transcurso de este capítulo se explicará la metodología con que se recolectaron los datos necesarios, además de los apiques y trabajo de campo que se realizó para lograr el desarrollo satisfactorio de este estudio.

2.1. ACUEDUCTO.

El único acueducto del municipio de Nariño es el que suministra agua potable al casco urbano y a un sector de la vereda Garbanzal; se abastece del río Magdalena, sus aguas son captadas mediante bombeo y sometidas a un tratamiento de precipitación química con compuesto coagulante.

El bombeo se hace en dos ciclos, en el primero se lleva desde el río a la planta de tratamiento, y en el segundo desde esta, a través de tres redes independientes, al tanque elevado de distribución del sector urbano, al tanque de vuelta de la Pola, ubicada en este alto, que almacena y distribuye a 28 usuarios de la vereda Garbanzal, a la Urbanización el OASIS y el último al tanque la Colina al norte del casco urbano.



El horario actual normal de bombeo es de 12 horas diarias para el sector urbano (de 5 a.m. a 5 p.m.) y de 7 horas diarias para el sector atendido para los tanques de La Pola y la Colina.

El control de la potabilidad del agua es realizada por la Secretaría de Salud Departamental y por entidades privadas, mediante análisis mensuales. En términos generales es agua adecuada para consumo humano aunque en algunas muestras resulten altos parámetros como turbiedad; o bajo pH, la recomendación hecha a partir de estas muestras es hacer un seguimiento más detallado en la red de manera que se descarte bajas concentraciones de cloro residual.

2.2. ALCANTARILLADO.

El alcantarillado del casco urbano municipal es de tipo combinado, capta aguas residuales domésticas y aguas lluvias, donde se observa que la cobertura es total en el casco urbano. Se hace necesario hacer un estudio técnico pormenorizado de proyección de otras plantas de tratamiento y redes principales, por lo que en este momento se esta conectando a las redes principales otras Urbanizaciones como: Urbanización El oasis (ya construido y conectado, con la red domiciliaria de 6", red secundaria de 8" y red primaria o de salida de 10"), Urbanización Chico Nariño (no construido), Urbanización San Miguel (no construido con domiciliaria de 6", red secundaria de 8", y red primaria o de salida en 10".), Urbanización San Cayetano (ya construido, tomando la red principal que viene de la urbanización San Miguel en 10", redes domiciliarias de 6", y redes secundarias en 8", entregando a una línea proyectada para construir de 12", pozos intermedios para desaguar a la red principal (emisario) que va a la planta de tratamiento de aguas residuales.

El municipio de Nariño cuenta con una planta de Tratamiento de Aguas residuales, de operación automática, con las siguientes características:

- Capacidad de Tratamiento: 120M3/día
- Alimentación de aguas servidas: 6"
- Descarga de Efluente Tratado: 4"
- Fuente receptora agua tratada: Río Magdalena
- Dimensión externa de la unidad: 12.0X2.25X2.30 metros.



CAPITULO III.

DESCRIPCION DE LA METODOLOGIA DE CATASTRO PARA REDES DE ALCANTARILLADO

3.1. INFORMACIÓN BÁSICA.

Para la correcta evaluación en el presente informe, desde el punto de vista hidráulico, se han tenido en cuenta los siguientes aspectos:

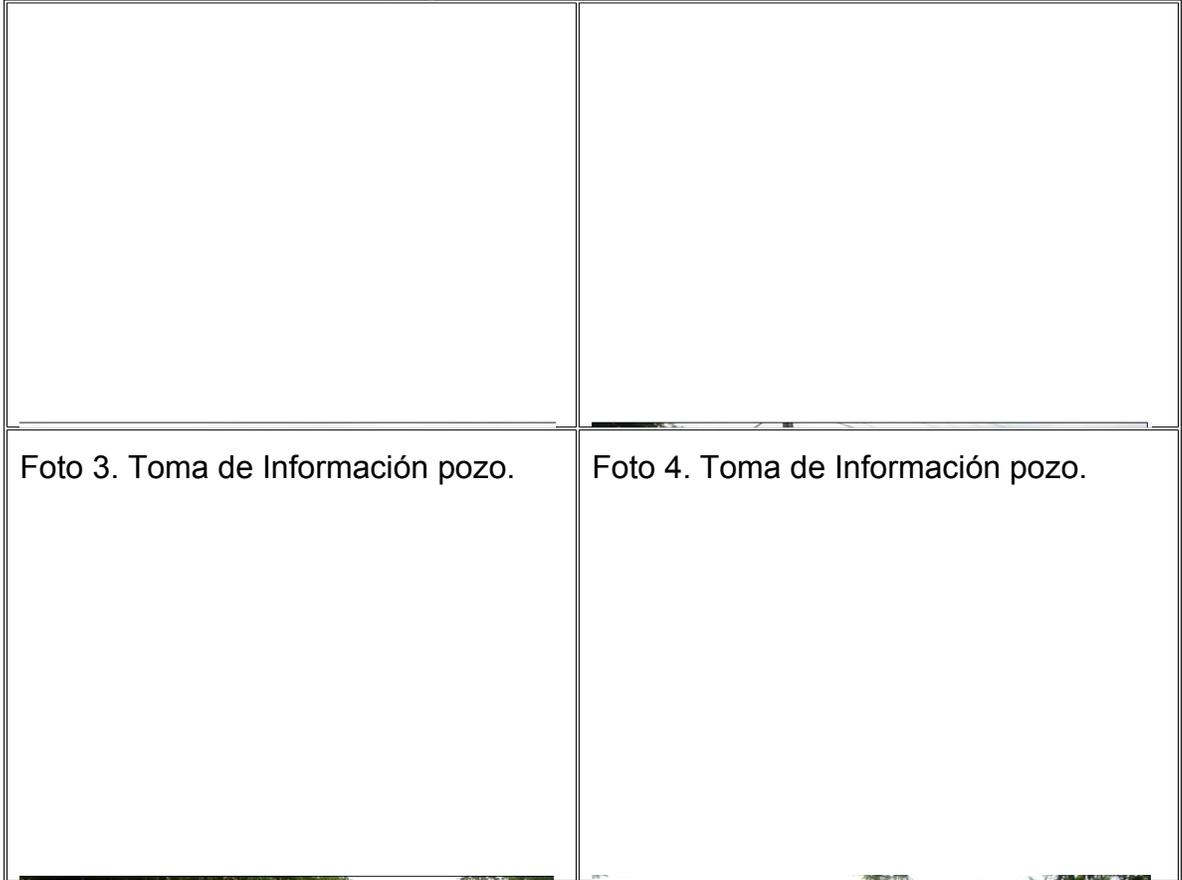
3.1.1. Levantamiento Topográfico Detallado.

En la primera etapa de los estudios realizados, se llevo a cabo el levantamiento detallado de la infraestructura existente de redes de alcantarillado sanitario en el casco urbano del municipio, determinando clara y especialmente los siguientes aspectos.

Determinación de las condiciones topográficas, especialmente de las rasantes de los pozos de inspección, cotas claves y bateas de los diferentes colectores existentes, que específicamente llegan y salen en cada pozo en particular (Foto 1 – 4), permitiéndose de esta manera determinar el planeamiento y configuración detallada de la red existente. Como resultado del levantamiento topográfico, se presentan los diferentes resultados incluyendo las diferentes fichas de inventario de pozos de inspección. (Anexo Cartera topográfica al final del capítulo).

Foto 1. Levantamiento Topográfico.

Foto 2. Determinación cota razante.



3.1.2. Caracterización Detallada del Sistema de Redes Existentes.

Como resultado del levantamiento e investigación de las redes sanitarias, se llevó a cabo la caracterización de los diferentes colectores existentes, determinando específicamente los diámetros, pendientes, longitudes y tipo de material, los cuales son parámetros básicos de evaluación. Los resultados de esta evaluación, se presentan y serán utilizados en su totalidad en la evaluación que se presenta.



➤ **Criterios de Diseño y Evaluación.**

Como se indicó anteriormente se reseña los diferentes criterios que deben aplicarse para la evaluación técnica detallada de la red, teniendo como marco de acción lo establecido en la normatividad indicada, especialmente determinada en el Reglamento de Agua Potable, del Ministerio de Desarrollo Económico, RAS 2000. Para la presente evaluación se aplicaran dichos criterios.

➤ **Estudios Básicos Especiales.**

Para la presente evaluación, se establece lo relacionado a las diferentes proyecciones de comportamiento futurista, tanto para consumos, control de pérdidas, disminución de agua no contabilizada, crecimiento de la población, generación de caudales en general de aguas residuales, entre otros.

➤ **Generalidades.**

Ya que no existían planos detallados en la Oficina de Planeación además de una aproximación muy somera del catastro que se hizo en el 2001 para el Esquema de Ordenamiento territorial, los planos suministrados por los funcionarios de dicha oficina, carecen de la información necesaria para poder llevar a acabo una inspección detallada de campo de las estructuras existentes y menos para realizar una evaluación hidráulica, información relacionada con:

- a. Cotas de entrada y salida de tuberías, cotas rasantes.
- b. Datos relacionados como diámetros, longitudes y numeración de estructuras.
- c. Inventario o registro de anomalías o problemas de funcionamiento.

El estudio considera necesario, desarrollar los levantamientos totales de los sistemas existentes de los colectores y estructuras componentes de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial dentro del casco urbano del municipio de Nariño.

3.1.3. Inspección Pozos de Alcantarillado en General.

La primera medida, para llevar a cabo la inspección de pozos de alcantarillado pluvial y sanitario es identificar mediante la numeración de las estructuras propias de las redes de alcantarillado, pozos con numeración entera y consecutiva (01, 02, 03, 04,...etc.). Teniendo en cuenta que e municipio de Nariño, evacua sus aguas servidas mediante tres ramales principales, La materialización en campo de estas numeraciones se realizó por medio del empleo de pintura de aceite de color rojo para el casco urbano de Nariño. Dejándose especificado lo



siguiente:

- El Ramal N° 1. conduce las aguas servidas que proviene de la parte alta del municipio, sector el portal y todos los condominios y urbanizaciones que se registran en este sector, y estarán identificados bajo la nomenclatura PZ – 1.
- El Ramal N° 2. conduce las aguas servidas que proviene del sector los barrio Fátima y el Carmen y estarán identificados sus pozos con una nomenclatura numérica precedida de la letra B. Ejemplo PZ-1B.
- En el Ramal N° 3. se conduce las aguas servidas que provienen del sector del barrio Santa Lucia e Inmaculada y estarán identificados sus pozos con una nomenclatura numérica precedida de la letra B. Ejemplo PZ-2B.

Para las labores de inspección directa en los pozos propios de las redes, se emplearon dos cuadrillas compuestas cada una por dos obreros, bajo la coordinación del practicante en ingeniería civil, la inspección directa comprendió las siguientes actividades:

- Identificación del tipo de red.
- Descripción de la localización de la estructura.
- Medida directa de características físicas y estructurales de los pozos, de acuerdo a los formatos INSPECCION DE POZOS NARIÑO. dentro de los cuales se incluyen; diámetros, identificación de materiales del pozo y tuberías de entrada – salida, materiales de la tapa, cono, cañuela, profundidades de cotas claves de la tubería de entrada – salida, identificación de domiciliarías y tuberías. (Foto 5 - 6).
- Descripción de la localización de la estructura.
- principales, identificación de pozo de salida y llegada de la cada tubería principal.
- En aquellos casos en los cuales se presentaron dudas en el flujo o procedencia de flujo de las redes o acometidas domiciliarías, se realizaron pruebas de colorimetría mediante el empleo de mineral rojo y amarillo.

Foto 5 - 6. Características físicas y estructurales de los pozos Inspección directa de pozos.



3.2. METODOLOGIA APLICADA A LA RED DE ALCANTARILLADO.

Se procedió de la siguiente forma para determinar el catastro de la red de alcantarillado, se realizó la localización de todos los pozos del casco urbano del municipio de Nariño cundinamarca, incluyendo algunos condominios, mediante la colaboración de la comunidad de la zona se realizó la búsqueda de los pozos manualmente por referencias de la comunidad. Como lo ilustra la Foto 7.

Foto 7. Búsqueda manual.





Se realizó el levantamiento altimétrico y planimétrico de todos los pozos referenciándolos con las coordenadas del observatorio de la ciudad de Bogotá. Se destaparon los pozos uno a uno y se determinó, mediante un formato de planilla para cada pozo características, cantidad de colectores que se relaciona con el pozo, diámetro de los colectores, tipos de materiales y profundidad medida desde la cota rasante del pozo hasta la cota batea de cada colector que se podía observar sobre el pozo. (Anexo planilla).

3.3. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EL CATASTRO DE REDES DE ACUEDUCTO

Este capítulo presenta la evaluación hidráulica correspondiente al sistema de tuberías existentes, correspondientes al suministro de agua potable para el Municipio del Nariño. Se presenta a continuación una breve reseña del sistema, con el fin de entender el funcionamiento y así mismo la evaluación que se presenta.

3.3.1. Metodología Aplicada a la Red de Acueducto.

Se realizó la localización de todos los elementos hidráulicos a la vista y mediante apiques se determinó los sentidos que tienen las redes del casco urbano del municipio de Nariño cundinamarca, incluyendo algunos condominios, mediante la colaboración de comunidad. Se realizó el levantamiento altimétrico y planimétrico de todas las redes de acueducto referenciándolos con las coordenadas del observatorio de Bogotá D.C. Se realizaron los apiques respectivos y se verificó el diámetro, tipo de material y sus características.



CAPÍTULO IV. DIAGNOSTICO DE FUNCIONAMIENTO ACUEDUCTO MUNICIPAL

Con el fin de garantizar la calidad, eficiencia, sostenibilidad en los procesos tanto de diseño, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de acueducto, se hace necesario establecer unos criterios básicos y requisitos mínimos con que debe cumplir el diseño desde que inicia el proceso de su formulación hasta su puesta en marcha.

Debido al nivel de complejidad del proyecto, se hace necesario tener una serie de componentes, los cuales se enuncian a continuación:

- Aspectos generales,
- Población, dotación y demanda,
- Fuentes de abastecimiento,
- Captaciones de agua superficial,
- Aducciones y conducciones,
- Redes de distribución y
- Tanques de compensación.

4.1. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO

4.1.1. Definición del Nivel de Complejidad del Sistema

De acuerdo con lo establecido en la tabla A.3.1 del Capítulo A.3 del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable, se establecen diferentes niveles de complejidad dentro de todo el territorio Nacional, el cual se asigna dependiendo del número de habitantes que intervienen en el proyecto, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el mismo. El Municipio de Nariño, mas concretamente en el casco urbano se cuenta con una población actual igual a 1610 habitantes lo cual ubica dentro de un Nivel de Complejidad BAJO⁴.

⁴ Tomado del Reglamento técnico del sector de agua potable Tabla A.3.1., Asignación de Niveles de Complejidad.



4.1.2. Descripción del Problema

El problema se expresa en términos de las siguientes condiciones:

- Se hace necesario evaluar las condiciones hidráulicas bajo las cuales esta funcionando el sistema de acueducto.
- Verificar el Diseño de toda la infraestructura existente necesaria para que garantice la potabilidad, distribución, manejo y buen uso del agua que se utiliza para el consumo de los habitantes de la zona.

4.2. DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN.

4.2.1. Estimación de la Población.

Históricamente la mayor parte de la población del municipio de Nariño es de tipo urbana, tendencia que se ha venido acentuando progresivamente desde la relación 1:1 del primer censo en 1938 hasta la relación presente 1:3. (Ver tabla 1 del Capítulo I).

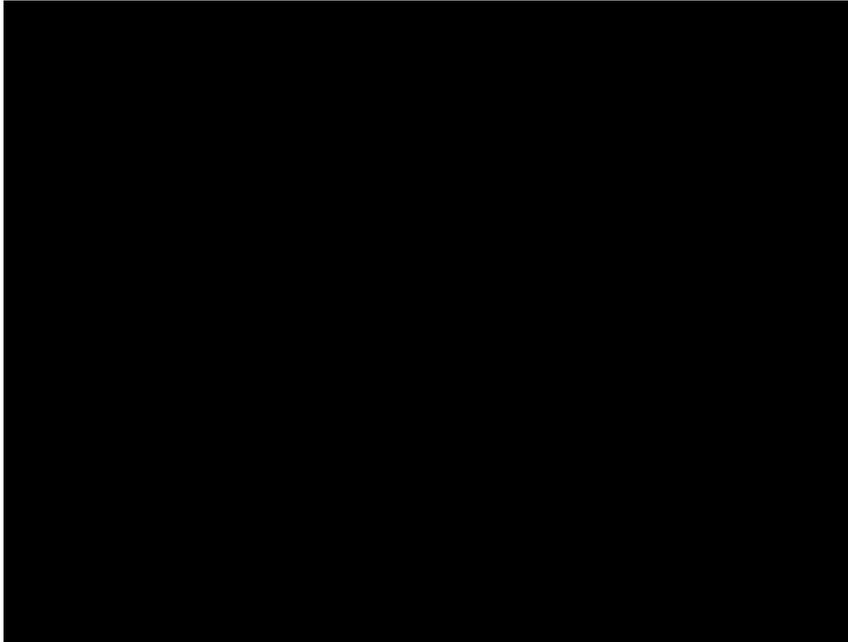
La tendencia de crecimiento poblacional muestra su pico mas alto hacia mediados del siglo anterior situación que se puede atribuir al boom del empleo generado por las grandes haciendas tabacaleras; a partir de esta época se inicia un descenso progresivamente lento hasta llegar al descenso brusco, de más del 20% del total de la población, presentado entre finales de la década de los ochenta y mediados de los noventa; situación atribuida a la fuerte atracción y facilidad de emigración ejercida por Girardot y Santa Fe de Bogotá.

La relación de personas por género, se ha mantenido constante históricamente con una leve diferencia a favor del género masculino tanto en la zona urbana como en el sector rural.

Las proyecciones de población del DANE, reflejan el descenso poblacional presentado hasta el último censo, 1993, y sugieren que se mantendrá la tendencia de manera, que por ejemplo, la población rural será hacia el 2010 de unas 300 personas; situación no muy realista por cuanto el sector rural del municipio ya encontró un nivel de equilibrio mínimo representado en las ventajas cada vez menores que ofrecen los polos de atracción del municipio, y en el mejoramiento



progresivo del nivel de vida. A nivel rural proyectos como el suministro de agua potable al sector rural y el mejoramiento de la infraestructura vial están reversando la tendencia migratoria.



A nivel urbano las proyecciones DANE no reflejan el aumento poblacional generado por la nueva tendencia de construcción de agrupaciones de vivienda para turismo recreativo; que, adecuadamente manejada, representa una fuente de empleo y de intercambio comercial con lo que se mejoran las condiciones a nivel interno y por tanto se limita la necesidad de migración hacia los polos de atracción.

Nariño esta proyectado para ser un municipio con viviendas turísticas y permanentes por tener en este momento 11 proyectos en desarrollo (hoy dentro del E.O.T.), que en 10 años anteriores se han venido desarrollando lentamente en construcción por falta de infraestructura de desarrollo y a corto (10 años) y largo (20 años) plazo que se estarían desarrollando si se acondiciona la infraestructura de servicios.



4.2.2. Métodos de Cálculo

Debido a contar con un nivel de complejidad Bajo, el método de cálculo para la proyección de la población puede variar entre:

- Método Aritmético + Geométrico + Exponencial.

a. Método Aritmético.

El Método Aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

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

Donde,

Pf: Es la población (hab.) correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población

Puc: Es la población (hab.) correspondiente al último año censado con información.

Pci: es la población (hab.) correspondiente al censo inicial con información.

Tuc: Es el año correspondiente al último año censado con información.

Tci: Es el año correspondiente al censo inicial con información

Tf: Es el año al cual se quiere proyectar la información.

b. Método Geométrico.

El Método Geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

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



Donde:

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

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

c. Método Exponencial.

El Método exponencial La utilización de este método requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente:

$$P_f = P_{ci} e^{k(T_f - T_{ci})}$$

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

$$k = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Donde,

P_{cp}: Es la población del censo posterior.

P_{ca}: Es la población del censo anterior.

T_{cp}: Es el año correspondiente al censo posterior.

T_{ca}: Es el año correspondiente al censo anterior y Ln el logaritmo natural o neperiano.

Para el municipio como para el estudio, se utilizó el método Geométrico, debido que es una población que en algunos sectores hace el esfuerzo por mostrarse activa económicamente, además que tiene áreas de expansión, las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos.

4.3. CUANTIFICACIÓN DE LA DEMANDA.

4.3.1. Nivel de Complejidad.

Se calcula para cualquier tipo de proyecto que implique el reglamento de agua potable y saneamiento básico.

Tabla No. 3. - A.3.1. (RAS)
Asignación del Nivel de Complejidad

NIVEL DE COMPLEJIDAD	POBLACION EN LA ZONA URBANA			CAPACIDAD ECONOMICA DE LOS USUARIOS
BAJO	0	a	2500	Baja
MEDIO	2501	a	12500	Baja
MEDIO ALTO	12501	a	60000	Media
ALTO	60001	a	-	Alta

4.3.2. Demanda del Servicio.

Para la obtención de la demanda requerida en el sector, se basó en el RAS, mas exactamente en el sistema de dotación neta según nivel de complejidad (Tabla B.2.2), donde se asignan 150L/hab.-día, luego se realiza una corrección por clima, (Tabla B.2.3) con un incremento de el 10%, arrojando un total de 165L/hab.-día para el municipio de Nariño.

4.3.3. Periodo de Diseño.

El periodo de diseño es el tiempo durante el cual la capacidad del sistema debe permitir satisfacer la demanda de la población, y que según el nivel de complejidad del municipio de Nariño es de 15 años.

4.3.4. Población Actual y Futura.

La población Futura para la verificación del diseño se obtuvo mediante el análisis geométrico del crecimiento de la población.

4.4. EVALUACIÓN DE LAS DOTACIONES Y CAUDALES.



4.4.1. Dotación neta.

Con la dotación neta, se tiene 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.

Tabla No. 4. - B,2,2, (RAS)

Dotación Neta Según el Nivel de Complejidad

NIVEL DE COMPLEJIDAD	DOTACION NETA MINIMA (L/HAB. DIA)	DOTACION NETA MAXIMA (L/HAB. DIA)
BAJO	100	150
MEDIO	120	175
MEDIO ALTO	130	-
ALTO	150	-

Para un nivel de complejidad Bajo, la dotación mínima se encuentra establecida a partir de 100 Lt. /Hab. día y una dotación máxima 150 L/hab.-día. En el proyecto se toma la máxima 150 L/hab. -día.

4.4.2. Correcciones por Clima.

Se aplica el porcentaje en función al nivel de complejidad y la temperatura.

Tabla No. 5 - B,2,3, (RAS)

Variación a la dotación neta según el clima y nivel de complejidad

NIVEL DE COMPLEJIDAD	CLIMA CALIDO (MAS 28°C)	CLIMA TEMPLADO (ENTRE 20 a 28 °C)	CLIMA FRIO (MENOS DE 20°C)
BAJO	15%	10%	
MEDIO	15%	10%	
MEDIO ALTO	20%	15%	
ALTO	20%	15%	

La nueva dotación Seria de 150 L/Hab. día, que al aplicarle la corrección por clima se convierte en 165 L/Hab. día.

4.4.3. Pérdidas.



- a. **Pérdidas en la aducción.** Debe establecerse un nivel de pérdidas en la aducción antes de llegar a la planta de tratamiento. El nivel de pérdidas en la aducción debe ser inferior al 5%. Se tomaran de 3%.
- b. **Perdidas en la Planta de tratamiento.** Debe considerarse entre 3% y 5% del caudal medio diario para atender las necesidades de lavado de la planta de tratamiento. Se tomaran un 3%.
- c. **Pérdidas en la conducción.** Según el Reglamento para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, se establecen pérdidas en la conducción igual al 3%
- d. **Pérdidas técnicas en el sistema de acueducto.** Las pérdidas técnicas hacen referencia al volumen de agua captada, el volumen que se tratará y el volumen de aquella que llegará al tanque, el que sale de este y el cual se dirige por cada uno de los ramales. Debido que no se tienen registros exactos sobre las pérdidas, se recurre a la tabla B.2.4 del Reglamento de Agua potable, donde para un nivel de complejidad Bajo, se tiene un porcentaje promedio admisible de perdidas técnicas del 30%.

4.4.4. Dotación bruta.

La dotación bruta se establece según la siguiente ecuación:

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

La dotación bruta con un porcentaje de perdidas del 39% es la siguiente:

Dotación neta:	165,00 Lt. /Hab. día
Porcentaje de Pérdidas:	39 %
Dotación bruta:	270.49 Lt. / Hab. día

4.4.5. Demanda.

- a. **Caudal medio diario (Qmd).** Es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año y puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

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

$$Q_{md} = 5.05 \text{ l/s}$$



- b. Caudal máximo Diario(QMD).** Corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k1, que a su vez se calcula en función del nivel de complejidad. El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$QMD = (Qmd)(K1)$$

Tabla No 6. - B, 2,5, (RAS)
Coeficiente de Consumo Máximo Diario en Términos del NC

NIVEL DE COMPLEJIDAD	COEFICIENTE DE CONSUMO MAXIDO DIARIO (K1)
BAJO	1,30
MEDIO	1,30
MEDIO ALTO	1,20
ALTO	1,20

Donde K1 = 1.30
 $QMD = (5.05 \text{ l/s})(1.30)$
 $QMD = 6.57 \text{ l/s}$

- c. Caudal máximo Horario(QMH).** El coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k2, puede calcularse, para el caso de ampliaciones de sistema de acueducto, como la relación entre el caudal máximo horario, QMH, y el caudal máximo diario, QMD, registrados durante un período mínimo de un año, sin incluir los días en que ocurran fallas relevantes en el servicio.

Tabla No 7. - B, 2,6, (RAS)
Coeficiente de Consumo Máximo Horario en Términos del NC

NIVEL DE COMPLEJIDAD	RED DE MENOR DISTRIBUCION	RED SECUNDARIA	RED MATRIZ
BAJO	1,60	-	-
MEDIO	1,60	1,50	-
MEDIO ALTO	1,50	1,45	1,40
ALTO	1,50	1,45	1,40

$QMD = (6.57 \text{ l/s})(1.60)$
 $QMD = 10.51 \text{ l/s}$



4.5. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE DEL ACUEDUCTO.

El municipio de Nariño, cuenta con un solo acueducto que suministra agua potable al casco urbano y a un sector de la vereda Garbanzal; se abastece del río Magdalena, sus aguas son captadas mediante bombeo y sometidas a un tratamiento de precipitación química con compuesto coagulante.

El bombeo se hace en dos ciclos, en el primero se lleva desde el río a la planta de tratamiento, y en el segundo desde esta, a través de tres redes independientes, al tanque elevado de distribución del sector urbano, al tanque de vuelta de la Pola, ubicada en este alto, que almacena y distribuye a 28 usuarios de la vereda Garbanzal, a la Urbanización el OASIS y el ultimo al tanque la Colina al norte del casco urbano. El horario actual normal de bombeo es de 14 horas diarias para el sector urbano (de 5 a.m. a 5 p.m.) y de 7 horas diarias para el sector atendido para los tanques de La Pola y la Colina.

El control de la potabilidad del agua es realizada por la Secretaría de Salud Departamental y por entidades privadas, mediante análisis mensuales. En términos generales es agua adecuada para consumo humano aunque en algunas muestras resulten altos parámetros como turbiedad; o bajo pH, la recomendación hecha a partir de estas muestras es hacer un seguimiento más detallado en la red de manera que se descarten concentraciones altas de cloro residual.

4.5.1. Componentes.

- **Captación.** Se realiza a través de tubería de 6" H.G. y un sistema de Cribas (se considera necesario implementar una alternativa técnica mas funcional de captación). Es un sistema obsoleto porque es necesario un monitoreo constante para evitar que los cambios de caudal del río Magdalena, que conllevan a adición o sustracción de tubería, ocasionen daños sobre la tubería e incluso sobre el sistema de bombeo. Se está captando actualmente 10,5 lt/seg. En promedio.
- **Planta de Tratamiento y Estación de Bombeo.** En este momento la planta de tratamiento esta sufriendo una ampliación y mejoramiento en su infraestructura según diseños del ING. JESUS JIMENEZ LOZANOS, diseños que se están ejecutando, por dos contratistas, de la Gobernación de cundinamarca.



- **Conducción.** La conducción hacia el casco urbano se reparte en dos ramales principales e independientes; la primera de 4" hasta el tanque elevado del Casco Urbano con una bomba de 18 HP, comúnmente, hay una bomba de 18HP de reserva, con la segunda de 4" hasta el tanque de la Colina, que abastece el sector del portal y urbanizaciones en pro de desarrollo.

Actualmente se realizó los diseños de una red de impulsión sola que lleva el agua desde la planta de tratamiento hasta un terreno en lo alto que fue donado por el coronel Orta y en el cual se construirá un tanque que este capacitado para unir las redes actuales, por tal motivo se realizara el diseño de la nueva red.

- **Tanque de Almacenamiento y Distribución de la Pola.** Es un tanque de 77 metros cúbicos ubicado en la vuelta de la Pola. Su función básica es de distribución por el poco tiempo de llenado diario a una vereda llamada garbanzal, este tanque no se tocara.
- **Tanque Elevado de Distribución.** Es un tanque elevado, Nariño se ubica sobre una zona plana y por tanto requiere de un aumento de cabeza para llegar a las domiciliarias, con dimensiones 4.30 X 4.30 X 2.70. Hace ya unos 8 años se le realizaron arreglos de impermeabilización porque estaba presentando filtraciones.

De acuerdo a los diseños con que funcionaba la red con anterioridad el sistema era el siguiente:

El tiempo teórico de vaciado del tanque de 50 metros cúbicos, actualmente es de 3.14 horas, teniendo en cuenta:

- Nº de Habitantes Casco urbano tradicional:	1300
- Población "flotante" actual en temporada alta:	400
- Población Total de cálculo:	1700
- Dotación Diaria en clima cálido (propuesta CAR):	225 LTS/HAB/DIA

Lo cual quiere decir que en promedio los habitantes del casco urbano hoy tienen algo más de 15 horas de servicio de agua. Aparte de las molestias al usuario, los componentes del sistema de acueducto, que trabajan a presión, se deterioran cada vez que deja de fluir el agua es decir que sufre descompresión; que teóricamente este proceso de deterioro severo está pasando diariamente.



El tiempo teórico de vaciado con la totalidad de viviendas, de los proyectos actuales en suelo urbano, construidas y ocupadas en tiempo de temporada alta, sin contar las construcciones del Oasis que se abastecen del tanque de la Pola, sería de 1.16 Horas

- N° de habitantes casco urbano tradicional:	1300
- N° de viviendas nuevas de conjuntos Residenciales:	550
- N° promedio de personas por vivienda en Temp. Alta:	6
- N° Total de personas:	4600
- Dotación diaria (LTS/HAB/DIA):	225

El tanque de la Colina con 102 M3, de construcción más reciente con los que cuenta el sistema de acueducto municipal, se ubica al nororiente de la zona propuesta de expansión, con una cota adecuada para atender el sector de chico Nariño, la zona de expansión Urbanización Portal de Nariño, El éxito, La Gloria, Urbanización San Miguel, Urbanización San Cayetano, y las viviendas aledañas.

- **Red de Distribución.** La red de distribución cuenta con diámetros de hasta 4", siendo normalmente de 2". Es una red antigua a la que se le han venido haciendo cambios de acuerdo a las necesidades puntuales, pero que no corresponden a un diseño técnico. A pesar de no ser la mayor prioridad del sistema de acueducto se deben iniciar las actividades, como el inventario de materiales y diámetros de cada tramo, que lleven a la realización de un rediseño que sirva de base a las futuras ampliaciones y cambios en la red.
- **Consumo.** El consumo medido, relacionada del registro de la oficina del fondo de servicios públicos de la lectura de micro medidores de la totalidad de usuarios, es de 13448 metros cúbicos al mes. Se tomó de base un mes típico, sin interrupciones anormales en el servicio y sin ser temporada alta de vacaciones. Tomando una población base de la proyección DANE al año 2000 de 1300 personas y teniendo en cuenta que la oficina de servicios públicos tiene un registro total de 652 usuarios en el municipio, 171- estrato 1, 430- estrato 2, 33 estrato 3, 6 estrato 4, 2 comerciales, 10 oficiales en el casco urbano tradicional y las casas de las agrupaciones Algarrobos del Magdalena los Búhos, y los predios rurales alrededor del casco urbano.

La dotación diaria por persona es de 344 lts/hab/día; que es mayor en 119 litros a la dotación recomendada, de 225 lts/hab/día, para pequeños poblados urbanos con las condiciones de clima del municipio de Nariño. Lo cual quiere decir que se presenta un alto despilfarro o se está utilizando agua del acueducto para



actividades diferentes al consumo humano; en los dos casos se debe aplicar un programa de ahorro y uso eficiente del agua de acuerdo a la normatividad vigente.

- **Limitaciones.** El acueducto municipal presenta limitaciones en cada uno de sus componentes: Redes antiguas y sin correspondencia a un diseño técnico, tanque elevado con limitaciones de almacenamiento para el número de personas que se esperan a largo plazo y captación con posibilidad de modernización; pero la limitante de mayor importancia es sin duda la capacidad de tratamiento de la planta de potabilización, la cual con los consumos actuales está llegando a sus límites, por tanto es una necesidad su ampliación para poder atender las nuevas viviendas del sector urbano, los usuarios del proyecto de ampliación a la zona rural (con un tramo construido) y en el futuro los usuarios de la zona de expansión.

Con el consumo actual, y con una máxima probable de tratamiento de 12 litros/seg., de acuerdo a la empresa de servicios públicos municipales, se están tratando 10,85 litros/seg. en las doce horas de servicio diario. Aumentando a las 24 horas el tratamiento, sin conocer las consecuencias adversas sobre el sistema que puede generar este hecho, se tendrá un techo del doble del tratamiento actual cuando la relación de la población que se espera, con respecto a la actual, una vez construidas todos los proyectos y con la primera fase de suministro al sector rural es de 1:3.5.

Luego bajo cualquier teoría de cálculo, a corto plazo el sistema de tratamiento quedará corto ante la demanda de agua potable; por lo que se recomienda la empresa de servicios realice el estudio técnico detallado antes de autorizar la inclusión de nuevos usuarios, de manera que el municipio pueda planificar las obras necesarias.

4.6. REDES DE DISTRIBUCIÓN.

4.6.1. Alcance.

Se establecen los criterios básicos y requisitos mínimos que deben cumplir las redes de distribución de agua en los diferentes procesos involucrados en su desarrollo, tales como la conceptualización, el diseño, la construcción, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento, con el fin de garantizar seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia en las captaciones dentro de un nivel de complejidad determinado. Las prescripciones establecidas en el presente capítulo deben aplicarse a los cuatro **niveles de complejidad del sistema** a menos que se especifique lo contrario.



La red de distribución primaria o red matriz de acueducto, es el conjunto de tuberías mayores que son utilizadas para la distribución de agua potable, que conforman las mallas principales de servicio del municipio y que distribuyen el agua procedente de las líneas expresas o de la planta de tratamiento hacia las redes menores de acueducto. Las redes matrices son los elementos sobre los cuales se mantienen las presiones básicas de servicio para el funcionamiento correcto del sistema de distribución general.

Las redes de distribución secundaria y terciaria son el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta del agua potable a las viviendas y demás establecimientos municipales públicos y privados.

En los municipios de los **niveles de complejidad bajo, medio, medio alto**, se considera que las redes de distribución secundaria comprenden los diámetros entre 38 mm (1,5 pulgadas) a 100 mm (4 pulgadas); y las tuberías matrices, los diámetros de 150 mm (6 pulgadas) en adelante y sobre éstas deben garantizarse las presiones mínimas para que el sistema opere adecuadamente. Como es el caso del Municipio de Nariño.

En este literal se incluyen los estudios previos, las condiciones generales, los parámetros de diseño, los aspectos de la puesta en marcha, los aspectos de la operación y los aspectos del mantenimiento de todas las estructuras y accesorios que conforman la red de distribución. La normatividad discriminada a continuación tiene como objetivo conseguir la durabilidad, la seguridad, la economía y la correcta prestación del servicio con respecto a las condiciones de uso requeridas para cada caso, teniendo en cuenta los objetivos de saneamiento e higiene perseguidos para la población. Las diferentes normas se discriminan para los cuatro **niveles de complejidad del sistema**, de tal manera que se logro encajarla la red de distribución del municipio, en una normativa respectiva.

4.6.2. Estudios Previos

- **Concepción del proyecto.** Durante la concepción del proyecto deben definirse criterios técnicos y económicos que permitan comparar todas las alternativas posibles para la red de distribuciones del municipio, a partir de los datos de campo, geológicas, urbanísticas, demográficas (con énfasis en los casos de etnias minoritarias) y de consumo de la población que se va a abastecer. Los sistemas de distribución de agua potable deben cumplir con los siguientes requisitos principales:



1. Suministrar agua potable a todos los usuarios en la cantidad y calidad necesarias y exigidas por este código.
2. Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.
3. Proveer agua para otros tipos de uso, tales como fuentes, servicios públicos etc.

La concepción del proyecto de la red de distribución debe incluir, entre otras, las siguientes actividades

- a) Definición de los caudales para el dimensionamiento de la red de distribución.
- b) Delimitación del perímetro sanitario, perímetro de servicio o del área total.
- c) Delimitación clara de las zonas de presión.
- d) Fijación de las capacidades de los tanques de distribución y compensación localizados dentro de la red de distribución.
- e) Análisis del sistema de distribución existente, con el objetivo de aprovechar eficientemente las tuberías existentes.
- f) Trazado de los conductos principales y secundarios de la red.
- g) Dimensionamiento de cada uno de las tuberías de la red. En caso de que se trate de una ampliación debe establecerse claramente cuales de los tubos existentes deben ser redimensionados y cambiados.
- h) Localización y dimensionamiento de los equipos y accesorios destinados al funcionamiento y la operación del sistema de distribución de agua potable.
- i) Definición de las etapas de ejecución del sistema de distribución de agua potable.
- j) Especificación de las obras, los materiales y los equipos que conforman la red de distribución.
- k) Estimación de los costos de diseño de construcción del sistema de distribución.



- **Análisis de costo mínimo.** Para el **nivel bajo de complejidad**, el análisis de costo mínimo no será obligatorio. Sin embargo, para ese **nivel de complejidad del sistema** se recomienda que la red de distribución se encuentre optimizada con respecto al costo de los diámetros de las tuberías que la conforman.
- **Optimización de la red de distribución.** El dimensionamiento de la red de distribución debe justificarse con estudios económicos comparativos que permitan determinar los diámetros óptimos de cada una de las tuberías de la red, compatibles con los requisitos técnicos, las etapas de construcción y la viabilidad económica financiera del proyecto. Para todos los **niveles de complejidad del sistema** debe hacerse un diseño optimizado de la red de distribución.

Para el proyecto, se hace necesario diseñar un red completamente nueva porque el sistema mediante el cual se abastecía, no es suficiente, además se están ejecutando obras de infraestructura por parte de la Gobernación en conjunto con la Alcaldía municipal en la cual se unifican los diferentes tanques que hay, en uno con capacidad de abastecer todo el municipio.

- **Estudios de demanda.** El cálculo de la demanda de agua se hizo en lo correspondiente a la EVALUACION DE LAS DOTACIONES Y CAUDALES.
- **Distribución espacial de demanda.** El municipio es de un nivel de complejidad bajo, registra únicamente uso residencial, además población entre estratos 1,2 y 3. Lo único que varía en cuanto al uso de consumo, es la parte turística, que describe un consumo extra en temporadas altas que de todas formas se dejan planteadas.
- **Aspectos generales de la zona por abastecer.** En cuanto a los aspectos generales se puede establecer que el perímetro urbano y de expansión ya está sobre ocupado, se está esperando según reportes de la oficina de planeación, el plan de actualización del Esquema de Ordenamiento Territorial. También se pudo verificar que el desarrollo del municipio se ha originado hacia el sector de las veredas Nor-occidentales. De igual forma, por tratarse de un municipio categoría seis (6), el desarrollo urbano ha sido lento, sin embargo las inversiones en los sectores de agua potable y saneamiento básico son representativas.



Del levantamiento topográfico se determina la distribución espacial y del manzaneo respectiva. Respecto a los otros servicios públicos, se puede verificar que el alcantarillado esta sujeto a nuevos cambios de este estudio, que se garantizará la no intersección y los requerimientos mínimos en caso de cruces.

➤ **Estudios topográficos.** Se encontró en la oficina de Planeación lo siguiente:

- a. No existen planos aerofotogramétricos del municipio donde va a diseñarse, construirse o ampliarse la red de distribución.
- b. No existen planos de catastro de instalaciones de sistemas de infraestructura, tales como energía, teléfonos, alcantarillados de aguas lluvias, alcantarillados de aguas negras y otras obras de infraestructura.
- c. No existen, prediseños, ni diseño de las redes de distribución deben utilizarse los planos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), a escala 1: 2000
- d. No existen fotografías aéreas existentes para el municipio, que incluyan la zona donde va a diseñarse, construirse o ampliarse la red de distribución de agua potable.
- e. No existen los planos de catastro o inventario de redes existentes que tengan relación con la red que va a diseñarse, construirse o ampliarse.

4.6.3. RECOMENDACIONES SOBRE EL TRAZADO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Para el trazado de la red de distribución deben tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Las tuberías de la red matriz deben ubicarse cerca de los grandes consumidores y de las áreas de mayores consumos específicos buscando, además, optimizar las longitudes de las tuberías.
2. Deben analizarse las redes menores existentes evaluando sus necesidades de refuerzo y ubicar en las redes matrices los nodos de caudal y presión necesarios y futuras interconexiones.
3. Debe evitarse ubicar las tuberías en calles que ya tengan implantadas tuberías de acueducto de diámetros mayores.
4. Deben utilizarse al máximo las áreas públicas evitando adquisiciones o expropiaciones de terrenos particulares.
5. Para tuberías nuevas con diámetros mayores a 300 mm (12 pulgadas), deben evitarse vías públicas con tráfico intenso y con dificultad de manejo de tráfico durante la ejecución de las obras.



6. Deben evitarse interferencias principalmente con estructuras mayores u otros servicios, y aquellas cuya relocalización sea costosa o presente dificultades técnicas importantes.
7. Deben evitarse rutas junto a quebradas o cañadas en donde normalmente existe concentración de servicios de aguas lluvias y alcantarillado, así como la ocurrencia de suelos aluviales y nivel freático elevado.
8. Deben buscarse rutas con topografía suave, evitando piezas especiales y accesorios.
9. Deben minimizarse los desvíos e interrupciones del tráfico durante la ejecución de la obra. RAS-2000. Sistemas de Acueducto Página B.135
10. Debe disminuirse la cantidad de rotura y la reconstrucción de pavimentos, seleccionando hasta donde sea posible zonas verdes y sin pavimentar.
11. En todos los casos la localización de las redes matrices nuevas dependerá esencialmente de las tuberías matrices existentes, tratando de aprovechar al máximo la prolongación de ellas y la integración de las mismas.
12. Deben disponerse las tuberías de mayor diámetro formando una red enmallada sin puntos aislados teniendo en cuenta los sistemas separados para control de presión y la zonificación de las áreas de consumo.
13. Debe hacerse un análisis de los servicios existentes en la zona y una consulta con las diferentes entidades públicas, con el fin de localizar los servicios existentes o proyectados para reducir al mínimo las interferencias durante el período de construcción.

Además de lo anterior, deben seguirse las siguientes recomendaciones:

1. Las áreas de mayor consumo deben servirse de los conductos principales.
2. Las áreas de menor consumo deben servirse de los conductos secundarios, formando en lo posible redes enmalladas.
3. Se aceptan tramos secundarios abiertos siempre y cuando terminen en conexiones domiciliarias o en taponos provistos de válvula de purga, que sirvan para la limpieza de la tubería o para expansiones futuras del sistema.
4. No deben proyectarse redes de distribución en las zonas de población dentro del perímetro urbano cuya densidad sea menor que 30 habitantes por hectárea, a menos que sean identificadas y justificadas como zonas de desarrollo urbano, con base en la tendencia de crecimiento de la vivienda del municipio o en planes masivos dentro del perímetro urbano, y que su costo no encarezca desproporcionadamente el sistema en razón de sus características y ubicación.
5. No deben proyectarse redes de distribución en aquellas zonas que sean inundables periódicamente por el mar o por las crecientes de ríos, salvo cuando sea imprescindible ubicar algún conducto principal por zonas de tales características.



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





- **Áreas por abastecer.** El área por abastecer es de 64.45 Ha que se encuentran enmarcados la zona de distribución del municipio. Se estima que el municipio podrá en un futuro crecer en el sentido nororiental.

4.6.4. Condiciones Generales.

En el diseño se tiene descrito y definido que se transportara por bombeo desde la planta hasta un tanque alto que esta en la etapa de construcción y desde allí se abastecerá a todo el municipio.

- **Capacidad de la red.** La red de distribución de agua potable proyectada cumple de tal forma que asegura en todo momento el suministro directo y adecuado de agua potable al mayor porcentaje de la población, dentro de los límites dados por las condiciones socioeconómicas que se encuentran en estratos 1, 2 y 3, de la localidad con una presión suficiente y continua en todas las partes del sistema y cumpliendo todo lo establecido por el decreto 475/98 de los Ministerios de Salud Pública y de Desarrollo Económico, o el que lo reemplace. Se garantiza que el agua se suministrara dentro de las viviendas, en forma continua, con calidad y cantidad adecuadas. Adicionalmente, para el cálculo de la red de distribución deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:

1. Las tuberías principales se calcularon con el caudal acumulado que les corresponda a partir del caudal de diseño.
2. La red de distribución principal debe considero las distintas etapas del proyecto, así como los caudales correspondientes estimados para cada una de ellas.
3. Para el cálculo de la red de distribución se considero la zona urbana actual, de acuerdo con sus densidades actuales y probables y con los caudales resultantes correspondientes.
4. Se considero los siguientes tipos de ocupación del suelo en la definición de las áreas específicas por abastecer:
 - Áreas residenciales
 - Áreas comerciales
 - Áreas industriales
 - Áreas verdes
 - Áreas mixtas
5. Para la definición de los caudales de distribución, se tubo en cuenta a aquellos consumidores individuales, los consumidores preferenciales localizados fuera del área abastecida y a los puntos importantes para la lucha contra incendios.



6. Para las áreas cuyo desenvolvimiento futuro no está definido se fijo consumos globales de aproximadamente (1.50 l/s) por cada 100 viviendas, que serán atendidos a partir de derivaciones previstas en el sistema de distribución.
 7. La estimación de los caudales de consumo para las diferentes categorías de usuarios se realizó así:
 - a) Como se está trabajando con un municipio que no tiene datos de consumo se utilizarán los datos de poblaciones semejantes próximas considerando el grado de semejanza de las condiciones socioeconómicas.
 - b) Se considera que no existen consumidores preferenciales ubicados por fuera del área de abastecimiento, ni tampoco consumidores individuales.
 8. Los puntos para la lucha contra incendios (hidrantes) se definieron mediante consulta con las normas de RAS 2000.
- **Delimitación de zonas de presión.** Para el diseño red de distribución de agua potable se subdividió en cuantas zonas de presión fueron necesarias para cumplir con las condiciones de presión máxima y presión mínima en todos los puntos de la red. El establecimiento de las zonas de presión se hace con el fin de obtener la máxima uniformidad en el gradiente de presiones entre los tanques o estaciones de bombeo y los puntos de mínima presión. Además, deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:
1. Las áreas que estén ubicadas en terrenos altos y que requieran mayores presiones para ser abastecidas deben tener, en lo posible, sistemas separados de presión, debiendo mantenerse las presiones por medio de tanques elevados o, en última instancia, por bombeo.
 2. La red de distribución debe estar subdividida en las zonas de presión que sean necesarias para atender las condiciones de presión impuestas por la presente norma RAS 2000. Para el municipio de Nariño, la distribución de las zonas de presión son homogéneas y no requiere calcular mayores o menores presiones dentro de las mismas zonas.
 3. Las regiones pertenecientes al área de abastecimiento, que por sus características no tengan consumidores en su interior, no fueron consideradas en la estimación de las presiones máximas disponibles pero deben ser consideradas para el cálculo de las presiones mínimas.
 4. Las presiones de la zona de presión de la red de distribución deben estar condicionadas por la ubicación de los tanques de distribución, que para nuestro caso vendrá de más a menos comenzando por la zona turista y



llegando a una zona residencial del casco urbano, y luego terminando con una zona nuevamente turística de mas bajo norma.

➤ **Sectorización del servicio.** Para el **nivel bajo de complejidad** no se requiere que la red esté sectorizada. La sectorización del servicio debe buscar los siguientes objetivos:

1. **Trazado de la red.** Se diseño de tal forma que la red formara circuitos o mallas. La forma de los mismos y la longitud de las tuberías primarias que los integren se fijaron de acuerdo a las características topográficas del municipio, a la densidad de población actual por abastecer y a la ubicación del tanque de almacenamiento de alimentación. Además se tuvo en cuenta el futuro desarrollo del municipio con el fin de prever las posibilidades de ampliación de la red.
2. **Trazado de las tuberías matrices o primarias.** Las tuberías primarias se localizaron en las calles existentes, cerca de las áreas en donde se prevé el abastecimiento de agua para el control de incendios y tan cerca cuanto sea posible de los consumidores especiales que se asemejan a la parte turística del municipio.
3. **Trazado de las redes menores de distribución o terciarias.** Las redes menores de distribución conforman circuitos cerrados por interconexiones en los puntos de cruce.
4. **Edificios.** El municipio no registra ningún tipo de estructura similar a un edificio, hasta la fecha y no se espera dentro de los términos del diseño.
5. **Vulnerabilidad de la red de distribución.** La zona de instalación de la tubería registra un sitio de trabajo poco vulnerable para daños.

4.6.5. Parámetros De Diseño.

Dentro de la ejecución del diseño del sistema de redes de distribución de agua potable para el municipio se hizo necesaria una etapa inicial de planeamiento que garantice que el esquema de obras propuesto atienda los requerimientos futuros de la demanda de agua en cuanto a cantidad y oportunidad.

En la etapa de planeamiento, se parte de un diagnóstico de la red de distribución existente y se identifican, plantean y analizan diferentes alternativas de optimización y ampliación del sistema de redes de tuberías, con el fin de atender



los requerimientos futuros de la demanda, dentro de un determinado período de diseño.

➤ **Período de diseño.** El período de diseño de las redes de distribución de agua potable esta en función del nivel de complejidad del sistema y se encuentra establecido en las siguientes tablas:

➤ **Período de diseño de la red matriz o primaria.** El período de diseño de la red matriz se encuentra establecido en la tabla B.7.1(RAS).

Tabla No. 8 - B.7.1(RAS).

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	PERIODO DE DISEÑO
Medio	20 años
Medio alto	25 años
Alto	30 años

➤ **Período de diseño de la red de distribución secundaria o red local.** El período de diseño de la red secundaria se establece en la tabla B.7.2 (RAS).

Tabla No. 9. - B.7.2 (RAS).

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	PERIODO DE DISEÑO
Bajo	15 años
Medio	15 años
Medio alto	20 años
Alto	25 años

➤ **Caudal de diseño.** El caudal de diseño depende del nivel de confiabilidad del sistema. Para el **nivel bajo de complejidad**, el caudal de diseño será el caudal máximo horario (QMH).

➤ **Pérdidas en la red de distribución.** Para los **niveles bajo y medio de complejidad**, se recomienda que exista, desde la etapa de diseño, una metodología para el control de pérdidas en la red.

➤ **Calidad de agua en la red.** En la etapa de diseño en la red de distribución de agua potable para un municipio, es necesario conocer la calidad de agua en cada uno de los puntos de la red, dados los niveles de cloro y de otros químicos, así como de turbiedad del agua en las plantas y los tanques de abastecimiento en los cuales pueda existir la adición de químicos, para asegurar desde la etapa



de diseño que el agua cumplirá en toda la red de distribución con la calidad de agua estipulada en el decreto 475 de 1998, o el que lo reemplace.

Con respecto a los niveles de confiabilidad del sistema debe tenerse en cuenta que para el **nivel bajo de complejidad** no se requiere considerar la calidad del agua en el diseño de la red de distribución. Sin embargo, se recomienda considerar la calidad del agua para el diseño de dicha red de distribución, con el fin de conocer la cantidad de elementos químicos que deben ser añadidos al agua en la planta de tratamiento.

➤ **Presiones en la red de distribución.** Además de lo establecido en el literal B.7.3.3, Delimitación de zonas de presión, para el diseño de la red de distribución deben tenerse en cuenta los siguientes requerimientos para las presiones:

1. Presiones mínimas en la red. La presión mínima en la red depende del nivel de complejidad del sistema, tal como se especifica a continuación:

Tabla No. 10. - B.7.3.3 (RAS)

NIVEL DE COMPLEJIDAD	PRESIÓN MÍNIMA (KPa)	PRESIÓN MÍNIMA (metros)
Bajo	98.1	10
Medio	98.1	10
Medio alto	147.2	15
Alto	147.2	15

Las presiones mínimas establecidas en este literal deben tenerse cuando por la red de distribución esté circulando el caudal de diseño.

2. Presiones máximas en la red menor de distribución. El valor de la presión máxima tomada en cuenta para el diseño de las redes menores de distribución, para todos los **niveles de complejidad del sistema**, debe ser de 588.6 kPa (60 mca). La presión máxima establecida en este literal corresponde a los niveles estáticos, es decir, cuando no haya flujo en movimiento a través de la red de distribución pero sobre ésta esté actuando la máxima cabeza producida por los tanques de abastecimiento o por estaciones elevadoras de presión. La presión máxima no debe superar la presión de trabajo máxima de las redes de distribución, establecidas en las normas técnicas correspondientes a cada material. (Véase tabla B.6.17). En caso de ser necesaria una presión superior al límite máximo establecido en este literal, debe solicitarse autorización a la SSPD.

➤ **Diámetros de las tuberías en la red de distribución.**

1. Diámetros internos mínimos en la red matriz. Para aquellos casos de los niveles **bajo y medio de complejidad** en los cuales exista una red matriz y para los niveles **medio alto y alto de complejidad**, los diámetros mínimos para la red matriz se describen en la tabla B.7.5.

Tabla No. 11- B.7.5 (RAS) Diámetros mínimos de la red de matriz.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	DIAMETRO MÍNIMO
Bajo	64 mm (2.5 pulgadas)
Medio	100 mm (4 pulgadas)
Medio alto	150 mm (6 pulgadas)
Alto	300 mm (12 pulgadas) o más

2. Diámetros internos mínimos en las redes menores de distribución. El valor del diámetro mínimo de las redes menores de distribución depende del nivel de complejidad del sistema y del usos del agua, tal como se muestra en la tabla B.7.6.

Tabla No. 12. - B.7.6 (RAS) Diámetros mínimos de la red menor de distribución.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	DIAMETRO MÍNIMO
Bajo	38.1 mm (1.5 pulgadas)
Medio	50 mm (2 pulgadas)
Medio alto	100 mm (4 pulgadas) Zona comercial e industrial. 63.5 mm (2.5 pulgadas) Zona residencial.
Alto	150 mm (6 pulgadas) Zona comercial e industrial. 75 mm (3 pulgadas) Zona residencial.

3. Diámetros comunes comerciales para la red de distribución. En la tabla B.7.7 se establecen los diámetros que pueden ser utilizados para el diseño y/o la construcción de una red de distribución, acogiéndose a las limitaciones establecidas en los literales B.7.4.6.1 y B.7.4.6.2

Tabla No. 13. - B.7.7 (RAS) Diámetros comunes comerciales para la red de distribución

MILIMETROS	PULGADAS
38.1	1.5
50	2
63.5	2.5
75	3
100	4
150	6
200	8
250	10
300	12
350	14
400	16
450	18
500	20
550	22
600	24
675	27
700	28
750	30
900	36
1000	40
1050	42
1200	48
1500	60

“Lo anterior no excluye la utilización de otros diámetros, que pueden ser fabricados bajo pedido especial. En ningún caso se debe utilizar en redes menores diámetros inferiores a 38.1 mm (1 ½”)”

4. Diámetros para el cálculo hidráulico de la red. La lista de diámetros dada en el literal anterior corresponde a los diámetros nominales de las tuberías comerciales que pueden ser admitidas para el diseño o la construcción de un sistema de distribución de agua potable. Sin embargo, los cálculos hidráulicos de la red de distribución deben hacerse con los diámetros reales internos de las tuberías y materiales escogidos.
5. Diámetro de hidrantes. Los diámetros mínimos de los hidrantes contra incendios, colocados en la red de distribución de agua potable, dependen del nivel de complejidad del sistema. Para los niveles **bajo y medio de complejidad**, el diámetro mínimo de los hidrantes será de 75 mm (3 pulgadas).

- **Deflexión de las tuberías de la red de distribución.** Las tuberías formadas por segmentos rectos pueden colocarse en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus juntas, si estas son del tipo flexible. Sin embargo para municipios situados en zonas de amenaza sísmica alta no se recomienda deflectar las tuberías en las uniones mecánicas, con el fin de mantener su flexibilidad y dar seguridad a la red. En el caso de juntas flexibles, la deflexión máxima posible en cada junta, con excepción de los de juntas con características especiales, será la indicada por el fabricante de la tubería pero nunca podrán ser superiores a los valores de la tabla B.7.8.

Tabla No. 14. - B.7.8. (RAS) Deflexiones máximas posibles en tuberías.

DIÁMETRO TUBO (mm)	DEFLEXIONES (Grados – minutos)
38.1	3° 0'
50.8	3° 0'
63.5	3° 0'
76.2	3° 0'
100	3° 0'
150	3° 0'
200	3° 0'
250	3° 0'
300	3° 0'
400	2° 40'
450	2° 25'
500	2° 10'
600	1° 45'
750	1° 25'
900	1° 10'
1000 y mayores	1° 5'

En el caso de tuberías flexibles, éstas podrán ser deflectadas para formar curvas siguiendo lo establecido en las normas técnicas colombianas o en normas técnicas internacionales, en caso de que las primeras no existan.

- **Materiales para las tuberías de la red de distribución.** Para la construcción de una red de distribución de agua potable pueden utilizarse los siguientes materiales:
- Acero con revestimiento anticorrosivo interno y externo (A).
 - Asbesto Cemento (AC).
 - Cobre para instalaciones domiciliarias, tipo K, de temple suave, con la cual deben utilizarse accesorios abocinados, especiales para tuberías de cobre,



para garantizar uniones impermeables. No se permiten uniones con soldadura de estaño en sistemas de agua potable.

- Concreto con o sin cilindro de acero (CCP).
- Hierro ductil (HD).
- Hierro fundido (HF).
- Polivinilo de cloruro (PVC).
- Poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP).
- Polietileno de alta densidad (PEAD).
- Polietileno de baja densidad (PEBD)

Podrán utilizarse otros materiales, siempre y cuando cuenten con la aprobación de la CRA. La Junta Técnica Asesora del Reglamento podrá incorporar nuevos materiales a este Reglamento, siempre y cuando cumplan con las Normas Técnicas Colombianas correspondientes, o en su defecto, con normas técnicas ASTM, AWWA, ISO, DIN o cualquier otra entidad internacional de normalización.

La selección del material podrá considerar las características de cada uno dadas en la tabla B.6.15.

Además, para la selección de los materiales que conforman las tuberías deben cumplirse los siguientes requisitos:

1. Todas las tuberías deben cumplir con las especificaciones que han elaborado para cada tipo el Instituto Nacional de Normas Técnicas (ICONTEC), o bien con las normas AWWA, ISO, ASTM, DIN o de cualquier otra agencia internacional. (Véase tablas B.6.16 y B.6.17)
2. Los accesorios deben ser los recomendados por los fabricantes de las tuberías empleadas y deben cumplir las normas ICONTEC, AWWA, ISO, ASTM, DIN o cualquier otra agencia internacional encargada del manejo del agua potable. (Véase tabla B.6.20)
3. La elección del material para la red de distribución debe efectuarse con base en las características topográficas, la agresividad con el suelo al material de la tubería, las presiones máximas y mínimas que deban lograrse en el diseño, el análisis económico, los costos de mantenimiento, etc.
4. El sistema de distribución puede estar constituido por tramos de diferentes materiales, elegidos en conformidad con su tipo de funcionamiento, operación y mantenimiento, condiciones de implementación en el terreno y esfuerzos actuantes. Similarmente, en el caso de ampliaciones de redes de distribución de agua potable puede utilizarse materiales diferentes para las nuevas tuberías.
5. En los puntos de transición de los tramos de diferentes materiales deben disponerse elementos especiales destinados a facilitar la unión de los tramos,



impidiendo pérdidas de agua o generación de esfuerzos o cualquier otro fenómeno capaz de perjudicar el sistema. Igualmente, estos elementos especiales deberán producir las menores pérdidas de cabeza posibles.

6. Contar con un inventario de repuestos y accesorios para la colocación y empate con tuberías de un material diferente.

En la selección de los materiales para las tuberías deben tenerse en cuenta, además, los siguientes factores:

- Atoxicidad.
- Resistencia contra la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto externas como internas.
- Características de comportamiento hidráulico del proyecto (presiones normales de trabajo, presiones estáticas, golpe de ariete).
- Condiciones de instalación adecuadas al terreno del municipio.
- Condiciones económicas, teniendo en cuenta todo lo establecido para el análisis del costo mínimo.
- Resistencia contra la tuberculización e incrustación en el interior de la tubería.
- Vida útil de acuerdo con el diseño del proyecto.

El material de las tuberías debe elegirse de acuerdo con las características que satisfagan las necesidades del proyecto, teniendo en cuenta no solamente uno o dos de los ítems antes indicados, sino examinándolos globalmente, considerando principalmente los costos iniciales y de mantenimiento así como la seguridad de la red de distribución.

Con respecto a las características de los diferentes tipos de material para tuberías, con sus ventajas y desventajas, la tabla B.6.15 muestra un resumen de las características principales de los diferentes materiales con que son fabricadas las tuberías para conductos a presión.

➤ **Métodos de cálculo.**

1. Cálculo de caudales por nodo. La determinación de caudales de consumo para cada uno de los nodos de la red debe efectuarse por el método de las áreas o por el método de la repartición media. En el caso de redes simétricas y más o menos uniformes, también puede utilizarse el método de la longitud abastecida.



- a. Método de las áreas. En este método se determinan las áreas de influencia correspondientes a cada uno de los nodos de la red, para luego aplicar el caudal específico unitario (l/s/ha) determinado para cada tipo de área de abastecimiento y correspondiente al año horizonte del proyecto.

$$Q_i = A_i * Q_e$$

El área de influencia es aquella área delimitada por cada una de las mediatrices de los tramos que llegan al nodo o punto singular.

- b. Método de la repartición media. Mediante este método se definen en principio los caudales de consumo en cada uno de los tramos de toda la red de distribución (tuberías principales, tuberías secundarias, tuberías terciarias y ramales abiertos) y se asignan los caudales de las tuberías secundarias, terciarias y ramales a las tuberías, de acuerdo con una distribución lógica del flujo. Dichos caudales se reparten por mitades a cada uno de los nodos extremos de los tramos respectivos.

Para la distribución de los caudales por nodo también deben seguirse las siguientes recomendaciones:

- Se admite que la ubicación de los caudales de distribución en las tuberías de las redes matrices se haga con puntos ficticios separados por una longitud máxima de 500 metros, o en los puntos conocidos de interconexión con tuberías de 300 mm (12 pulgadas) o mayores.
- Cada punto corresponderá el consumo de una parte del área por abastecer.
- En la ubicación de los caudales deben preverse las demandas de todas las áreas de diseño.
- Se admite que la distribución se haga de manera uniforme en cada uno de los tramos de la red de distribución.
- Debe determinarse la pérdida de cabeza en un tramo para el caudal de distribución a lo largo del tramo.
- Los consumidores especiales debe corresponder un punto individual en la red principal, si ella conforma circuitos cerrados, o una derivación, si la red es abierta. Debe considerarse como consumidor especial aquel cuyo consumo presenta las siguientes características:
 - Cuando en la red abierta el consumo sea igual o mayor que el menor caudal que ocurriría si el consumidor no existiera, en cualquiera de los puntos ficticios de consumo de las tuberías principales.
 - Cuando en la red abierta el consumo sea igual o mayor que el menor caudal de sus derivaciones.



- b. La red podrá ser dimensionada considerando un caudal adicional para control de incendio, establecido a partir del análisis de las condiciones existentes de control de incendios, las orientaciones del cuerpo de bomberos, las condiciones socioeconómicas, la necesidad de bomberos, la necesidad de protección contra incendio y el criterio de presión mínima de la red. El caudal admisible debe ser fijado por la empresa prestadora del servicio en el municipio, considerando el análisis efectuado por el diseñador.
2. Cálculo hidráulico de la red de distribución. Para el cálculo hidráulico de la red de distribución deben utilizarse los métodos de la Teoría Lineal o del Gradiente (o de Hardy Cross), el de las Longitudes Equivalentes, o cualquier otro método de cálculo similar, el cual debe ser previamente aprobado por la empresa encargada del servicio. Además, deben tenerse en cuenta las siguientes especificaciones:
 - a. Puede utilizarse software especializado para el cálculo hidráulico de la red, los cuales son programas comerciales ampliamente conocidos y que están basados en los métodos anteriormente mencionados. En caso de que para el diseño de la red de distribución se opte por un programa basado en métodos diferentes, éste debe ser aprobado por la empresa prestadora del servicio.
 - b. De todas formas, el método de cálculo o el programa utilizado para el análisis hidráulico de la red debe permitir el análisis de líneas abiertas, en conjunto con el de las redes cerradas.
 - c. El método o programa de computador, debe permitir el cálculo optimizado de la red de distribución. Esto quiere decir que los diámetros resultantes para cada una de las tuberías que conforman la red de distribución deben estar optimizados desde el punto de vista de los costos globales de la red.
 - d. Los errores de cierre para el cálculo hidráulico de la red serán como máximo 0.10 mca, en el caso de que el criterio de convergencia sea la cabeza piezométrica en los nodos de la red, o 1.0 l/s en el caso de que el criterio de convergencia sea el cumplimiento de la ecuación de continuidad en cada uno de los nodos de la red.
 - e. Para el cálculo hidráulico de la red, el programa o método utilizado debe hacer uso de las ecuaciones de pérdida de cabeza en una tubería simple, tal como se establece en el siguiente literal.
3. Ecuaciones para la pérdida por fricción en tuberías. Para el cálculo hidráulico y la determinación de las pérdidas por fricción en tuberías a presión debe utilizarse la ecuación de Darcy-Weisbach, en conjunto con la ecuación de Colebrook y White. También puede utilizarse cualquier otro tipo de ecuación para flujo a presión, tal como la ecuación de Hazen-Williams, con la debida



consideración de los rangos de validez y la exactitud de cada una de ellas. La ecuación de Darcy-Weisbach, en conjunto con la ecuación de Colebrook y White, es adecuada para todos los tipos de flujos turbulentos.

Para el cálculo del flujo en las tuberías de la red de distribución debe considerarse el efecto producido por cada uno de los accesorios colocados en cada tubería y que produzcan pérdidas de cabezas adicionales, tales como válvulas, codos, reducciones, ampliaciones, etc. Si las uniones no implican cambios localizados en el diámetro, no deben tenerse en cuenta para el cálculo de pérdidas menores.

Para el cálculo de pérdidas menores debe utilizarse el coeficiente de pérdidas menores multiplicado por la cabeza de velocidad en el sitio donde se localice el accesorio. También puede utilizarse el método de las longitudes equivalentes de tubería, añadiendo dichas longitudes a la longitud real del tramo, siempre y cuando el programa utilizado permita la entrada de la longitud de cada tubería de la red como uno de los datos de entrada del programa.

En caso de que se opte por el uso de la ecuación universal para conductos a presión, debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.4 Ecuación Universal para conductos a presión. Para el cálculo de las pérdidas menores debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.5,

4. Ecuación para el Cálculo de las Pérdidas Menores. Una vez que la red de distribución haya sido diseñada, debe hacerse un análisis de golpe de ariete en la tubería con el fin de verificar que en ninguna parte de esta se produzcan presiones por encima de aquellas admitidas por los materiales de las tuberías que conforman la red. Además de los establecidos en el literal B.6.4.11 de este título, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:
 - a. Análisis del golpe de ariete. El análisis del golpe de ariete en la red de distribución debe considerarse para los niveles **bajo y medio de complejidad**, cuando en las redes de distribución existan bombes directos. El objetivo principal del análisis del golpe de ariete en las redes de distribución es el de especificar los tiempos de maniobra y/o dispositivos de control, con el fin de seleccionar la alternativa que ofrezca el menor riesgo contra los efectos del golpe de ariete al mínimo costo.
 - b. Condiciones para el cálculo del golpe de ariete. El análisis del golpe de ariete en las redes de distribución debe hacerse para las condiciones normales de operación, al igual que para las condiciones excepcionales causadas por posibles emergencias. Dentro de las condiciones normales de operación se encuentran las siguientes:



- Operación de válvulas en la red de distribución.
- Encendido de bombas.
- Apagado de bombas.

Entre las condiciones excepcionales causadas por posibles emergencias se encuentran las siguientes:

- Maniobras de cierre o apertura de válvulas de control.
 - Interrupción súbita de algún bombeo dentro de la red de distribución.
 - Ruptura de alguna de las tuberías principales de la red de distribución, en especial en aquellas donde se tengan las máximas presiones bajo régimen de flujo permanente.
 - Cierre retardado de alguna de las válvulas de retención de la descarga de las bombas antes o simultáneamente con la máxima velocidad de reversa, ocurrida posteriormente a la interrupción del bombeo.
5. Presiones máximas y esfuerzos que deben ser absorbidos. Debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.11.3 de este título.
 6. Presiones mínimas. Debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.11.4 de este título.
 7. Celeridad de la onda de presión. Para el cálculo de la celeridad de la onda de presión a través de la red de distribución debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.11.5 de este título.
 8. Período del golpe de ariete. Para el cálculo del período del golpe de ariete en cada una de las tuberías que conforman la red de distribución debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.11.6 de este título.
 9. Métodos del cálculo del golpe de ariete en redes de distribución. En redes de distribución el estudio del golpe de ariete debe ser hecho utilizando ya sea el método de las características o algún método de elementos finitos, considerando la columna de agua como elástica, siempre que ocurran las siguientes condiciones, ya sea parcial o totalmente:
 - a. Separación de la columna en aquellas tuberías de la red de distribución de cotas más elevadas.
 - b. Longitud de las tuberías de la red de distribución inferior a 20 veces la altura piezométrica total medida en la sección de salida de las bombas.



- c. Velocidad media máxima en las tuberías de la red distribución superior a 4 m/s.
- d. Posible falla de cierre de las válvulas a la salida de las bombas.
- e. Presiones actuantes que excedan 2/3 de la presión admisible especificada para clase de tuberías, conexiones y accesorios dentro de la red de distribución.
- f. Que el tiempo que se requiere para alcanzarse el inicio de reversión de la bomba sea menor que el tiempo del período del golpe de ariete.
- g. Que el tiempo de cierre de la válvula de corte sea menor que el período del golpe de ariete.
- h. Que el tiempo de cierre de las válvulas automáticas sea menor que 5 s.

El estudio del golpe de ariete puede hacerse utilizando métodos o programas comerciales de computador que permitan el análisis de fenómenos transientes en redes de distribuciones de agua potable.

- **Calidad del agua en la red.** Una vez que la red de distribución haya sido diseñada para **todos los niveles de complejidad del sistema** debe calcularse la calidad del agua en cada uno de los nodos de la red, para un nivel de calidad de agua en la (o las) planta(s) de tratamiento y posibles sitios de reinyección de químicos al agua. Debe tenerse en cuenta para dicho cálculo, el hecho de que algunos de los químicos adicionados al agua para preservar su calidad son sustancias no conservativas. La concentración del cloro residual debe calcularse aplicando una ecuación de conservación de la masa que incluya los procesos de decaimiento de la concentración durante el transporte, decaimiento o crecimiento por reacción., los procesos de mezcla en los nodos de la red, la adición en diferentes puntos de la red y la degradación por retención del agua en los tanques.

4.7. OTRAS CONSIDERACIONES.

4.7.1. Pendientes de las Tuberías de la Red de Distribución.

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas colocadas con este fin y para facilitar el arrastre de los sedimentos hacia los puntos bajos y acelerar el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse horizontalmente. Las pendientes mínimas recomendadas son:

- Cuando el aire circula en el sentido del flujo del agua, la pendiente mínima debe ser 0.04%.



- Cuando el aire circula en sentido contrario al flujo del agua, la pendiente mínima deberá estar entre 0.1 y 0.15%.

En este último caso, la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica o línea de gradiente hidráulico de ese tramo de la red de distribución.

Cuando sea necesario uniformizar pendientes a costa de una mayor excavación, con el fin de evitar un gran número de ventosas y válvulas de purga, debe realizarse una comparación económica de ambas posibilidades.

4.7.2. Especificaciones de los Revestimientos Internos.

Además de los aspectos estructurales, para la definición de los materiales de las tuberías para revestimientos internos, deben considerarse las velocidades máximas de operación previstas.

4.7.3. Cruces con Carreteras o Vías Férreas.

Cuando una o varias de las tuberías que conforman la red de distribución crucen carreteras o vías férreas, las tuberías deben estar acompañadas de estructuras especiales de protección o de sostenimiento que garanticen la seguridad de la tubería. Se recomienda que los conductos que crucen carreteras o vías férreas se coloquen dentro de camisas de mayor diámetro.

4.7.4. Cruces con Alcantarillado.

En todos los cruces de las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable con tuberías del sistema de alcantarillado, los conductos de la red de distribución deben ir por encima de las tuberías de aguas negras.

4.7.5. Cruces con Quebradas y Otras Estructuras.

En caso de que una o varias de las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable crucen quebradas u otras estructuras que no puedan removerse, deben diseñarse los dispositivos más convenientes y proyectarse las defensas necesarias para garantizar la integridad de los conductos de la red.

4.7.6. Distancias Mínimas.

A continuación se describen las distancias mínimas que deben existir entre los tubos que conforman la red de distribución de agua potable y los ductos de otras redes de servicio públicos:



- Alcantarillado de aguas negras o alcantarillados combinados. Las distancias mínimas entre las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable y las tuberías de alcantarillados de aguas negras o alcantarillados combinados dependen del nivel de complejidad del sistema, tal como se especifica en la tabla B.7.9. Allí, la distancia vertical se entiende como la distancia entre la cota de batea de la tubería de acueducto y la cota clave de la tubería de alcantarillado. Como lo indica la TABLA B.7.9 del RAS.

Las tuberías de acueducto no pueden estar ubicadas en la misma zanja de una tubería de alcantarillado sanitario o pluvial, y su cota de batea debe estar por encima de la cota clave del alcantarillado. En general, las tuberías de acueducto deben colocarse hacia uno de los costados de las vías, preferiblemente los costados norte y este, opuesto a aquel donde se coloquen las tuberías de alcantarillado sanitario. En el caso que por falta física de espacio o por un obstáculo insalvable, sea imposible cumplir con las distancias mínimas anteriormente relacionadas, la tubería de acueducto deberá ser revestida exteriormente con una protección a todo lo largo de la zona de interferencia, que garantice su estanqueidad ante la posibilidad de contaminación por presiones negativas.

- Alcantarillados de aguas lluvias. Las distancias mínimas entre las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable y las tuberías de un alcantarillado de aguas lluvias dependen del nivel de complejidad del sistema, tal como se especifica en la tabla B.7.9. Las tuberías de acueducto no pueden estar ubicadas en la misma zanja de una tubería de alcantarillado pluvial, y su cota de batea debe estar por encima de la cota clave del alcantarillado. Las tuberías de alcantarillado sanitario irán preferiblemente sobre el eje de la vía.
- Teléfonos y energía. Las distancias mínimas entre las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable y los ductos de redes de teléfonos y de energía eléctrica dependen del nivel de complejidad del sistema, tal como se especifica en la tabla B.7.10. Las distancias mínimas entre las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable y las tuberías de las redes domiciliarias de gas dependen del nivel de confiabilidad del sistema tal como se especifica en la tabla B.7.11.



En todos los casos, la distancia vertical es aquella distancia medida entre la cota clave de la tubería de la red de gas y la cota de batea de la tubería de la red de distribución de agua potable.

4.7.7. Localización de las Redes de Distribución de Agua Potable para Redes Nuevas.

En caso de que la empresa prestadora del servicio de agua potable en el municipio no tenga normas que especifiquen la localización de las redes de distribución de agua potable, éstas se deben localizar en los costados norte y oriente de las calles y carreras, excepto en aquellas vías que lleven red doble. Si la distancia de los paramentos de una vía es mayor que 15 metros o la vía tiene doble calzada, deben proyectarse dos tuberías de distribución a lado y lado de la vía.

4.7.8. Colocación o nivelación de las redes de distribución.

Para **todos los niveles de complejidad del sistema** el eje de las tuberías debe localizarse con tránsito y estacar cada 10 metros. Las tuberías deben referenciarse con respecto a los ejes y los paramentos de las vías, previamente verificados por la oficina de planeación del municipio. Los levantamientos altimétricos y planimétricos deben referenciarse a los B.M. ó placas oficiales de las oficinas de planeación municipal. En aquellos municipios donde no existan B.M. o placas oficiales de la oficina de planeación municipal, los levantamientos altimétricos y planimétricos deben referenciarse a los B.M. y placas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC). Todas las tuberías de la red de distribución deben colocarse preferiblemente por las zonas verdes de las vías o andenes, siempre que se cumplan las disposiciones sobre la separación entre las tuberías de acueducto y las tuberías o ductos de otras redes de servicios públicos, tal como se estableció en el literal B.7.5.7, Distancias mínimas.

4.7.9. Profundidades de las tuberías.

Las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable deben colocarse teniendo en cuenta los siguientes requisitos sobre profundidades:

- Profundidad mínima. Las tuberías de la red de distribución no debe ser menor que 1.0 m medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno. Para los casos críticos de construcción donde sea necesario colocar la clave de la tubería entre 0.60 m y 1.0m de profundidad debe hacerse un análisis



estructural teniendo en cuenta las cargas exteriores debidas al peso de tierras, cargas vivas, impacto y otras que puedan presentarse durante el proceso de construcción. Se exceptúan las zonas en donde se garantice que no habrá flujo vehicular, previa aprobación por parte de la oficina de planeación del municipio o de la empresa prestadora del servicio de agua potable.



- Profundidad máxima. La profundidad de las tuberías que conforman la red de distribución, en términos generales, no debe exceder de 1.50 m; los casos especiales deben consultarse con la oficina de planeación del municipio o con la Entidad prestadora del servicio de acueducto.

4.7.10. Análisis de interferencias.

En las secciones de las vías que deben aparecer en los planos de la red deben indicarse la localización de las redes de acueducto, de alcantarillado y de otros servicios públicos. Antes de iniciar la excavación de la zanja deben localizarse los alcantarillados principales y las conexiones domiciliarias que se intersectan con el eje de la tubería, al igual que las redes de otros servicios públicos, y tomar las medidas necesarias para evitar la descarga de agua en la zanja que se va a construir. Si en la zanja se encuentran aguas negras, éstas deben quitarse y se deben desinfectar por cualquier sistema la zona contaminada.

4.8. ACCESORIOS.

Los accesorios son elementos complementarios para la instalación de las tuberías, e incluyen uniones, codos, reducciones, tees, válvulas, anclajes, etc. Las tuberías y los accesorios deben ser compatibles entre sí, con respecto a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión) y a estabilidad electroquímica si se trata de materiales diferentes. En relación con las especificaciones técnicas de los accesorios que van a utilizarse en la red de distribución, éstos deben cumplir con los requerimientos de las Normas técnicas Colombianas vigentes, o de las normas técnicas internacionales de la AWWA, DIN ASTM, o de cualquier otra norma internacional equivalente, las cuales se encuentran en la tabla B.6. Se preferirá, para la compra, a aquellos proveedores de accesorios para redes de distribución que posean certificado de conformidad de calidad otorgado por el organismo nacional de certificación (ICONTEC) o por otro ente acreditado por la Superintendencia de Industria y Comercio, así como las certificaciones de su utilización en trabajos exitosos y de importancia relacionados con acueductos.



4.8.1. Aspectos Generales de las Válvulas en Redes de Distribución.

La red de distribución debe proveerse de válvulas de compuerta o mariposa ubicadas de modo que cumplan los siguientes requisitos:

1. En las tuberías principales deben disponerse de las válvulas necesarias que permitan aislar un sector o zona de servicio.
 2. Si se aísla parte del sistema, debe mantenerse el servicio del agua en el resto de la población. Únicamente se hará excepción a esta regla para el **nivel bajo de complejidad**.
 3. Para el **nivel bajo de complejidad** será suficiente prever una única válvula en la tubería que alimenta toda la red de distribución de agua potable.
 4. El empalme de todo ramal de derivación importante con la red de distribución debe tener una válvula de derivación o corte.
 5. Todas las conexiones de tuberías secundarias con las tuberías principales deben tener una válvula de derivación o corte.
 6. Debe analizarse y sustentarse la disposición de las válvulas teniendo en cuenta la flexibilidad de operación del sistema y la economía en el diseño para reducirlas a un mínimo al aislar un sector o zona de servicio.
 7. En caso de que la red de distribución de agua potable de un municipio se encuentre dividida en zonas de servicio atendidas por diferentes operadores, las diferentes zonas deberán estar conectadas entre sí y aisladas a través de una válvula de mariposa o de compuerta de cierre permanente. Se recomienda que el tapa válvula de este accesorio este pintado con un color llamativo con el fin de facilitar su identificación o que tenga definida su ubicación y su sistema de operación, de manera que se garantice la interconexión de las zonas.
- Válvulas de purga. En todos los puntos bajos deben colocarse válvulas de purga para el drenaje de la tubería. Cuando ésta se desocupe, el agua debe conducirse al sistema de alcantarillado pluvial, de existir éste, a canales recolectores de agua lluvia o a canales abiertos. Debe justificarse plenamente cuándo en un punto bajo no se requiere válvula de purga. Los valores del tiempo de descarga deben ser fijados por el diseñador, de acuerdo con la empresa prestadora del servicio, y su valor máximo para tuberías de 1.22 m (48 pulgadas) y mayores será de 10 horas.



4.8.3. Válvulas en redes secundarias.

La red de distribución secundaria debe estar provista de válvulas, cumpliendo los siguientes requisitos:

1. En el caso de válvulas tipo compuerta:
2. Deben tener vástago no deslizante con cabezote operable mediante llave T.
3. Todas las válvulas deben cerrar en sentido dextrógiro
4. Las válvulas deben colocarse en las intersecciones de las mallas principales, de tal manera que formen circuitos cuyo desarrollo no debe ser superior a los 1.500 m en poblaciones menores y de baja densidad de habitantes (menor que 250 habitantes por hectárea) y 800 m en poblaciones con densidad mayor que 250 habitantes por hectárea.
5. Debe colocarse una válvula en los puntos en que exista un tramo de derivación importante.
6. En los puntos bajos de la red deben instalarse válvulas de purga o desagüe y diseñarse las obras necesarias para su adecuado drenaje.
7. No se permiten puntos muertos en la red, debiendo necesariamente terminar en válvulas con drenaje.
8. En los puntos altos de la red de distribución deben instalarse dispositivos de entrada o salida de aire(ventosas).
9. Todas las válvulas deben complementarse y protegerse con cajas de mampostería, hormigón o metal con tapa a nivel de la rasante. En los siguientes literales se especifican las formas como deben dimensionarse las cajas para válvulas.

En el caso de que se utilicen válvulas mariposa o de bola en la red de distribución secundaria, estas debe estar provistas de un mecanismo de control de cierre que permita que éste sea relativamente lento con el fin de evitar el golpe de ariete.

Las válvulas en las redes de distribución de agua potable se clasifican, de acuerdo con la función deseada, en válvulas de cierre, válvulas de cierre permanente, válvulas de admisión o expulsión de aire (ventosas), válvulas de regulación de presión, válvulas de regulación de caudal, válvulas reductoras de presión, válvulas de prevención de reflujo (válvulas de cheque), válvulas de drenaje o purga, válvulas de paso directo y válvulas de alivio.

En los siguientes literales se especifican los requerimientos para cada uno de los tipos de válvula.

- **Válvulas de cierre o corte.** Cuando tres o más tramos de tuberías principales se interconecten en un punto, debe ser prevista una válvula de cierre en cada tramo. En las tuberías secundarias debe ser prevista una válvula en las



interconexiones con las tuberías principales. Deben especificarse las válvulas necesarias para que al ejecutar un cierre no se aíslen zonas mayores que 6 manzanas. Las tuberías de 150 mm (6 pulgadas) y mayores deben tener válvulas de corte cada 500 m como mínimo. En todos los puntos de empalme de una tubería de diámetro mayor con una de diámetro menor, debe instalarse una válvula sobre la tubería de diámetro menor. A nivel de diseño de un sistema de redes menores, debe analizarse la localización de las válvulas desde los puntos de vista de flexibilidad operacional y de los costos globales de la red de distribución.

➤ **Ventosas.** En todos los puntos altos de la red de distribución donde no sea posible la remoción hidráulica o donde no sea posible utilizar las conexiones domiciliarias para la expulsión del aire, debe instalarse una válvula de doble acción (ventosa automática) con el fin de evitar que el aire separe la columna de agua en la red cuando esté en operación y permitir la entrada de aire cuando se desocupe, evitando presiones inferiores a las atmosféricas. Debe cumplirse con la norma técnica AWWA C512-92. Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. En las redes de distribución de acueducto pueden instalarse ventosas simples o de orificio pequeño, cuando las condiciones especiales de operación las requieran o sean exigidas por la empresa prestadora del servicio en el municipio.
2. El tamaño de las ventosas en las líneas que conforman la red secundaria de distribución debe ser superior a 25 mm (1 pulgada) e inferior a 50 mm (2 pulgadas).

➤ **Válvulas reguladoras de presión.** En las uniones de la red secundaria con la red matriz, cuando la presión estática de la red supere el valor máximo especificado en el literal B.7.4.5.2, debe instalarse una válvula reguladora de presión. El diámetro de esta válvula debe determinarse de acuerdo con el caudal máximo horario (QMH) para la zona. Las válvulas reguladoras de presión deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. Las válvulas reguladoras de presión deben producir una pérdida de cabeza predeterminada, con el fin de controlar la presión, manteniéndola constante, independientemente del caudal que pasa a través de ellas.
2. Todas las válvulas reguladoras de presión deben ir acompañadas de válvulas de cierre que permitan el rápido monte y desmonte con fines de mantenimiento y/o cambio.
3. Para el nivel de complejidad del servicio alto se recomienda el uso de válvulas reguladoras de presión instaladas en bifurcaciones de la línea, con el fin de



- permitir el funcionamiento de la instalación en caso de avería y/o mantenimiento de una de ellas, con las correspondiente válvulas de cierre, filtros, manómetros, etc.
4. Las válvulas reguladoras de presión deben estar localizadas en cámaras que permitan un acceso adecuado para las labores de montaje, operación y mantenimiento.
 5. Estas válvulas deben ser completas, con todos los accesorios necesarios para su correcto funcionamiento, y deben estar provistas de un indicador del grado de apertura.
 6. Las válvulas reguladoras de presión deben soportar presión por ambos lados (aguas abajo y aguas arriba) simultáneamente o sólo por uno de ellos. Exteriormente, el cuerpo de la válvula debe tenerse grabada una flecha que indique la dirección del flujo.
 7. En todos los casos, las válvulas reguladoras de presión deben cerrarse automáticamente al ocurrir un daño en los diafragmas.
- **Válvulas de regulación de caudal.** Usualmente estas válvulas se instalan aguas abajo de las válvulas reguladoras de presión y tienen por objetivo dejar pasar un caudal determinado para una presión determinada, el cual es función de la apertura de la compuerta. Se utilizan válvulas de mariposa excéntricas para las cuales la posición de la lenteja se encuentra calibrada. No se deben utilizar válvulas de compuerta como válvulas reguladoras de caudal.
- **Válvula reductora de presión.** Las válvulas reductoras de presión reducen automáticamente la presión aguas abajo de las mismas, hasta un valor predeterminado, admisible para las instalaciones localizadas en la red de distribución aguas abajo.
- **Válvulas de cheque.** En las tuberías de la red secundaria que estén aguas abajo de una bomba (líneas de impulsión de la bomba), deben colocarse válvulas de cheque o de retención con el fin de evitar el retroceso de agua, con el consiguiente vaciado de la tubería y los posibles daños en las bombas o posibles aplastamientos de la tubería. Deben cumplirse las normas técnicas correspondientes (véase B.6.4.9.5).
- **Válvulas de drenaje o purga.** En todos los puntos bajos de la red de distribución deben colocarse válvulas de drenaje o válvulas de purga. El agua de salida cuando la tubería se desocupe, debe conducirse al sistema de alcantarillado. Salvo motivo debidamente justificado y aprobado por la empresa prestadora del servicio, deben ser previstas válvulas en todos los puntos bajos de la red. Para el diseño de las válvulas de drenaje se deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:



1. La descarga debe permitir la eliminación de toda el agua contenida en la tubería.
 2. El diámetro de la tubería de desagüe debe estar entre 1/3 y 1/4 del diámetro de la tubería principal, con un mínimo de 75 mm (3 pulgadas) para tuberías mayores que 100 mm (4 pulgadas). Para diámetros menores debe adoptarse el mismo diámetro de la tubería principal.
 3. Cada válvula de purga debe estar protegida con una cámara de cheque o de retención con el fin de evitar el retroceso del agua, con el consiguiente vaciado de la tubería y los posibles daños en las bombas o posibles aplastamientos de la tubería.
- **Válvula de sectorización.** Corresponden a válvulas de compuerta o de mariposa, instaladas en la red de distribución de agua potable con el fin de sectorizar la red.
- **Válvulas de alivio.** Son válvulas que protegen la tubería contra excesos de presión ya sean causados por golpe de ariete o por operaciones anómalas en la red de distribución. Cuando la presión en la tubería supera un límite preestablecido, la válvula se abre generando una caída de presión piezométrica. La descarga de la válvula de alivio se debe dirigir directamente a un colector de alcantarillado o a un canal de drenaje con la capacidad adecuada.

4.8.4. Número de Válvulas para Aislar un Sector de la Red Menor de Distribución.

Las válvulas de 100 mm (4 pulgadas) o mayores para la operación y control de la red de distribución de agua potable deben distribuirse de tal forma que para aislar un sector de una red menor de distribución no haya necesidad de cerrar más de 4 válvulas. En ningún caso, el sector aislado debe superar un área de 6 manzanas.

4.8.5. Materiales para las Válvulas.

Los materiales en que deben construirse las válvulas, tanto en su cuerpo como en sus mecanismos de cierre, deben cumplir todas las Normas Técnicas Colombianas, o las normas técnicas internacionales de la AWWA, DIN, ASTM o cualquier otra norma internacional equivalente. Las características de los materiales deben ser función de las características del agua, así como de las presiones de servicios más los factores de seguridad establecidos en los literales anteriores.



4.8.6. Especificaciones para las Cámaras de las Válvulas.

Las válvulas deben estar colocadas dentro de cajas que deben construirse tan pronto el tramo correspondiente sea colocado y aceptado por la empresa prestadora del servicio en el municipio. Las cajas deben cumplir los siguientes requisitos:

1. Las cajas de las válvulas deben ser de mampostería de ladrillo, de concreto reforzado, de metal u otro material aprobado por la empresa prestadora del servicio y deben ser rectangulares, cuadradas o circulares.
2. El fondo de la caja debe ser de concreto con un espesor mínimo de 0.1 m.
3. Las cajas deben tener un sistema de drenaje dirigido al sistema de alcantarillado.
4. La distancia entre el piso de la caja y la parte inferior de la válvula no debe ser menor que 0.2 m. Esta condición no debe tenerse en cuenta para el caso de ventosas.
5. Las tapas deben ser de concreto reforzado y su espesor debe calcularse teniendo en cuenta las cargas que vayan a actuar sobre ellas, y no debe ser menor que 70 mm.
6. Para facilitar la operación de las válvulas desde el exterior, éstas deben estar provistas de un alargador o extensión del vástago que evite el ingreso del valvulero al interior de la cámara. En este caso, la operación se hace retirando la tapa circular para conectar la llave T al cabezote en el extremo del alargador el cual debe estar a una altura conveniente dentro de la cámara.

4.8.7. Estructuras Complementarias.

Las redes de distribución de agua potable podrán contemplar estructuras complementarias que garanticen una correcta prestación del servicio, en cuanto a caudales y a presiones se refiere.

➤ **Estaciones reductoras de presión.** En sitios donde se requieran, deben colocarse estaciones reductoras de presión, cumpliendo los siguientes Requisitos:

1. Deben colocarse con el fin de reducir la cabeza de presión hasta un valor menor y establecer un nuevo nivel estático, deben emplearse estaciones reductoras de presión.
2. El empleo de estas estaciones es necesario cuando la calidad de las tuberías, las válvulas y los accesorios de la red no permitan soportar altas



presiones, así como para mantener las presiones máximas de servicio en una red de distribución dentro de los límites admisibles de presión.

3. En los **niveles bajo y medio de complejidad**, las estaciones reductoras de presión pueden basarse en el uso de válvulas reductoras de presión, o en el uso de cámaras de quiebre de presión que alcancen a igualar la presión a la presión atmosférica correspondiente.
 4. En el caso de utilizar cámaras de quiebre, debe obtenerse autorización de la empresa de servicios públicos. Además, debe calcularse el tamaño del tanque, del tal forma que no se produzcan vertimientos excesivos y debe protegerse de tal forma que no se produzca contaminación por el contacto del agua con la atmósfera.
- **Estructuras especiales.** Cuando las tuberías de la red de distribución crucen carreteras, vías férreas, ríos o arroyos, calles o carreras u otros obstáculos naturales o artificiales, y no sea factible la solución de tubería enterrada con su debida protección, deben proyectarse estructuras especiales que garanticen la seguridad de la tubería, estando especialmente concebidas para absorber las cargas y otros esfuerzos resultantes de la colocación de la tubería. Las estructuras especiales deben cumplir los siguientes requisitos:
1. Deben estar construidas en metal, madera, ladrillos, concreto (simple, ciclópeo o reforzado) o cualquier otro tipo de material aprobado por la empresa prestadora del servicio, y conformar ya sea puentes, pasos colgantes y otros.
 2. Toda estructura especial debe contar con el respectivo cálculo estructural y análisis de costos, siguiendo la metodología establecida en el Título A sobre costo mínimo.
 3. En los sitios donde se coloquen estructuras especiales no es recomendable tener cambios de dirección, de contracciones y de dispositivos para el cierre de las tuberías.
 4. Los siguientes esfuerzos, combinados o separados, deben ser considerados para el dimensionamiento de las estructuras de los conductos y de las obras para su sustentación:
 - Presiones internas.
 - Cargas externas.
 - Peso propio de la tubería y peso del agua transportada.
 - Esfuerzos producidos por cambios de dirección, de contracciones y de dispositivos para el cierre de las tuberías, en caso de que estos existan.
 - Esfuerzos resultantes de las variaciones de temperatura.



5. Las cargas externas que puedan actuar sobre conductos enterrados deben determinarse según normas propias o, a falta de estas, utilizando las especificaciones de los fabricantes de la tubería.
6. Los esfuerzos que deben ser considerados en las instalaciones de tuberías externas sobre apoyos discontinuos deben ser los resultantes del peso propio del conducto, del peso del agua contenido en el conducto, de las cargas externas presentes y, donde sea necesario, de las variaciones de la temperatura.

4.8.8. Uniones y Juntas.

- **Uniones de montaje.** Deben preverse juntas de montaje en todos los sitios donde haya necesidad de mantenimiento o reemplazo de algún equipo, tal como es el caso de las válvulas necesarias para la operación de la red de distribución. Debe tenerse en cuenta lo establecido en el literal B.6.4.9.11, Uniones de Montaje de este título. Debe cumplirse con las normas técnicas NTC 2346, AWWA C111/A21.10-93, en el caso de utilizar accesorios en hierro.
- **Juntas de expansión.** En caso de que existan pasos aéreos en la red de distribución, con el fin de salvar obstáculos naturales tales como ríos, quebradas, depresiones, con el fin de absorber las dilataciones o contracciones debidas a variaciones térmicas en las tuberías, deben preverse juntas de expansión, se deben prever juntas mecánicas de transición en los sitios de empalme de tubería de diferentes diámetros externos. No se podrán utilizar empalmes con plomo. Debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.4.9.12, Juntas de Expansión, de este título.

4.8.9. Hidrantes.

- **Aspectos generales.** Los hidrantes deben instalarse en tuberías con un diámetro mínimo de 75 mm (3 pulgadas) y a una distancia máxima entre ellos de 300 m. Cada hidrante llevará su propia válvula para aislarlo de la red. Se ubicarán de preferencia en las esquinas, en las intersecciones de dos calles y sobre la acera, para un mejor acceso. Debe consultarse con el cuerpo de bomberos local con el fin de definir y estandarizar el tipo y diámetro de las conexiones para mangueras que va a utilizar. Dependiendo del tipo de hidrante, ya sea de núcleo húmedo o seco, deben cumplirse las normas técnicas colombiana correspondientes o, en su ausencia, con las normas AWWA C502-94 ó AWWA C550-90.



- **Capacidad de los hidrantes.** En áreas comerciales, industriales o residenciales con una densidad superior a 200 habitantes por hectárea, los hidrantes deben tener una capacidad mínima de 20 L/s. Para el área restante del municipio la capacidad mínima debe ser de 5 L/s.
- **Número de hidrantes y distancia entre hidrantes.** Para los niveles **bajo y medio de complejidad** o para los barrios de estrato 1 y 2 en los niveles **medio alto y alto de complejidad** el número de hidrantes depende de la protección exigida por los edificios públicos, las escuelas, los colegios, etc. En caso de no existir este tipo de edificios, la empresa prestadora del servicio en el municipio debe definir la cantidad y la ubicación de los hidrantes.
- **Localización de los hidrantes.** La localización de hidrantes debe cumplir los siguientes requisitos :
 1. Los hidrantes deben instalarse en el límite de dos predios, aproximadamente a 10 m de la intersección de los paramentos y en una zona verde o en el andén.
 2. Cuando se coloquen en el andén no deben instalarse a una distancia mayor que 0.5 m del borde exterior hacia adentro.
 3. Cuando se instalen sobre la zona verde, no deben ponerse a una distancia menor que 0.5 m del borde exterior del cordón.
 4. Los hidrantes deben instalarse alejados de obstáculos que impidan su correcto uso.
 5. No deben localizarse en las calzadas de las vías ni contiguos a postes u otros obstáculos que no permitan su correcto uso en caso de incendio.
 6. Las bocas de los hidrantes deben quedar hacia la calle.
 7. En la colocación del hidrante deben colocarse tantas extensiones sean necesarias para que el hidrante quede saliente en su totalidad por encima del nivel del terreno.
 8. Antes de colocar el hidrante debe comprobarse si su funcionamiento es correcto.
- **Color del hidrante.** La parte superior del hidrante debe pintarse de acuerdo con su caudal y siguiendo normas internacionales, tal como se establece a continuación.

Rojo	:	Caudales hasta 32 L/s
Amarillo	:	Caudales entre 32 y 63 L/s
Verde	:	Caudales superiores a 63 L/s.



- **Presión en los hidrantes.** Para los niveles **bajo y medio de complejidad**, la presión mínima en los hidrantes debe ser la correspondiente a 29.43 kPa (3 mca). En estos casos, la presión requerida para combatir el incendio podrá ser suministrada por el equipo de bombeo propio de los carros del cuerpo de bomberos.
- **Instalación y anclaje de los hidrantes.** En la base del hidrante debe construirse un anclaje especial, de acuerdo con el tipo de suelo. El hidrante debe asegurarse en el pie con un anclaje de concreto reforzado, el cual debe diseñarse de acuerdo con los principios establecidos en el Título G de esta normatividad.

4.8.10. Anclajes.

Los anclajes son necesarios para garantizar la estabilidad de las tuberías en los sitios en donde ocurran cambios de dirección, disminución de diámetros, aumento de diámetros, división de caudales, etc. en un sitio en el cual la tubería no cuente con mecanismos para soportar esfuerzos. Los codos, las tees, las cruces, los tapones, las válvulas, los hidrantes, etc., deben anclarse utilizando macizos de concreto o uniones rígidas capaces de soportar los esfuerzos producidos. Para los anclajes deben tenerse en cuenta los siguientes requerimientos:

1. El macizo de anclaje de los accesorios debe sobresalir un mínimo de 0.1 m sobre la clave del accesorio.
2. En los anclajes, las juntas de los accesorios con la tubería deben permanecer libres para casos de reparación.
3. Los anclajes deben fundirse sobre terreno firme y no removido.
4. El área de apoyo del anclaje se calcula de acuerdo con el procedimiento constructivo que se escoja, ya sea que el anclaje trabaje por gravedad o por fricción.

Este es un tema que en la práctica, da lugar a un análisis detallado, que depende del diámetro de la tubería, la presión de trabajo, el ángulo de deflexión si se trata de un codo, el efecto del golpe de ariete y la calidad misma del terreno. Estos factores es necesario tenerlos en cuenta para el diseño de los anclajes especialmente en lo que se refiere al área de apoyo.

4.8.11. Apoyos.



En caso de que algunas de las tuberías que conforman la red de distribución queden por fuera del terreno, deben colocarse los apoyos necesarios para garantizar la estabilidad de la tubería y que la deflexión en esta no supere lo establecido por las Normas Técnicas Colombianas, o las normas técnicas internacionales de la AWWA, ASTM, DIN u otra norma técnica equivalente. Cada uno de los fabricantes de tuberías debe especificar la longitud mínima para la colocación de los apoyos. Estas especificaciones deben ser aprobadas por la empresa prestadora del servicio. En ningún caso, los apoyos deben localizarse a una distancia menor que 0.5 m desde la unión de la tubería con otras tuberías o con alguno de los accesorios que conforman la red de distribución. En ningún caso se permite que tuberías plásticas que puedan ser afectadas por la acción de la luz ultravioleta sean colocadas por fuera del terreno.

4.8.12. Acometidas.

La acometida es la tubería que va desde la red menor de distribución hasta el medidor. Existen dos tipos de acometidas, Acometidas individuales y acometidas conjuntas. En ningún caso se permite derivar acometidas desde la red matriz o desde la red secundaria.

➤ **Acometidas individuales.** Toda acometida debe constar de los siguientes accesorios dependiendo del tipo de tubería con el que se haga la instalación:

- Unión de empalme entre la acometida y la tubería de distribución, pudiendo ser ésta una silla, galápago, collar de derivación o registro de incorporación.
- Registro de Incorporación.
- Tubería en el diámetro recomendado.
- Codos y niples.
- Registro de rueda.
- Registro de corte.
- Medidor domiciliario de consumo de agua.
- Caja de andén o caja de pared para proteger el medidor y el registro de corte. Desde esta caja hacia adentro se inicia la instalación interna.
- Válvula de cheque en caso de posibilidad de contra flujo.

Para las acometida individuales deben tenerse en cuenta adicionalmente los siguientes requerimientos:

1. Las acometidas domiciliarias deben construirse conjuntamente con la red de distribución principal y deben llevarse hasta el hilo interior del andén donde se dejarán taponadas.



2. Cuando se construyan las acometidas domiciliarias debe dejarse una marca grabada en el sardinel. De ello debe dejarse constancia en el acta de recibo de la red, en los planos del proyecto y en la libreta de referenciación de la red.
3. Las acometidas en tuberías plásticas, o de cobre de menos de 25 mm (1 pulgada) deben instalarse mediante el uso de galápagos y no directamente en la tubería principal de distribución, salvo en el caso de tuberías que permitan termofusión.
4. Para diámetros nominales entre 13 mm (0.5 pulgadas) y 25 mm (1 pulgada), las tuberías deben ser flexibles y el material debe ser cobre tipo K o polietileno (PE) de alta o baja densidad para la relación RDE requerida por la presión de servicio y de acuerdo a las NTC 3664, 3694 y 4585. Para diámetros nominales entre 25 mm (1 pulgada) y 75 mm (3 pulgadas), el material debe ser cobre tipo K o L, o polietileno (PE) de alta o baja densidad para la relación RDE requerida por la presión de servicio y de acuerdo a las NTC 3664, 3694 y 4585.

Para diámetros nominales mayores a 50 mm (2 pulgadas), previa autorización de la empresa prestadora del servicio, podrá utilizarse tubería de PVC siempre que cumpla la relación RDE requerida por la presión del servicio, de acuerdo con la NTC 382 y se tenga en cuenta la profundidad mínima de instalación así como las condiciones de flexibilidad y adaptación a las tuberías matrices requeridas por este tipo de conexión. De requerirse acometidas en diámetros mayores, para edificaciones o instalaciones de gran tamaño, la conexión domiciliaria se diseñará con sujeción a las normas de tuberías de distribución contempladas en este reglamento y bajo las calidades, tipos de material y condiciones particulares de presión del respectivo proyecto.

5. La tubería para la acometida debe tener como mínimo un diámetro de 13 mm (0.5 pulgadas). Para instalaciones especiales, el suscriptor podrá proponer el diámetro a la empresa prestadora del servicio en el municipio y ésta podrá aceptarlo, siempre y cuando no se ocasionen perjuicios actuales o futuros a otros suscriptores.
6. En todo caso deben tenerse en cuenta las normas técnicas correspondientes. La acometida debe cumplir con los demás requisitos de las normas. Debe tener un diámetro de 19 mm (0.75 pulgadas), en tanto que los medidores y la tubería de cada vivienda deben ser de 13 mm (0.5 pulgadas). Se obliga a los urbanizadores a adicionar una nueva cláusula a las escrituras, en los siguientes términos:



“El comprador declara tener conocimiento de que la acometida de acueducto desde la red principal hasta los medidores de los inmuebles marcados en sus puertas con los números (números de las viviendas) es compartida por ambos inmuebles. Por tal motivo, cualquier costo de reparación en dicha acometida será pagado por partes iguales entre los propietarios que utilicen la acometida”.

4.8.13. Medidores Domiciliarios.

Sin perjuicio de lo establecido en el artículo 6 de la Ley 373 de 1997 y la Ley 142 de 1994, para todos los **niveles de complejidad del sistema** es obligatorio colocar medidores domiciliarios para cada uno de los suscriptores individuales del servicio del acueducto. Las excepciones a esta regla serán las establecidas en dichas leyes. Los medidores mecánicos con diámetros entre 12.7 mm (0.5 pulgadas) y 38.1 mm (1.5 pulgadas) ya sean de Tipo volumétrico o de Tipo inferencial (velocidad), independientemente de su clase o clasificación metrológica, deben cumplir con la norma técnica Colombiana NTC 1063-1 o su equivalente la ISO 4064. Sin embargo, las empresas de acueducto podrán optar por otras normas que se ajusten a sus necesidades particulares.

Si las Empresas prestadoras del servicio van a utilizar otro tipo de medidores, especialmente para diámetros mayores de 50 mm (2 pulgadas) como los magnéticos, ultrasónicos, de hélice Woltman o similares, estos deberán ser fabricados e instalados según normas nacionales o internacionales que igualen o superen las características técnicas y metrológicas de las anteriores normas.

Independientemente del Tipo de medidor, lo que determina la selección de estos aparatos, es la Clasificación metrológica sobre la calidad del medidor establecida en la NTC 1063-1 y que debe aplicarse según el tipo de usuario. De acuerdo a la Resolución 138 de 2.000 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico, la Clase del medidor está determinada por los valores correspondientes al caudal mínimo y al caudal de transición y se denominan por las cuatro primeras letras mayúsculas del abecedario: A, B, C o D, organizadas de menor a mayor calidad, siendo los medidores clase A los de menor precisión para registrar caudales mínimos y los de clase D, los de mayor precisión.

En el caso de los medidores domiciliarios, debe tenerse en cuenta los cambios tecnológicos en éstos. Sin embargo, todo medidor antes de ser instalado debe ser calibrado en el taller de medidores de la empresa de servicios públicos o en laboratorios certificados, y posteriormente se deben efectuar revisiones y calibraciones periódicas, con la frecuencia y oportunidad necesarias. En el caso de los niveles **medio alto y alto de complejidad** la empresa prestadora del servicio debe tener un taller de medidores. En el caso de los niveles **bajo y medio de complejidad**, los medidores a utilizar en el municipio pueden ser probados en



los talleres de medidores de municipios que cuenten con ese tipo de instalaciones o en laboratorios certificados. En todos los casos, los datos obtenidos en el taller de medidores deben ser guardados para ser enviados, en caso de ser requeridos, a la SSPD. Las excepciones para este literal serán establecidas por la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico en especial la dictada en la Resolución 14 del 17 de Julio de 1.997 y/o sus modificaciones.

4.8.14. Macromedidores.

Debido a que los volúmenes entregados al sistema de distribución de agua potable son un parámetro importante que debe ser considerado en la realización del balance de distribución, en las labores de operación y mantenimiento y en la planeación futura, debe preverse la instalación de macromedidores para la correspondiente obtención de datos de consumo fidedignos. Los macromedidores pueden ser de Tipo mecánico (hélice o turbina), de presión diferencial (Venturi, tubo Pitot, o placa de orificio), o ultrasónico, o electromagnético. Deben cumplir con alguna de las normas técnicas mencionadas en la tabla B.7.12. Para los **niveles de complejidad del sistema medio alto y alto** los macromedidores deben estar provistos de sistemas de telemetría. Para la instalación de macromedidores deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. Los puntos de medición del caudal entregado deben estar situados a la salida de las plantas de tratamiento de agua y aguas arriba de cualquier salida de agua a los usuarios.
2. Los macromedidores deben estar situados preferiblemente en la entrega a tanques de compensación que formen parte del sistema de distribución de agua potable, teniendo en cuenta la necesidad de contabilizar el rebosamiento en los mismos, y también para utilizarlos en las operaciones de rutina del sistema de abastecimiento de agua.
3. Para los niveles **medio alto y alto de complejidad** en los que la red de distribución sea operada por empresas diferentes, al inicio de la red concedida a cada uno de las empresas prestadoras del servicio debe existir un macromedidor con el fin de contabilizar el agua que está siendo entregada a cada uno de ellos.
4. En el caso de redes de distribución correspondientes a zonas de abastecimiento bien diferenciadas y que pueden ser susceptibles de aislamiento por medio de una o dos tuberías de alimentación, deben tenerse macromedidores en dichas tuberías.

4.8.16. Accesorios para Medición.



Las tuberías deben poseer salidas para poder tomar algunos parámetros, tales como velocidad, presión y muestras de agua, cumpliendo con los siguientes requisitos:

1. Para todos los **niveles de complejidad**, en las redes secundarias y redes menores de distribución de agua potable deben colocarse salidas pitométricas de 25 mm (1 pulgada) de diámetro ubicadas en forma perpendicular a las claves de la tubería. Deben ubicarse cada 500 m y 10 diámetros antes y después de un accesorio; en este último caso se entiende que el diámetro corresponde al diámetro de la tubería donde se instale la salida.
2. Las salidas de pitometría deben quedar perfectamente referenciadas en los planos de la red de distribución.
3. Las mediciones también pueden realizarse por otros medios como caudalímetros portátiles, los cuales pueden ser utilizados sin realizar perforaciones en la tubería ofreciendo, en algunos casos, precisiones superiores a las técnicas pitométricas.

4.9. ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

4.9.1. Presiones.

➤ **Prueba hidrostática de presión.** Una vez finalizada la construcción de la red, ya sea en su totalidad en ciudades pequeñas o por tramos en ciudades pequeñas o grandes, la empresa prestadora del servicio en el municipio debe probar todas las tuberías puestas con una presión igual a 1.5 veces la presión máxima a la que las tuberías vayan a estar sometidas de acuerdo con el diseño. La presión debe aplicarse con una bomba de émbolo provista de manómetro, instalada en la parte baja de la tubería que vaya a probarse. Si resultan daños durante la prueba de presión hidráulica, la reparación de tuberías y accesorios deberá ser realizada por el constructor o el diseñador, teniendo en cuenta la causa de la falla. Dicha presión debe medirse en el punto más bajo del tramo. En la prueba de presión hidráulica debe tenerse en cuenta las normas técnicas correspondiente a cada material y accesorio (Véase tablas B.6.16 y B.6.19). Además, debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. La prueba de presión hidráulica debe hacerse bajo la vigilancia y aprobación de la empresa prestadora del servicio.



2. La prueba debe realizarse en tramos comprendidos entre válvulas siempre y cuando esta distancia no sea mayor que 500 m. Cuando la distancia entre válvulas sea mayor que 500 m, la empresa prestadora del servicio puede exigir que los tramos se subdividan mediante la instalación de tapones exteriores o cualquier otro sistema adecuado.
 3. La tubería debe llenarse lentamente y a baja presión para permitir la salida de aire, el cual debe ser evacuado de la tubería completamente y por cualquier sistema, antes de aplicar la presión de prueba.
 4. La tubería debe mantenerse sometida a la presión de prueba durante un tiempo no inferior a una hora.
 5. En todos los casos, debe tenerse en cuenta las recomendaciones de las casas fabricantes de las tuberías en lo relacionado con la forma, duración, etc., de la prueba a presión.
 6. En los casos en que resulte factible desde el punto de vista de impacto urbano, estas pruebas de presión deben realizarse antes de cubrir las zanjas en las que se encuentren los tramos enterrados de las tuberías que conformen la red de distribución de agua potable.
- **Alturas piezométricas.** Para todos los **niveles de complejidad del sistema**, con el fin de verificar lo establecido en el diseño de la red de distribución, debe medirse la altura piezométrica en diferentes nodos de la red para las condiciones extremas de flujo, incluyendo el caudal máximo correspondiente al caudal máximo horario (QMH) o al caudal medio diario (Qmd) más el caudal de incendio, de cualquiera de los dos, el que resulte mayor. También debe verificarse la altura piezométrica para la hora del día en que se presenten los consumos mínimos. En todo caso, los puntos que se midan deben incluir aquellos nodos que, de acuerdo con el diseño, presentan las presiones máximas y las presiones mínimas para cada una de las condiciones de operación de la red. Los datos tomados sobre alturas piezométricas en los diferentes nodos de la red deben ser guardados, con el fin de ser enviados, en caso de ser requeridos, a la SSPD.

4.9.2. Estanqueidad de la Red.

Una vez finalizada la instalación de las tuberías de la red de distribución debe llevarse a cabo una prueba de estanqueidad de ésta. La prueba consiste en aplicar por medio de una bomba de émbolo, provista de un manómetro, la presión hidrostática máxima de trabajo de la tubería y medir los escapes en el sector considerado por medio de un medidor instalado para tal fin. El escape en L/h debe ser inferior al indicado mediante la ecuación



$$E = \frac{N * D * P^{\frac{1}{2}}}{7.35} \quad (\text{B.7.6})$$

Toda la longitud del tramo de la red de distribución que se someta a las pruebas de presión y estanqueidad debe recorrerse y revisarse cuidadosamente y deben repararse los tramos de tubería que fallen y las uniones defectuosas.



4.10.3. Válvulas.

En el momento de entregar el proyecto de la red de distribución, de agua potable, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos referentes a la puesta en marcha de las válvulas:

- **Correcto funcionamiento del equipo electromecánico.** Para todas las válvulas mecánicas o electromecánicas, debe verificarse el correcto funcionamiento antes de poner en servicio la red.
- **Presiones en las válvulas.** Todas las válvulas, antes de ser instaladas en la red de distribución, deben ser operadas para asegurar su perfecto funcionamiento. En lo posible, todas las válvulas deben probarse al doble de la presión de trabajo en los talleres de la empresa prestadora de los servicios públicos o en la casa fabricante, siempre y cuando la prueba se encuentre certificada por un Organismo de Certificación. La prueba hidrostática de las válvulas se encuentra en las normas técnicas correspondientes (véase tabla B.6.19). Se recomienda que una vez instaladas en la red de distribución, las tuberías que tienen instaladas válvulas sean sometidas a pruebas estáticas que lleven la presión a 1.5 veces la presión de trabajo de esa zona de la red de distribución con el fin de verificar la unión de la válvula con las tuberías.
- **Válvulas de purga.** En todas las válvulas de purga que existan en la red de distribución, de agua potable deben verificarse su correcto funcionamiento y debe medirse el caudal y la velocidad de salida de agua bajo diferentes condiciones de operación. También debe verificarse el correcto funcionamiento de las estructuras y conductos de desagüe del agua que sale de la red de distribución y su flujo hacia la red de alcantarillado. Si la válvula tiene una estructura de disipación de energía debe verificarse su correcto funcionamiento.
- **Ventosas.** En todas las ventosas que existan en la red de distribución de agua potable deben hacerse la pruebas correspondientes que aseguren su correcto funcionamiento para las diferentes condiciones normales de operación establecidas por el diseño, verificando que queden cubiertas. Las ventosas deben cumplir con las normas técnicas colombiana correspondientes, o con la norma AWWA C 512-92.
- **Aislamiento de sectores.** Para los niveles **medio alto y alto de complejidad** y para aquellos casos de los niveles **medio de complejidad** en los que existan diferentes sectores de abastecimiento en la red de distribución de agua potable, especialmente en el caso de ampliaciones, debe verificarse el aislamiento de cada uno de los sectores de la red operando las diferentes válvulas provistas



para tal función. Debe procederse a cerrar las válvulas y a verificar que en la zona aislada la presión se mantenga a lo largo de un período de prueba no inferior a una hora.

4.9.4. Hidrantes.

Una vez finalizada la construcción de la red de distribución de agua potable o una ampliación de esta, para **todos los niveles de complejidad del sistema**, debe verificarse la operación de los hidrantes. Para cada uno de los hidrantes que conforman la red de distribución deben verificarse los siguientes aspectos: caudal, presión en el hidrante para diferentes horas del día estando el hidrante cerrado, presión a la salida en el hidrante cuando se encuentre operando a caudal máximo y color del hidrante. Debe ponerse especial atención a la correspondencia entre el color del hidrante y el caudal de salida, de acuerdo a lo establecido en el literal B.7.6.9, hidrantes, de este título.

4.9.5. Acometidas Domiciliarias.

Antes de proceder a la instalación de todos los accesorios que conforman las acometidas domiciliarias de la red de distribución de agua potable, deben someterse los medidores, las piezas especiales y accesorios a aprobación y homologación por parte de la empresa prestadora del servicio, por lo menos 30 días antes de la instalación en la red de distribución. Para obtener la aprobación y homologación por parte de la empresa deben someterse todos los accesorios que conforman las acometidas domiciliarias a pruebas de caudal y de presión tanto estática como dinámica.

4.9.6. Golpe de Ariete.

Para el nivel bajo de complejidad no se hace necesario verificar el golpe de ariete

4.9.7. Micromedición.

Las pruebas de los micromedidores deben llevarse a cabo en el taller de micromedidores de la empresa prestadora del servicio en el municipio, cuando esta exista, o en el taller de micromedidores de otro municipio en caso de que ésta no exista en el municipio en cuestión. Las pruebas de los micromedidores deben llevarse a cabo con los caudales establecidos en la norma técnica NTC-1063/3. Con el caudal de sobrecarga no debe obtenerse una pérdida de cabeza superior a los 98.1 kPa (10 m.c.a.). Los micromedidores deben instalarse de tal forma que se garantice su fácil montaje y desmontaje, al igual que debe ser colocado sin obstáculos para su lectura.



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





4.9.8. Macromedición.

Antes de instalar los macromedidores en la red de distribución de agua potable, ya sea aguas abajo de las plantas de tratamiento, aguas arriba de los tanques de compensación o en los puntos de entrada a sectores de la red bien definidos que pueden ser atendidos por empresas de prestación del servicio individuales, la empresa prestadora del servicio del municipio debe garantizar el correcto funcionamiento de éstos. Los macromedidores deben ser probados en los talleres de la empresa o, en caso de que éstos no existan, en talleres de empresas de municipios que cuenten con ellos o laboratorios certificados en su país de origen según normas ISO, AWWA, DIN o ASTM. En casos de macromedidores especiales, la empresa prestadora del servicio en el municipio puede aceptar la calibración presentada por el fabricante, siempre y cuando éstos se encuentren homologados por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC).

4.9.9. Desinfección de la Red de Distribución.

Antes de poner en servicio cualquier red de distribución, ésta debe ser desinfectada. La desinfección debe ser hecha por el instalador de la tubería. Para la desinfección de la red de distribución deben tenerse en cuenta los siguientes requerimientos:

1. Antes de la aplicación del desinfectante, la tubería debe lavarse haciendo circular agua a través de ella, y descargándola por las válvulas de purga con el objeto de remover todas las materias extrañas.
2. El desinfectante debe aplicarse donde se inicia la ampliación de la red de distribución, para el caso de ampliaciones, o en el inicio de la red de distribución, cuando ésta sea una red de distribución nueva. Para secciones de la red de distribución localizada entre válvulas, el desinfectante debe aplicarse por medio de una llave de incorporación.
3. Debe utilizarse cloro o hipoclorito de sodio como desinfectante. La tasa de entrada a la tubería de la mezcla de agua con gas de cloro debe ser proporcional a la tasa de agua que entra al tubo.
4. La cantidad de cloro debe ser tal que produzca una concentración mínima de 50 ppm.
5. El período de retención del agua desinfectada dentro de la red de distribución de agua potable no debe ser menor que 24 horas. Después de este período de retención, el contenido de cloro residual en los extremos del tubo y en los demás puntos representativos debe ser de por lo menos 5 ppm.
6. Una vez que se haya hecho la cloración y se haya dejado pasar el período mínimo, debe descargarse completamente la tubería. Cuando se hagan



cortes en alguna de las tuberías que conforman la red de distribución con el fin de hacer reparaciones, la tubería cortada debe someterse a cloración a lado y lado del punto de corte.

7. Se debe hacer un muestreo final para llevar a cabo un análisis bacteriológico. En caso de que la prueba bacteriológica demuestre una calidad de agua que no cumpla con el decreto 475 de 1998, la tubería debe desinfectarse nuevamente.
8. El proceso de desinfección debe hacerse según la norma NTC 4246 o la AWWA C 651

4.10. ASPECTOS DE LA OPERACIÓN.

4.10.1. Presiones en la Red de Distribución.

Para el **nivel bajo de complejidad**, las presiones en puntos preseleccionados de la red una vez al mes en horas de máximo y mínimo consumo.

4.10.2. Calidad de Agua en la Red.

Para el **nivel bajo de complejidad** no se requiere hacer muestreos de calidad de agua en la red de distribución. Los muestreos de calidad de agua a la salida de la planta son requeridos. Debe tenerse en cuenta lo establecido en el artículo 76 de la Ley 9 de 1979, o la que la reemplace, el cual dice: “Las entidades administradoras de los acueductos comprobarán periódicamente las buenas condiciones sanitarias de las redes de distribución, con muestras de análisis de agua, tomadas en los tanques, hidrantes, conexiones de servicio y en las tuberías”.

4.10.3. Fugas en la Red de Distribución.

Para el **nivel bajo de complejidad** no se requiere hacer mediciones periódicas para la revisión de fugas en la red de distribución.

4.10.4. Macromedición.

Para el **nivel bajo de complejidad** debe hacerse una medición horaria durante 24 horas de caudal a la entrada y salida de tanques y a la entrada de la red de distribución al menos una vez cada tres meses.



4.10.5. Micromedición.

Para el **nivel bajo de complejidad** se recomienda tomar una muestra representativa de micromedidores al menos una vez al año.

4.10.6. Hidrantes.

Para el mantenimiento de los hidrantes debe tenerse en cuenta lo establecido en el artículo 77 de la Ley 9 de 1979, o la que la reemplace, el cual dice: “Los hidrantes y extremos muertos de la red de distribución de agua deben abrirse con la frecuencia necesaria para eliminar sedimentos. Periódicamente, debe comprobarse que los hidrantes funcionen adecuadamente”. De acuerdo con este artículo, para el **nivel bajo de complejidad**, los hidrantes deben revisarse una vez cada año.

4.10.7. Válvulas.

Una vez que la red de distribución se encuentre en operación y durante todo el período de vida útil del proyecto, debe hacerse una inspección preventiva de las válvulas, teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

1. Cuando la función de la válvula sea el seccionamiento o el aislamiento de parte de la red, la válvula debe operarse con una frecuencia mínima de seis meses.
2. Cuando la función de la válvula sea la de servir de tubería de paso directo (bypass) la frecuencia mínima de operación debe ser una vez cada tres meses.
3. Cuando la función de la válvula sea la de purga o drenaje de la red de distribución, la frecuencia de operación mínima debe ser de una vez al año.

4.11. ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO.

Con respecto al mantenimiento de las tuberías de la red matriz y secundaria de la red de distribución, de agua potable, debe tenerse en cuenta todo lo establecido en el literal B.6.7-Aspectos del Mantenimiento de este título.

4.11.1. Reparación de Tuberías y Accesorios



En caso de que haya que cambiar o reparar alguna de las tuberías o accesorios que forman parte de la red de distribución, estos trabajos deben hacerse en un tiempo mínimo, dentro de los límites recomendados en la tabla B.7.13, más allá de los cuales deberá ponerse en marcha un plan de emergencia con el fin de minimizar los efectos de racionamiento. Se debe registrar el sitio y la magnitud del daño ocurrido.

Tabla No. 15. B.7.13 (RAS) Tiempo límite para reparaciones.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	TIEMPO LÍMITE DE REPARACIÓN ANTES DE ESTABLECER UN PLAN DE EMERGENCIA
Bajo	48 horas
Medio	36 horas
Medio Alto	24 horas
Alto	12 horas

4.11.2. Reparación de Micromedidores.

Para los niveles **bajo y medio de complejidad** debe cambiarse o repararse el micromedidor en un máximo de dos semanas después de detectado el daño. Con respecto a los medidores individuales, debe tenerse en cuenta todo lo establecido por el artículo 144 de la Ley 142 de 1994, o la que la reemplace, el cual dice: “Los contratos uniformes pueden exigir que los suscriptores o usuarios adquieran, instalen, mantengan y reparen los instrumentos necesarios para medir su consumo. En tal caso, los suscriptores o usuarios podrán adquirir los bienes y servicios respectivos que a bien tengan y la empresa deberá aceptarlo siempre que reúnan las características técnicas a las que se refiere esta ley. La empresa podrá establecer en las condiciones uniformes del contrato las características técnicas de los medidores y del mantenimiento que deba dárseles. No será obligación del suscriptor o usuario cerciorarse de que los medidores funcionen bien; pero sí será obligación suya hacerlos reparar o reemplazarlos a satisfacción de la empresa, cuando se establezca que el funcionamiento no permite determinar en forma adecuada los consumos o cuando el desarrollo tecnológico ponga a su disposición instrumentos de medidas más precisos”. También debe tenerse en cuenta lo establecido por el Artículo 145 de la Ley 142 de 1994, o la que la reemplace, con respecto al control sobre el funcionamiento de los medidores. Dicho artículo dice: “Las condiciones uniformes de contrato permitirán, tanto a la empresa como al suscriptor o usuario, verificar el estado de los instrumentos que se utilicen para medir el consumo; y obligarán a ambos a tomar precauciones eficaces para que no se alteren”.

4.11.3. Mantenimiento de Macromedidores



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



Con respecto al mantenimiento de los macromedidores que formen parte de la red de distribución de agua potable, debe tenerse en cuenta para el **nivel bajo de complejidad** debe cambiarse o repararse el macromedidor en un plazo máximo de un mes, manteniendo la continuidad en el servicio.



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



Network Table - Node s					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc1	300,54	0	0	350,47	49,93
Junc4	286,7	0	0	342,52	55,82
Junc5.1.	286,08	0,07	0,07	340,96	54,88
Junc4.3.	287,55	0	0	341,05	53,5
Junc4.1.	286,99	0	0	341,21	54,22
Junc5	286,15	0	0	341,34	55,19
Junc4.4.	287,61	0,04	0,04	341,04	53,43
Junc3.7.	290,18	0,08	0,08	341,92	51,74
Junc4.2.	287,55	0,04	0,04	341,2	53,65
Junc3.1.	289,15	0,08	0,08	342,24	53,09
Junc3	287,5	0	0	343,72	56,22
Junc3.6.	288,8	0,08	0,08	342,02	53,22
Junc3.4.	291,76	0,08	0,08	341,96	50,2
Junc3.3.	288,25	0,08	0,08	341,97	53,72
Junc3.5.	291,81	0,08	0,08	342,22	50,41
Junc3.2.	288,24	0,03	0,03	341,98	53,74
Junc2	273,44	0	0	350,13	76,69
Junc6	285,6	0,06	0,06	340,69	55,09
Junc7.1	284,84	0,06	0,06	340,15	55,31
Junc7.2.	285,08	0,06	0,06	340,15	55,07
Junc5.3	286,76	0	0	340,8	54,04
Junc5.4.	286,8	0,03	0,03	340,79	53,99
Junc7	285,35	0,06	0,06	340,12	54,77
Junc7.3.	285,19	0,06	0,06	340,45	55,25
Junc5.2.	286,34	0,07	0,07	340,92	54,58
Junc8	284,5	0,06	0,06	338,76	54,16
Junc8.2.	284,02	0,06	0,06	339,73	55,71
Junc7.4.	285,58	0,06	0,06	340,41	54,83
Junc8.1.	284,7	0	0	339,19	54,49
Junc7.5.	285,62	0,06	0,06	340,66	55,04
Junc17	278,79	0	0	331,9	53,11
Junc9	283,8	0	0	337,05	53,25
Junc26	278,05	0,08	0,08	323,21	45,15
Junc22	278,79	0,1	0,1	325,62	46,83
Junc13	279,77	0	0	333,64	53,87
Junc21	277,9	0,1	0,1	326,84	48,94
Junc15	279,36	0	0	332,56	53,2
Junc18	278,49	0,06	0,06	331,85	53,36
Junc19	278,49	0,06	0,06	328,87	50,38
Junc16	279,55	0,03	0,03	332,55	53
Junc10	283,64	0	0	336,79	53,15
Junc14	279,36	0	0	332,6	53,24
Junc11	283,15	0	0	336,47	53,32
Junc12	279,94	0	0	333,91	53,97
Junc24	277,6	0,1	0,1	324,07	46,47
Junc23	277,07	0,1	0,1	324,95	47,88
Junc25	277,64	0,1	0,1	324,07	46,43
Junc20	278,65	0	0	330,12	51,47
Junc32	277,68	0,18	0,18	326,25	48,37
Junc33	277,6	0	0	326,23	48,63
Junc34	277,61	0	0	326,18	48,57



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



1



Network Table - Node s					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc 35	277,63	0,1	0,1	326,06	48,43
Junc 36	277,59	0,06	0,06	326,16	48,57
Junc 29	279,26	0,18	0,18	324,88	45,62
Junc 38	276,4	0,02	0,02	328,23	51,83
Junc 37	276,9	0,02	0,02	327,33	50,43
Junc 39	275,97	0,11	0,11	324,67	48,7
Junc 31	278,75	0,18	0,18	325,73	46,98
Junc 28	278,39	0,18	0,18	324,02	45,63
Junc 43	279,08	0,15	0,15	325,29	46,21
Junc 44	279,53	0,15	0,15	325,1	45,57
Junc 41	276,48	0,08	0,08	324,33	47,85
Junc 30	278,81	0	0	325,66	46,85
Junc 27	278,12	0	0	323,21	45,09
Junc 27A	278,2	0	0	323,12	44,92
Junc 40	276,13	0,05	0,05	324,23	48,1
Junc 42	277,83	0,15	0,15	325,19	47,36
Junc 50	278,76	0,15	0,15	322,88	44,12
Junc 51	278,66	0	0	322,8	44,14
Junc 48	278,74	0,15	0,15	323,6	44,86
Junc 52	278,75	0	0	322,73	43,98
Junc 47	279,32	0,18	0,18	324,47	45,15
Junc 46	279,1	0	0	324,48	45,38
Junc 53	277,88	0	0	322,97	45,09
Junc 45	279,56	0	0	324,98	45,42
Junc 49	278,67	0	0	323,44	44,77
Junc 58	277,71	1,5	1,5	321,79	44,08
Junc 59	276,78	0,16	0,16	322,7	45,92
Junc 55	278,54	0,08	0,08	322,03	43,49
Junc 60	276,24	0,08	0,08	323,06	46,82
Junc 56	276,19	1,66	1,66	321,47	45,28
Junc 54	276,67	0,18	0,18	322,37	45,7
Junc 61	275,99	0,15	0,15	323,56	47,57
Junc 65	272,77	0,18	0,18	325,1	52,33
Junc 64	273,36	0,18	0,18	324,66	51,06
Junc 67	271,46	0,18	0,18	323,2	51,74
Junc 66	271,66	0,18	0,18	324,99	53,33
Junc 63	277,03	0	0	324,29	47,26
Junc 62	274,7	0,18	0,18	324,25	49,55
Junc 68	272,6	0	0	322,79	50,19
Junc 69	276,17	0	0	323,04	46,87
Junc 70	272,04	0	0	322,85	50,81
Junc 71	270,96	0	0	322,6	51,64
Junc 72	270,46	0,09	0,09	322,25	51,79
Junc 72.1.	270,45	0	0	322,21	51,76
Junc 72.3.	270,65	0,09	0,09	322,19	51,54
Junc 72.7.	270,93	0	0	322,19	51,26
Junc 72.2.	270,46	0,05	0,05	322,2	51,74
Junc 72.3.1.	270,7	0,03	0,03	322,19	51,49
Junc 72.5.	270,62	0,09	0,09	322,19	51,57
Junc 72.6.	270,98	0,09	0,09	322,19	51,21
Junc 72.4.	270,68	0	0	322,19	51,51



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



Network Table - Node s					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc72.8.	270,46	0	0	322,19	51,73
Junc72.9.	270,64	0,06	0,06	322,21	51,57
Junc73	268,36	0,09	0,09	322,22	53,86
Junc37.1.	278,5	0,03	0,03	327,31	48,81
Junc26.1.	278,06	0	0	323,21	45,15
Junc26.2.	277,85	0,08	0,08	322,95	45,1
Junc75	278,79	0,1	0,1	325,64	46,85
Junc76	277,05	0,1	0,1	324,97	47,92
Junc78	278,13	0,13	0,13	325,1	46,97
Junc79	278,02	0	0	325,11	47,09
Junc80	278,2	0,12	0,12	325,11	46,91
Junc81	278,4	0,12	0,12	325,11	46,71
Junc82	278,82	0,12	0,12	325,5	46,68
Junc83	278,9	0,12	0,12	325,53	46,63
Junc84	278,84	0,12	0,12	325,54	46,7
Junc85	278,4	0	0	325,67	47,27
Junc86	278,45	0	0	325,73	47,28
Junc87	278,6	0	0	325,87	47,27
Junc88	279,5	0	0	326,02	46,52
Junc89	278,8	0,12	0,12	325,51	46,71
Junc90	279,52	0,12	0,12	325,46	45,94
Junc91	279,5	0,12	0,12	325,45	45,96
Junc92	279,64	0,12	0,12	325,43	45,79
Junc93	279,75	0,12	0,12	325,42	45,67
Junc94	279,98	0	0	325,64	45,66
Junc95	278,13	0	0	324,97	46,84
Junc74	277,94	0,1	0,1	326,86	48,92
Junc10.1.	283,5	0	0	336,77	53,27
Junc10.2.	283,35	0,06	0,06	336,46	53,11
Junc10.3.	283,7	0,06	0,06	336,24	52,54
Junc10.4.	283,8	0,05	0,05	336,2	52,4
Junc10.5.	285,76	0,06	0,06	336,25	50,49
Junc10.6.	283,47	0,06	0,06	336,39	52,92
Junc10.7.	283,47	0	0	336,48	53,01
Junc10.8.	283,49	0,06	0,06	336,39	52,9
Junc10.9.	282,8	0	0	336,42	53,62
Junc10.10	282,5	0,06	0,06	336,41	53,91
Junc10.11	282,6	0,06	0,06	336,43	53,83
Junc10.12	283,01	0,06	0,06	336,45	53,44
Junc67.1.	271,56	0	0	322,06	50,5
Junc67.2.	271,66	0	0	320,8	49,14
Junc67.3	276,85	0	0	320,46	43,61
Junc67.4.	283,52	1,8	1,8	319,76	36,24
Junc40.1.	273,29	0	0	323,66	50,37
Junc40.2	273,21	0,18	0,18	323,03	49,62
Junc4.5.	287,85	0,04	0,04	341,03	53,18
Junc7.5.	285,98	0	0	340,59	54,61
Tank 96	300,6	#N/A	-13,71	350,6	50



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



3

Network Table - Links							
Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness mm	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Head loss m/km	Friction Factor
Pipe 43	15,37	101,6	0,0015	11,84	1,46	17,82	0,017
Pipe 44	58,2	101,6	0,0015	11,84	1,46	17,82	0,017
Pipe 45	17,37	152,4	0,0015	11,84	0,66	2,64	0,018
Pipe 46	28,3	25,4	0,0015	0,03	0,06	0,31	0,044
Pipe 47	36,79	101,6	0,0015	11,81	1,46	17,74	0,017
Pipe 48	6,97	50,8	0,0015	8,15	4,02	256,04	0,016
Pipe 49	56,27	50,8	0,0015	2,09	1,03	22,21	0,021
Pipe 50	59,37	25,4	0,0015	-0,06	0,12	0,91	0,032
Pipe 4	91,81	38,1	0,0015	0,08	0,07	0,19	0,03
Pipe 5	28,93	25,4	0,0015	0,19	0,37	8,93	0,032
Pipe 6	76,1	38,1	0,0015	0,08	0,07	0,19	0,03
Pipe 7	93,3	38,1	0,0015	0,08	0,07	0,2	0,03
Pipe 8	33,4	25,4	0,0015	0,16	0,32	6,65	0,033
Pipe 9	49,98	25,4	0,0015	0,08	0,16	2,04	0,041
Pipe 10	55,56	101,6	0,0015	13,2	1,63	21,68	0,016
Pipe 11	31,33	50,8	0,0015	2,97	1,47	41,51	0,019
Pipe 12	29,23	25,4	0,0015	-0,04	0,08	0,41	0,033
Pipe 13	29,24	25,4	0,0015	-0,04	0,08	0,41	0,033
Pipe 14	31,59	50,8	0,0015	-0,91	0,45	5,12	0,025
Pipe 15	85,83	101,6	0,0015	10,23	1,26	13,69	0,017
Pipe 16	63,71	101,6	0,0015	8,69	1,07	10,21	0,018
Pipe 17	56,68	101,6	0,0015	8,63	1,06	10,06	0,018
Pipe 18	132,91	101,6	0,0015	8,68	1,07	10,19	0,018
Pipe 21	39,71	25,4	0,0015	0,06	0,12	0,92	0,032
Pipe 22	46,74	50,8	0,0015	0,96	0,47	5,61	0,025
Pipe 24	79,13	50,8	0,0015	-0,93	0,46	5,29	0,025
Pipe 25	31,42	76,2	0,0015	-3,2	0,7	6,79	0,021
Pipe 29	29,84	50,8	0,0015	1,54	0,76	12,86	0,022
Pipe 30	85,87	76,2	0,0015	-2,02	0,44	3	0,023
Pipe 31	33,69	38,1	0,0015	0,16	0,14	0,98	0,037
Pipe 32	85,61	63,5	0,0015	-0,83	0,26	1,51	0,027
Pipe 34	14,21	25,4	0,0015	0,03	0,06	0,31	0,044
Pipe 35	24,55	50,8	0,0015	-0,92	0,45	5,21	0,025
Pipe 36	40,89	76,2	0,0015	3,33	0,73	7,29	0,02
Pipe 37	60,22	76,2	0,0015	3,75	0,82	9	0,02
Pipe 38	6,71	50,8	0,0015	3,75	1,85	62,92	0,018
Pipe 40	13,27	101,6	0,0015	12,37	1,53	19,28	0,017
Pipe 41	18,4	101,6	0,0015	11,84	1,46	17,82	0,017
Pipe 42	143,4	101,6	0,0015	11,84	1,46	17,82	0,017
Pipe 51	88,28	31,8	0,0015	-0,11	0,14	1,26	0,039
Pipe 52	101,68	50,8	0,0015	-0,52	0,26	1,95	0,029
Pipe 53	103,5	50,8	0,0015	-0,52	0,26	1,95	0,029
Pipe 54	72,35	50,8	0,0015	1,47	0,73	11,9	0,022
Pipe 55	99,24	31,8	0,0015	0,23	0,29	4,37	0,032
Pipe 56	126,62	31,8	0,0015	0,46	0,57	14,11	0,027
Pipe 57	107,53	50,8	0,0015	-0,59	0,29	2,39	0,028
Pipe 58	76,8	50,8	0,0015	-0,59	0,29	2,39	0,028
Pipe 60	59,27	50,8	0,0015	-1,2	0,59	8,34	0,024
Pipe 61	94,65	50,8	0,0015	-1,12	0,55	7,37	0,024
Pipe 62	112,49	50,8	0,0015	-0,75	0,37	3,64	0,026
Pipe 63	16,1	50,8	0,0015	-0,55	0,27	2,13	0,029
Pipe 64	89,44	50,8	0,0015	-0,55	0,27	2,13	0,029



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





Network Table - Links							
Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness mm	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Head loss m/km	Friction Factor
Pipe 65	11,09	50,8	0,0015	0,35	0,17	0,97	0,032
Pipe 66	65,47	50,8	0,0015	-1,03	0,51	6,32	0,024
Pipe 67	104,23	50,8	0,0015	1,2	0,59	8,27	0,024
Pipe 68	103,96	50,8	0,0015	0,23	0,11	0,48	0,036
Pipe 69	108,04	50,8	0,0015	0,74	0,36	3,51	0,027
Pipe 70	72,04	50,8	0,0015	-0,98	0,48	5,81	0,025
Pipe 71	107,8	50,8	0,0015	-1,17	0,58	7,97	0,024
Pipe 72	94,74	50,8	0,0015	-1,16	0,57	7,8	0,024
Pipe 73	38,82	50,8	0,0015	1,27	0,63	9,17	0,023
Pipe 74	97,11	50,8	0,0015	1,29	0,64	9,46	0,023
Pipe 75	106,89	50,8	0,0015	0,67	0,33	2,96	0,027
Pipe 76	95,3	50,8	0,0015	-0,99	0,49	5,93	0,025
Pipe 77	79,85	50,8	0,0015	-0,82	0,4	4,22	0,026
Pipe 78	52,28	50,8	0,0015	0,87	0,43	4,74	0,025
Pipe 79	99,97	50,8	0,0015	-1	0,49	5,98	0,025
Pipe 80	30,38	50,8	0,0015	1,58	0,78	13,41	0,022
Pipe 82	36,1	25,4	0,0015	-0,09	0,19	2,68	0,039
Pipe 83	118,28	50,8	0,0015	1,3	0,64	9,53	0,023
Pipe 84	47,73	31,8	0,0015	-0,36	0,45	9,34	0,028
Pipe 85	30,19	50,8	0,0015	-2,03	1	21,09	0,021
Pipe 86	43,34	50,8	0,0015	2,01	0,99	20,73	0,021
Pipe 87	59,27	50,8	0,0015	1,96	0,97	19,82	0,021
Pipe 88	99,8	31,8	0,0015	0,47	0,59	14,87	0,026
Pipe 89	9,04	50,8	0,0015	1,43	0,71	11,34	0,023
Pipe 90	53,47	50,8	0,0015	1,76	0,87	16,26	0,022
Pipe 91	95,2	50,8	0,0015	-0,42	0,21	1,34	0,031
Pipe 92	91,86	50,8	0,0015	0,39	0,19	1,17	0,031
Pipe 93	63,58	50,8	0,0015	-1,61	0,8	13,99	0,022
Pipe 94	14,12	76,2	0,0015	-2,04	0,45	3,05	0,023
Pipe 95	8,15	76,2	0,0015	-2,04	0,45	3,05	0,023
Pipe 96	80,19	50,8	0,0015	-3,23	1,59	48,22	0,019
Pipe 97	85,09	50,8	0,0015	1,01	0,5	6,16	0,025
Pipe 98	75,88	50,8	0,0015	1,2	0,59	8,31	0,024
Pipe 99	8,44	50,8	0,0015	1,22	0,6	8,57	0,023
Pipe 100	90,32	50,8	0,0015	1,22	0,6	8,58	0,023
Pipe 101	81,57	50,8	0,0015	-1,59	0,79	13,65	0,022
Pipe 102	86,6	50,8	0,0015	-2,82	1,39	37,84	0,019
Pipe 103	83,82	50,8	0,0015	1,65	0,81	14,57	0,022
Pipe 104	116,24	50,8	0,0015	0,97	0,48	5,75	0,025
Pipe 105	93,56	50,8	0,0015	1,33	0,66	9,92	0,023
Pipe 106	9,73	50,8	0,0015	1,8	0,89	16,94	0,021
Pipe 107	99,81	50,8	0,0015	-0,9	0,44	5,01	0,025
Pipe 108	8,72	50,8	0,0015	-1,6	0,79	13,78	0,022
Pipe 109	93,54	50,8	0,0015	0,55	0,27	2,1	0,029
Pipe 110	98,06	50,8	0,0015	0,7	0,34	3,21	0,027
Pipe 111	93,49	50,8	0,0015	-1,13	0,56	7,44	0,024
Pipe 112	77,39	50,8	0,0015	0,18	0,09	0,32	0,039
Pipe 113	7,43	50,8	0,0015	-1,31	0,65	9,7	0,023
Pipe 114	8,55	50,8	0,0015	-1,31	0,65	9,7	0,023
Pipe 115	83,19	50,8	0,0015	-1,06	0,52	6,68	0,024
Pipe 116	67,97	50,8	0,0015	-0,4	0,2	1,22	0,031
Pipe 117	14,42	50,8	0,0015	-1,4	0,69	10,85	0,023



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



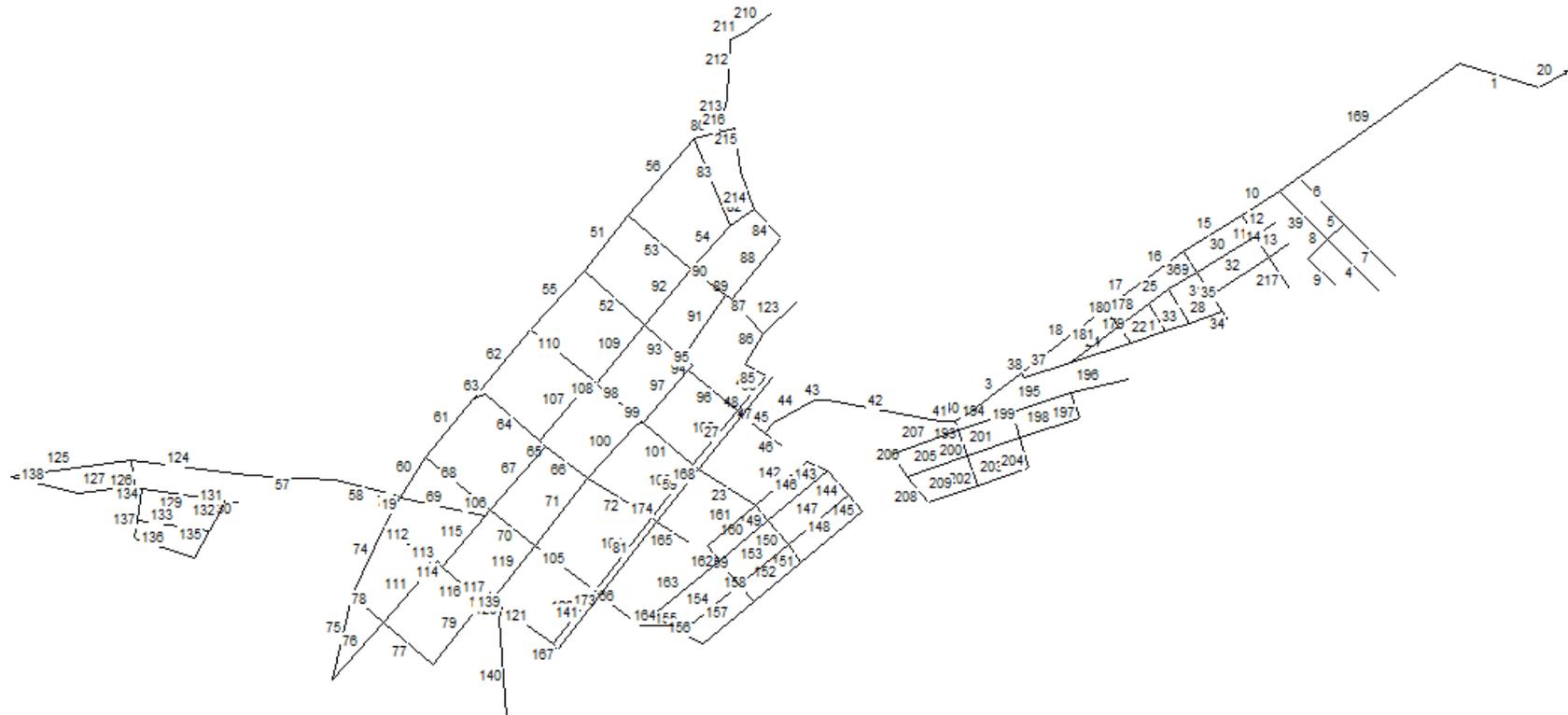
Network Table - Links							
Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness mm	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Head loss m/km	Friction Factor
Pipe 118	7,8	50,8	0,0015	-1,4	0,69	10,85	0,023
Pipe 119	80,67	50,8	0,0015	-1,34	0,66	10,09	0,023
Pipe 120	16,43	50,8	0,0015	-0,06	0,03	0,04	0,047
Pipe 121	77,5	25,4	0,0015	0,22	0,43	11,14	0,031
Pipe 122	84,29	25,4	0,0015	-0,21	0,41	10,42	0,031
Pipe 123	59,76	25,4	0,0015	0,03	0,06	0,31	0,043
Pipe 124	147,32	50,8	0,0015	0,59	0,29	2,39	0,028
Pipe 125	153,13	50,8	0,0015	0,14	0,07	0,2	0,039
Pipe 126	33,38	50,8	0,0015	0,36	0,18	0,99	0,032
Pipe 127	71,01	50,8	0,0015	0,01	0	0	0,475
Pipe 128	9,41	50,8	0,0015	0,35	0,17	0,97	0,032
Pipe 129	103,85	50,8	0,0015	0,13	0,06	0,15	0,036
Pipe 130	20,01	50,8	0,0015	0,03	0,01	0,02	0,085
Pipe 131	11,51	50,8	0,0015	0,01	0,01	0,01	0,194
Pipe 132	30,04	50,8	0,0015	0,01	0,01	0,01	0,186
Pipe 133	90,12	50,8	0,0015	-0,09	0,04	0,06	0,031
Pipe 134	39,82	50,8	0,0015	-0,17	0,08	0,28	0,04
Pipe 135	38,74	50,8	0,0015	0,01	0	0,01	0,4
Pipe 136	77,22	50,8	0,0015	-0,08	0,04	0,05	0,031
Pipe 137	23,37	50,8	0,0015	0,08	0,04	0,05	0,032
Pipe 138	88,49	50,8	0,0015	-0,05	0,03	0,03	0,048
Pipe 139	12,27	50,8	0,0015	0,08	0,04	0,05	0,033
Pipe 140	124,83	25,4	0,0015	0,08	0,16	2,04	0,041
Pipe 142	82,93	25,4	0,0015	0,16	0,32	6,8	0,033
Pipe 143	29,29	25,4	0,0015	0,04	0,08	0,43	0,031
Pipe 144	39,9	25,4	0,0015	0,05	0,09	0,51	0,029
Pipe 145	27,46	25,4	0,0015	0,03	0,06	0,3	0,044
Pipe 146	96,68	25,4	0,0015	-0,13	0,25	4,38	0,036
Pipe 147	97,39	25,4	0,0015	-0,1	0,2	3,09	0,038
Pipe 148	99,31	25,4	0,0015	-0,09	0,18	2,51	0,039
Pipe 149	25,08	50,8	0,0015	1,01	0,5	6,11	0,025
Pipe 150	39,09	50,8	0,0015	0,75	0,37	3,66	0,026
Pipe 151	27,33	50,8	0,0015	0,56	0,28	2,19	0,028
Pipe 152	77,31	50,8	0,0015	0,47	0,23	1,62	0,03
Pipe 153	78,51	25,4	0,0015	0,09	0,18	2,5	0,039
Pipe 154	94,42	25,4	0,0015	0,13	0,25	4,48	0,036
Pipe 155	12,92	50,8	0,0015	0,03	0,01	0,02	0,1
Pipe 156	30,53	25,4	0,0015	0,02	0,04	0,2	0,066
Pipe 157	81,35	25,4	0,0015	0,14	0,28	5,26	0,035
Pipe 158	26,81	50,8	0,0015	0,21	0,1	0,41	0,037
Pipe 159	40,22	25,4	0,0015	0,05	0,11	0,71	0,03
Pipe 160	78,73	25,4	0,0015	0,13	0,26	4,67	0,035
Pipe 161	78,37	25,4	0,0015	0,16	0,31	6,53	0,033
Pipe 162	23,56	25,4	0,0015	0,04	0,08	0,39	0,034
Pipe 163	128,89	25,4	0,0015	0,1	0,2	3,15	0,038
Pipe 164	43,23	25,4	0,0015	-0,03	0,05	0,27	0,049
Pipe 165	47,61	25,4	0,0015	0	0	0	0
Pipe 166	48,31	50,8	0,0015	0	0	0	0
Pipe 173	6,96	50,8	0,0015	-0,66	0,33	2,91	0,027
Pipe 174	7,1	50,8	0,0015	0,58	0,29	2,34	0,028
Pipe 193	12,92	50,8	0,0015	0,53	0,26	1,98	0,029
Pipe 194	70,78	31,8	0,0015	-0,23	0,29	4,4	0,032

6

Network Table - Links							
Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness mm	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Friction Factor
Pipe 195	78,25	25,4	0,0015	0,09	0,19	2,72	0,039
Pipe 196	75,25	25,4	0,0015	0,05	0,1	0,57	0,029
Pipe 197	34,57	25,4	0,0015	-0,02	0,03	0,15	0,085
Pipe 198	80,01	25,4	0,0015	0,08	0,15	1,78	0,04
Pipe 199	33,09	25,4	0,0015	-0,08	0,16	1,97	0,041
Pipe 200	34,19	25,4	0,0015	0,18	0,36	8,51	0,032
Pipe 201	68,09	25,4	0,0015	-0,07	0,13	1,26	0,036
Pipe 202	39,47	25,4	0,0015	0,07	0,13	1,32	0,037
Pipe 203	67,69	25,4	0,0015	0,05	0,1	0,56	0,029
Pipe 204	39,6	25,4	0,0015	0,01	0,02	0,11	0,131
Pipe 205	80,87	25,4	0,0015	0,05	0,1	0,57	0,029
Pipe 206	34,74	25,4	0,0015	-0,05	0,1	0,61	0,029
Pipe 207	87,68	25,4	0,0015	0,11	0,22	3,6	0,037
Pipe 208	41,86	25,4	0,0015	0,04	0,08	0,43	0,031
Pipe 209	65,5	25,4	0,0015	0,02	0,04	0,18	0,072
Pipe 210	41,41	50,8	0,0015	-1,8	0,89	16,98	0,021
Pipe 211	19,83	50,8	0,0015	-1,8	0,89	16,98	0,021
Pipe 212	74,43	50,8	0,0015	-1,8	0,89	16,98	0,021
Pipe 213	42,75	50,8	0,0015	-1,8	0,89	16,98	0,021
Pipe 214	49,94	31,8	0,0015	-0,4	0,51	11,42	0,027
Pipe 215	54,91	31,8	0,0015	0,4	0,51	11,42	0,027
Pipe 216	20,2	25,4	0,0015	0,22	0,44	11,91	0,03
Pipe 217	46,99	25,4	0,0015	0,04	0,08	0,41	0,033
Pipe 178	45,94	76,2	0,0015	3,08	0,68	6,34	0,021
Pipe 179	24,04	25,4	0,0015	-0,03	0,06	0,31	0,051
Pipe 180	28,25	31,8	0,0015	0,11	0,14	1,26	0,039
Pipe 181	75,78	76,2	0,0015	-2,88	0,63	5,62	0,021
Pipe 20	38,54	152,4	0,0015	13,71	0,75	3,31	0,018
Pipe 19	9,34	50,8	0,0015	-0,59	0,29	2,39	0,028
Pipe 23	83,94	50,8	0,0015	1,33	0,66	9,94	0,023
Pipe 27	86,05	50,8	0,0015	3,6	1,78	58,64	0,019
Pipe 59	83,72	50,8	0,0015	1,65	0,82	14,59	0,022
Pipe 81	116,61	50,8	0,0015	0,97	0,48	5,7	0,025
Pipe 141	85,77	25,4	0,0015	0,21	0,41	10,47	0,031
Pipe 167	8,6	50,8	0,0015	-0,11	0,05	0,08	0,029
Pipe 168	8,48	50,8	0,0015	-0,52	0,26	1,92	0,029
Pipe 169	276,23	101,6	0,0015	-13,71	1,69	23,22	0,016
Pipe 1	102,44	152,4	0,0015	-13,71	0,75	3,31	0,018
Pipe 3	88,94	101,6	0,0015	12,37	1,53	19,28	0,017
Pipe 26	50,02	25,4	0,0015	0,07	0,14	1,46	0,038
Pipe 28	42,77	50,8	0,0015	0,89	0,44	4,91	0,025
Pipe 33	31,55	50,8	0,0015	0,96	0,47	5,61	0,025
Pipe 39	86,42	31,8	0,0015	0,51	0,64	17,13	0,026

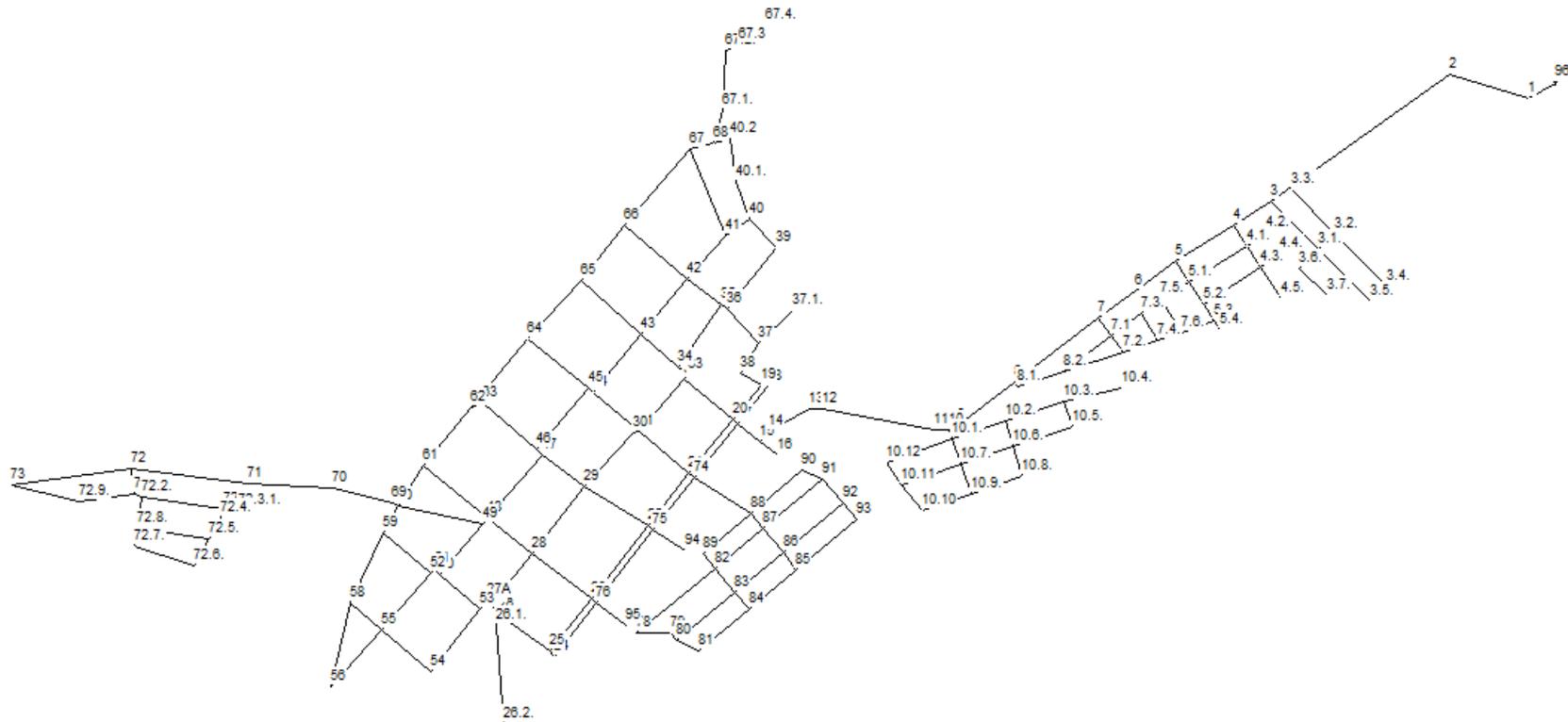


Plano No. 1. NOMENCLATURA DE LOS TRAMOS



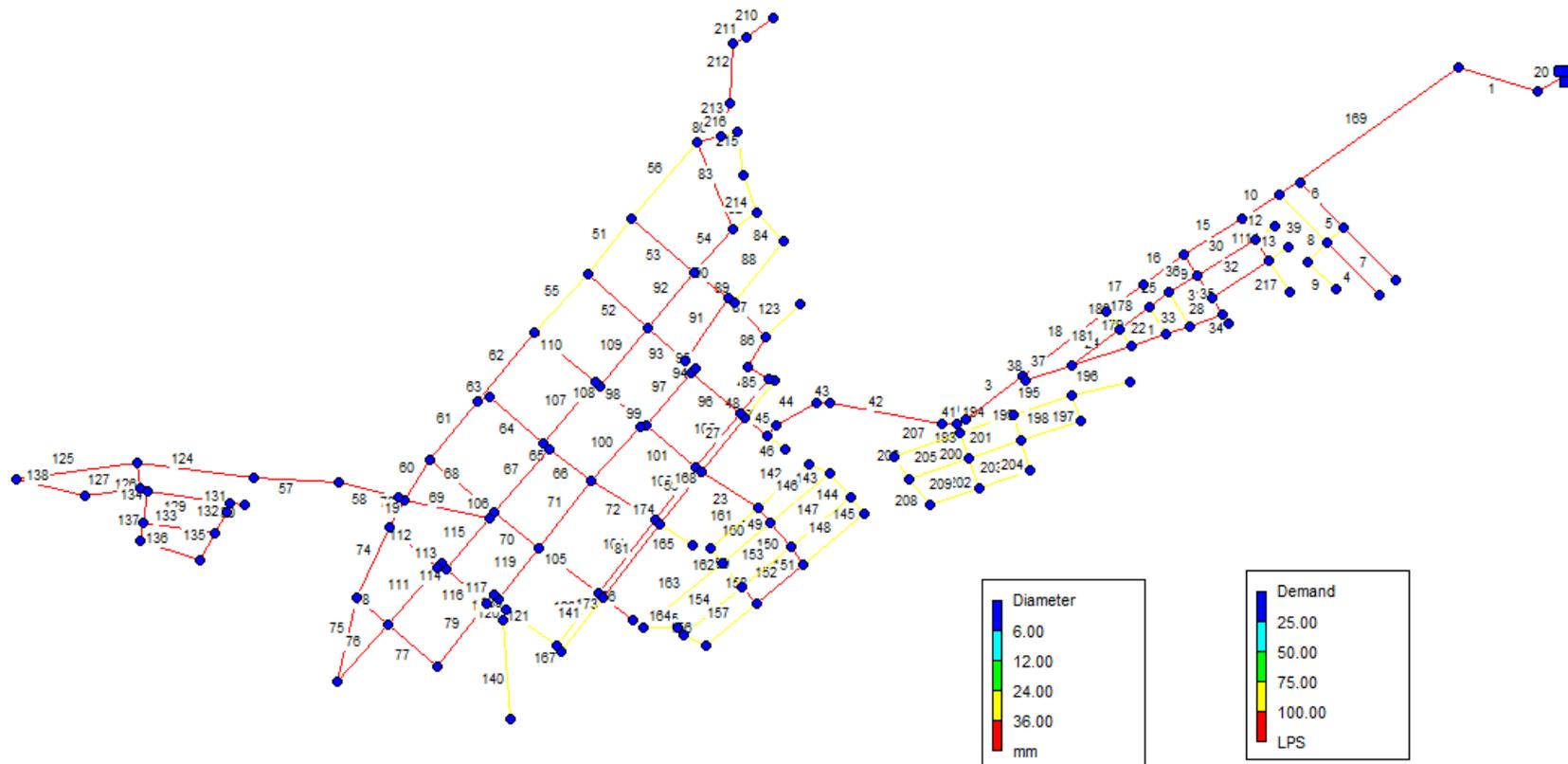


Plano No. 2. NOMENCLATURA DE LOS NODOS



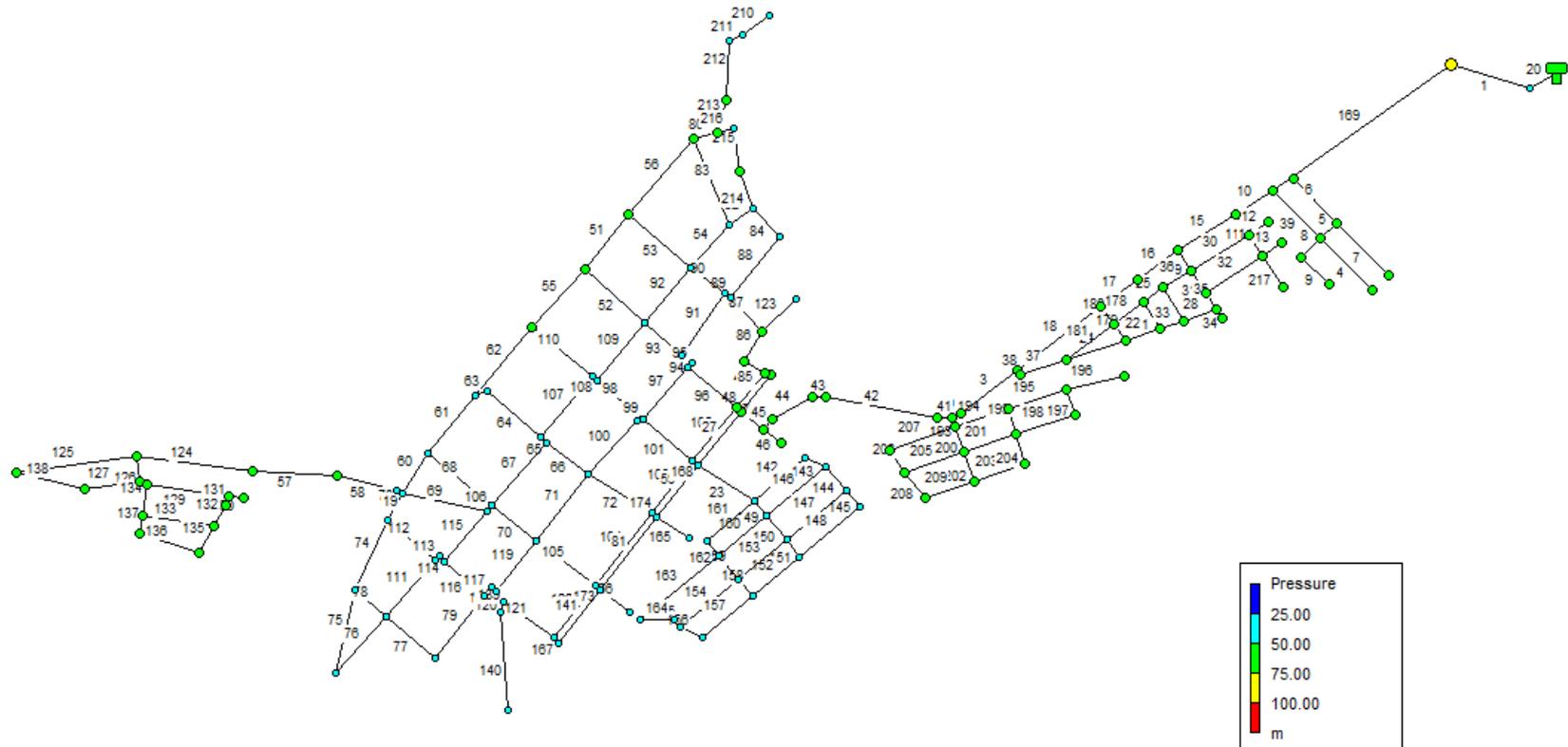


Plano No. 3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS REDES DE ACUEDUCTO CON DIAMETRO Y DEMANDA (CONSUMO)



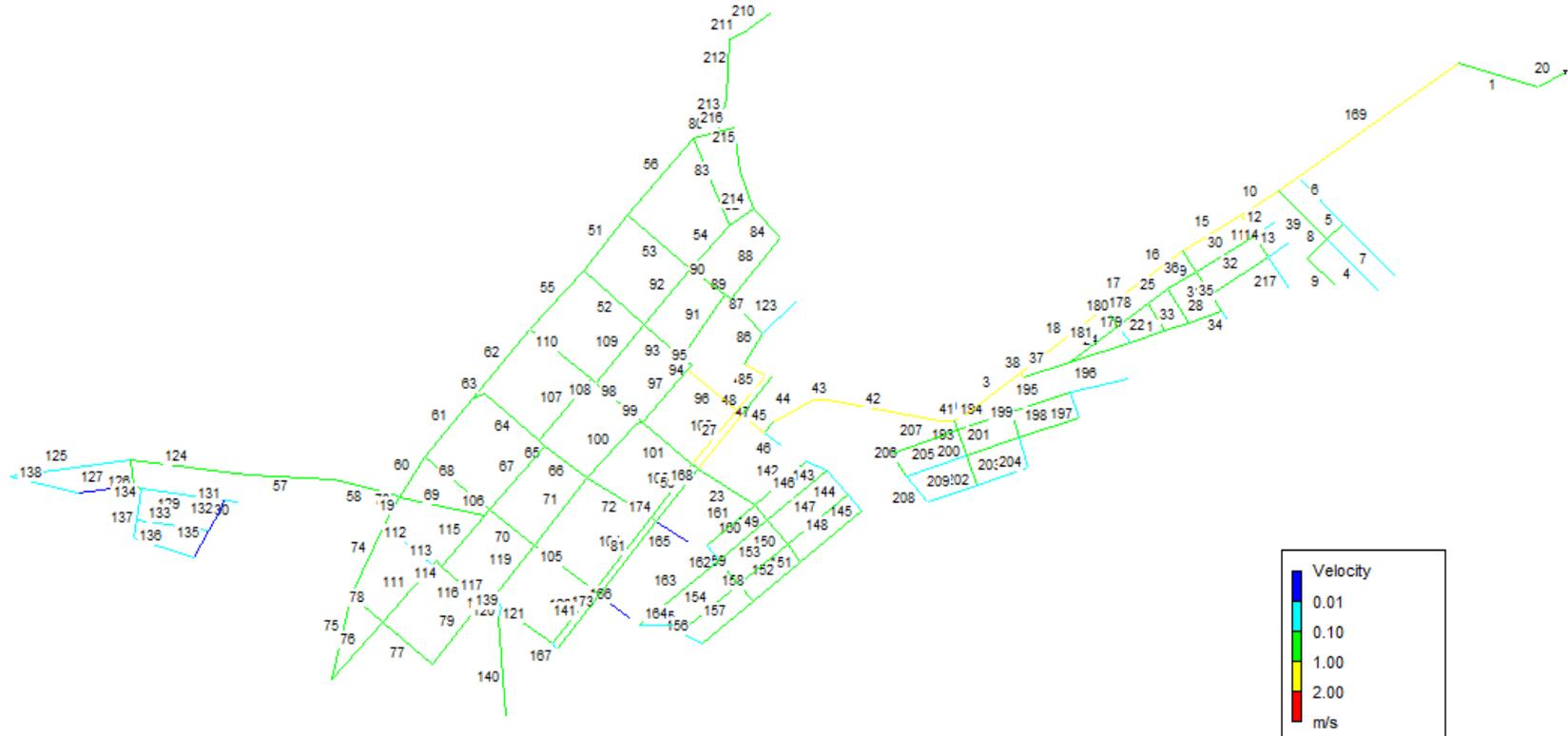


Plano No. 4. DIAGRAMA DE PRESIONES



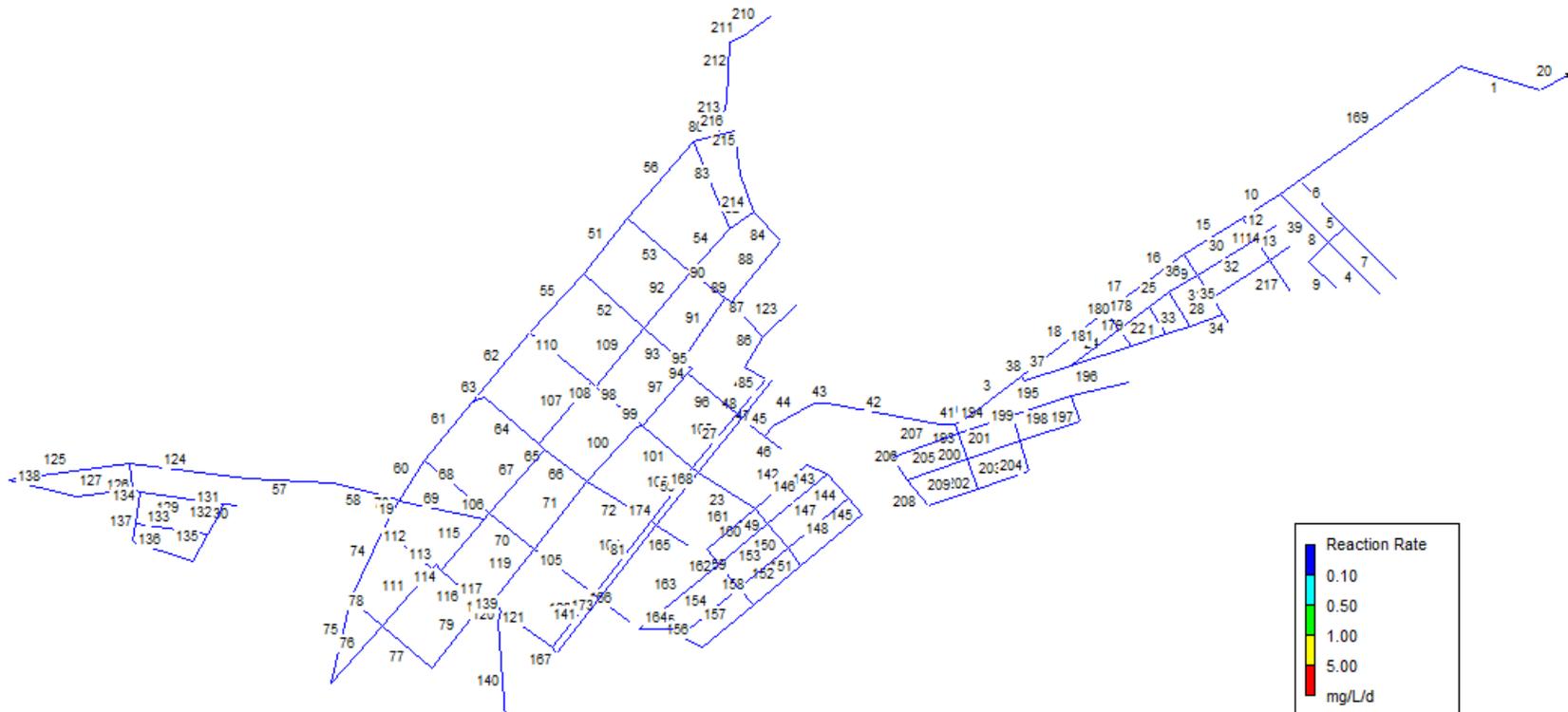


Plano No. 5. DIAGRAMA DE VELOCIDADES





Plano No. 6. DISPOSICIÓN DE CLORO RESIDUAL





CAPÍTULO V. ALCANTARILLADO SANITARIO

5.1. ASPECTOS GENERALES

Con el fin de garantizar la calidad, eficiencia, sostenibilidad en los procesos tanto de diseño, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado, se hace necesario establecer unos criterios básicos y requisitos mínimos con que debe cumplir el diseño desde que inicia el proceso de su formulación hasta su puesta en marcha. Debido al nivel de complejidad del proyecto, se hace necesario tener una serie de componentes, los cuales se enuncian a continuación:

- Aspectos generales,
- Definición del nivel de complejidad del sistema
- Método de Diseño
- Justificación del proyecto y definición del alcance
- Conocimiento del marco institucional
- Diseño y requerimientos técnicos

5.2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO.

5.2.1. Definición del Nivel de Complejidad del Sistema.

El nivel de complejidad ya se definió en el diseño de Acueducto y se determinó que era bajo.

5.2.2. Memorias de Cálculo Alcantarillado Aguas Negras

➤ Caudal Medio Doméstico.

a. Caudal Doméstico. Este caudal, se puede estimar así:

$$Q_{md} = \left(\frac{1}{86400} \right) (Cr)(C)(D)(A)$$



Donde :

Cr = Coeficiente de Retorno = 0.81

C = Dotación Unitaria de Agua potable = 253lt/hab - día

D = Densidad de la población en Hab/ha

A = Area residencia lbruta Ha.

Para Nariño según datos calculados en el diseño de acueducto y sabiendo que la dotación bruta o la dotación unitaria de Agua Potable es de:

Dotación bruta: 270.49 Lt. / Hab. día

Y el caudal medio diario es igual a :

$$Q_{md} = \frac{C \cdot A \cdot D \cdot Cr}{86400}$$

Donde:

$$P = DA$$

A = 91.85 Ha → No es toda utilizable

P = 1614 Hab.

Según análisis el índice poblacional oscila entre 400 Hab. /Ha a 430 Hab. /Ha

D = 410 Hab./Ha

Tabla No. 16. - D,3,1, (RAS)
Coeficiente de retorno de aguas servidas domesticas

NIVEL DE COMPLEJIDAD	COEFICIENTE DE RETORNO
Bajo	0.70 – 0.80
Medio	0.70 – 0.80
Medio alto	0.80 – 0.85
Alto	0.80 – 0.85

Y sabiendo que en el diseño de alcantarillados

$$Q_{md} = \left(\frac{1}{86400} \right) (0.80) (270.49 \text{ lt/hab - día}) (410 \text{ hab / Ha}) (A(\text{Ha}))$$

$$Q_{md} = (1.03 \text{ (lt / seg - Ha)}) (A(\text{Ha}))$$



b. Caudal Comercial e institucional. Los únicos caudales institucionales o comerciales que se maneja en el municipio de Nariño son los de Colegios y Escuelas que registran entre ambos un promedio de 0.52 Ha. Para los cuales Se calcula el caudal de la siguiente forma:

En cualquier nivel de complejidad $Q_{(inst)} = 0.40 - 0.50 \text{ lt/s} - \text{Ha}$, para nuestro proyecto se tomara $0.40 \text{ lt/s} - \text{Ha}$.

Nota: Para estos colectores no se tienen caudales comerciales, industriales, ni institucionales, por lo cual el caudal promedio (Q_{md}) corresponderá únicamente al caudal medio doméstico.

$$Q_{md} = Q_{md} + Q_{inst} + Q_{com} + Q_{indust.}$$

➤ **Caudal de Conexiones Erradas.** Se verifica según el nivel de complejidad y según la existencia del sistema pluvial.

Tabla No. 17 D,3,5, (RAS)
Aportes máximos por conexiones erradas sin sistema pluvial

NIVEL DE COMPLEJIDAD	APORTE (l/s-Ha)
Bajo	0,20
Medio	0,20
Medio alto	0,10
Alto	0,10

➤ **Caudal de Infiltración.** Se verifica según el nivel de complejidad y según la existencia del sistema pluvial.

Tabla No. 18. - D,3,7, (RAS)
Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

NIVEL DE COMPLEJIDAD	INFILTRACION ALTA (l/s-Ha)	INFILTRACION MEDIA (l/s-Ha)	INFILTRACION BAJA(l/s-Ha)
BAJO	0,15 - 0,40	0,10 - 0,30	0,05 - 0,20
MEDIO	0,15 - 0,40	0,10 - 0,30	0,05 - 0,20
MEDIO ALTO	0,15 - 0,40	0,10 - 0,30	0,05 - 0,20
ALTO	0,15 - 0,40	0,10 - 0,30	0,05 - 0,20

Se considera una tasa de infiltración media por la variable cantidad de tubería en cuanto a sus materiales.



5.1.2. Calculo del Coeficiente Caudal Maximo Horario (F)

Q_{MH} = Caudal Maximo Horario del Dia maximo

$$Q_{MH} = (F)(Q_m)$$

Donde :

F= Coeficient e de caudal maximo Horario

Para determinar con que coeficiente de caudal máximo se diseñara, se calculara por diferentes métodos:

La población se calcula para cada una de las áreas de drenaje y se evalúa por cada tramo:

$$P = (D)(A)$$

Donde:

P = Población en Habitantes.

D = Densidad de la población Hab/Ha

A = Area de drenaje Ha.

$$P = 410 \text{ Hab/Ha}(0.15 \text{ Ha})$$

$$P = 61.5 \text{ Hab}$$

a. Ecuación de Harmon

$$F = 1 + \left(\frac{1}{(4 + P^{0.5})} \right) = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = Población en miles de habitantes



$$F = 1 + \left(\frac{1}{(4 + P^{0.5})} \right)$$

$$F = 1 + \left(\frac{1}{(4 + (0.065)^{0.5})} \right) = 1.24$$

$$F = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$F = \frac{18 + \sqrt{(0.065)}}{4 + \sqrt{(0.065)}} = 4.29$$

Según manuales de diseño, se puede tomar $F_{max} = 4.29$ para poblaciones de hasta 1000 habitantes.

b. Ecuación de Babbitt

Para poblaciones hasta de 1000 Habitantes se tiene:

$$F = \frac{5}{P^{0.2}} = \frac{5}{(0.065)^{0.2}} = 8.64$$

c. Según gráficos de E.A.A.B. (Diseños de Acueductos y Alcantarillados -
Luis Felipe Silva Garavito)

La empresa de acueducto y alcantarillado de bogota, con base en algunos datos de aforos practicados en colectores existentes elaboro un grafico en donde se muestran las relaciones de caudales externos, al caudal medio de aguas negras.

$$Q_m = (1.02 \text{ lt/s} - H_a)(A(H_a))$$

Según la grafica para Q_m ., corresponde a $Q_{MH} = 9.58 \text{ lt/s}$

Entonces:

$$F = \frac{Q_{MH}}{Q_m} = \frac{(9.58)}{(1.53)} = 6.26$$



De los tres coeficientes de caudal máximo, se escoge el menor ósea el coeficiente de Harmon = 4.29

$$Q_{MH} = (F)(Q_m)$$

$$Q_{MH} = (4.29)(1.02 \text{ lt/s} - \text{Ha})(A(\text{Ha}))$$

$$Q_{MH} = 4.34 \text{ lt/s} - \text{Ha}$$

El caudal medio horario máximo es de 4.34 lt./s - Ha ←

5.1.3. Coeficiente Unitario del Caudal (CAN)

Este coeficiente es desarrollado para permitir trabajar los cálculos tramo por tramo del colector en función del área de drenaje.

$$C_{AN} = \frac{Q_m}{\text{Area}}$$

$$C_{AN} = \frac{4.34 \text{ lt/s}}{4.82 \text{ Ha}}$$

$$C_{AN} = 0.90 \text{ t/s} - \text{Ha}$$

➤ Cálculo del Caudal Total (QT)

$$QT = \sum (Q_{MH} + Q_i + Q_{CE})$$

5.1.4. Especificaciones de Diseño.

Según las normas de ACUAGYR, se debe en las tuberías con las siguientes especificaciones:

- Velocidad mínima a tubo lleno = 0.60 m/s
- Velocidad mínima real = 0.45 m/s
- Velocidad máxima a tubo lleno – tubería o concreto = 5.0 m/s
- Fuerza de tractiva mínima = 0.15 kg./m²
- Relación de caudales $\frac{Q_d}{Q_o} \leq 0.85$

Se anexa la tabla de cálculo de alcantarillado para aguas negras y la tabla de factor de cimentación de las tuberías correspondientes.



**SE ANEXAN LAS HOJAS DE CÁLCULO DE LOS RAMALES A – B – C QUE
COMPRENEN LOS CÁLCULOS DE VERIFICACIÓN DE DISEÑO,
SOLUCIONES SEGÚN DISEÑO Y ALTERNATIVAS APLICADAS POR EL
NUEVO DISEÑO.**



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA 2007 -2011



DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Dotación L/Hab/día	2.70	NIVEL DE COMPLEJIDAD	BASO <input type="text"/>	Q(ind)	0.40 l/s/Ha
Caudal Unitario Lt/s/Ha	0.90	Densidad (Hab)	410	Q(com)	0.40 l/s/Ha
Coefficiente de Retorno	0.7	C Infil	0.28 L/s/Ha	Q (nat)	0.40 l/s/Ha
Q (Dms1)	0.90 l/s/Ha	C Erradas	0.100 L/s/Ha		

ENTRADA DE ÁREAS (Haj)			LE	A	AREA (Haj)	Población	T.MANOS	Qmed	QMH	QMH+CE+PE	QCS	Long	Perc	Q/Qo	DIAM		TIPO DE MATERIAL	maning	Qo	Vc	Rc
Propia	Acumulada	Total													Rg	m					
0	0	0	1	2	1,200	492	398	1,078	4,289	5,207	5,27	0.502	0.01%	0.04	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	1.3098	1.79	0.08
0.14	0	0.14	2	3	1,340	549	395	1,204	4,759	5,945	5.85	0.236	0.01%	0.04	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	1.3603	1.86	0.08
0	0	0	3	4	1,480	595	395	1,240	4,890	6,070	6.01	0.448	1.02%	0.12	8	0.2002	GRS-B	0.012	50.07	1.54	0.05
0.15	0.41	0.56	3.1	4.1	0,600	256	4.11	0,560	2,524	2,852	2.85	0.600	0.04%	0.06	8	0.2002	GRS-B	0.012	36.02	1.11	0.05
0.24	0	0.24	3.1.1	4.1.1	0,250	94	4.25	0,207	0,878	1,077	1.50	1.117	0.07%	0.04	8	0.2002	GRS-B	0.012	6.0041	0.6008	0.05
0.25	0	0.25	3.1.1.2	4.1.1.1	0,250	152	4.24	0,225	0,950	1,158	1.50	0.300	3.20%	0.02	8	0.2002	GRS-B	0.012	67.24	2.07	0.05
0.22	0	0.22	3.1.2	4.1.1	0,220	90	4.20	0.198	0.841	1,001	1.50	0.020	3.04%	0.02	8	0.2002	GRS-B	0.012	70.70	2.18	0.05
0.14	0.04	0.18	3.1.3	4.1.1	0,250	94	4.25	0.207	0.878	1,077	1.50	0.200	0.01%	0.05	8	0.2002	GRS-B	0.012	26.91	0.89	0.05
0.04	0	0.04	3.1.3.1	4.1.1.1	0,040	16	4.04	0.036	0.158	0.190	1.50	0.370	3.00%	0.02	8	0.2002	GRS-B	0.012	72.65	2.25	0.05
0.08	2.32	2.40	3	4	2,880	1148	3.70	2,570	9,407	11,033	11.30	0.443	0.72%	0.09	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	123.05	1.69	0.08
0	0.41	0.41	4.1	4	0,480	188	4.78	0.473	1,718	2,188	2.11	0.000	1.81%	0.05	8	0.2002	GRS-B	0.012	44.05	1.38	0.05
0	0	0	4.1.1	4.1.1	0,110	45	4.32	0.089	0.427	0.524	1.50	0.000	2.05%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	53.12	1.64	0.05
0	0	0	4.1.2	4.1.1	0,350	143	4.20	0.314	1,320	1,619	1.62	0.000	1.22%	0.04	8	0.2002	GRS-B	0.012	40.98	1.20	0.05
0.14	0	0.14	4.1.2.1	4.1.1.2	0,140	57	4.30	0.120	0.664	0.804	1.50	0.000	1.59%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	46.68	1.44	0.05
0	0.22	0.22	4.1.2.2	4.1.1.2	0,210	86	4.20	0.189	0.894	0.980	1.50	0.500	2.27%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	55.93	1.72	0.05
0.21	0	0.21	4	5	0,210	86	4.20	0.189	0.894	0.980	1.50	0.000	0.95%	0.04	8	0.2002	GRS-B	0.012	36.13	1.11	0.05
0.17	2.9	3.07	4	5	2,970	1217	3.74	2,669	9,969	12,204	12.26	0.07	0.70%	0.10	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	120.92	1.74	0.08
0	0	0	5.1	5	0,990	405	4.02	0.890	3,075	4,390	4.39	0.007	1.40%	0.10	8	0.2002	GRS-B	0.012	44.75	1.39	0.05
0	0	0	5.1.1	5.1	0,290	116	4.22	0.261	1,100	1,350	1.50	0.070	1.40%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	45.19	1.39	0.05
0	0.3	0.3	5.1.1	5.1.1	0,700	297	4.09	0.629	2,570	3,154	3.15	0.370	0.59%	0.11	8	0.2002	GRS-B	0.012	20.53	0.68	0.05
0.21	0	0.21	4.1.2	5.1.1	0,910	127	4.21	0.279	1,174	1,439	1.50	0.715	1.87%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	44.92	1.39	0.05
0	0	0	5.1.1.1	5.1.1.1	0,380	159	4.18	0.350	1,466	1,798	1.80	0.500	1.77%	0.04	8	0.2002	GRS-B	0.012	40.05	1.29	0.05
0.09	0	0.09	4.1.2.1	5.1.1.1.1	0,380	159	4.18	0.350	1,466	1,798	1.80	0.020	2.07%	0.04	8	0.2002	GRS-B	0.012	57.07	1.70	0.05
0.12	3.98	4.08	5	6	4,080	1672	3.84	3,668	13,362	16,442	16.44	0.200	0.63%	0.14	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	115.02	1.58	0.08
0.07	4.08	4.15	6	7	4,150	1701	3.84	3,729	13,571	16,700	16.70	0.602	0.68%	0.14	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	120.41	1.65	0.08
0.14	4.12	4.26	7	8	4,260	1758	3.83	3,855	13,987	17,213	17.21	1.707	0.70%	0.14	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	121.58	1.67	0.08
0.13	4.20	4.42	8	9	4,420	1812	3.82	3,971	14,371	17,688	17.68	1.742	0.67%	0.15	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	119.42	1.64	0.08
0	0	0	8.1	9	0,620	256	4.00	0.737	2,989	3,669	3.67	0.044	0.72%	0.05	10	0.254	NOVAF-CR1	0.009	70.23	1.50	0.08
0	0	0	8.1.1	8.1.1	0,620	256	4.00	0.737	2,989	3,669	3.67	0.000	0.58%	0.05	10	0.254	NOVAF-CR1	0.009	66.34	1.35	0.08
0.12	0.44	0.56	9.2.1	9.2	0,560	229	4.13	0.560	2,076	2,547	2.55	0.004	0.50%	0.10	8	0.2002	GRS-B	0.012	26.17	0.81	0.05
0.15	0	0.15	9.2.2	9.2	0,150	59	4.31	0.117	0,560	0.617	1.50	0.004	0.66%	0.05	8	0.2002	GRS-B	0.012	36.77	0.95	0.05
0.03	0.20	0.23	9.2.1.1	9.2.1	0,440	180	4.10	0.395	1,646	2,020	2.02	0.200	0.59%	0.07	8	0.2002	GRS-B	0.012	28.53	0.88	0.05
0	0	0	9.2.2.1	9.2.1.1	0,090	32	4.35	0.072	0,313	0,385	1.50	0.421	4.80%	0.02	8	0.2002	GRS-B	0.012	81.40	2.51	0.05
0.09	0	0.09	9.2.2.1	9.2.2	0,090	32	4.35	0.072	0,313	0,385	1.50	0.000	0.60%	0.05	8	0.2002	GRS-B	0.012	30.12	0.93	0.05
0.09	0	0.09	9.2.1.1.1	9.2.1.1	0,360	147	4.19	0.320	1,267	1,604	1.60	0.200	0.57%	0.06	8	0.2002	GRS-B	0.012	27.66	0.85	0.05
0.04	0.04	0.08	9.2.2.1	9.2.1.1.1	0,120	49	4.32	0.108	0,465	0,570	1.50	0.120	0.44%	0.06	8	0.2002	GRS-B	0.012	24.40	0.75	0.05
0	0	0	9.1	9.2.1.1.1	0,050	20	4.38	0.045	0.167	0.241	1.50	0.207	2.16%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	54.40	1.68	0.05
0.16	0	0.16	9.2.2.1.1	9.2.1.1.1.1	0,280	116	4.24	0.254	0,980	1,214	1.50	0.120	1.07%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	46.51	1.43	0.05
0	0	0	9.1.1	9.2.2.1.1.1	0,100	41	4.33	0.090	0,369	0,437	1.50	0.371	2.30%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	36.16	1.13	0.05
0	0	0	9.2.2.1.1	9.2.2.1.1.1	0,060	24	4.37	0.054	0,200	0,269	1.50	0.475	1.07%	0.03	8	0.2002	GRS-B	0.012	30.75	0.90	0.05
0	5.24	5.24	9	10	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.011	0.69%	0.17	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	171.25	1.86	0.08
0	5.24	5.24	10	11	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	1.770	1.01%	0.10	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	207.62	2.76	0.08
0	5.24	5.24	11	12	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	1.344	3.45%	0.16	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	270.63	3.71	0.08
0	5.24	5.24	12	13	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.269	0.20%	0.32	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	65.20	0.89	0.08
0	5.24	5.24	13	14	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.77	0.44%	0.21	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	96.58	1.32	0.08
0	5.24	5.24	14	15	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.707	0.27%	0.27	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	75.97	1.04	0.08
0	5.24	5.24	15	16	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.06	0.72%	0.17	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	124.00	1.70	0.08
0	5.24	5.24	16	17	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.259	0.40%	0.21	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	96.44	1.35	0.08
0	5.24	5.24	17	18	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.545	0.86%	0.15	12	0.3048	NOVAF-CR1	0.009	135.18	1.85	0.08
0	5.24	5.24	18	19	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.302	0.80%	0.10	14	0.3556	NOVAF-CR1	0.009	200.80	2.05	0.09
0	5.24	5.24	19	20	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	1.102	0.81%	0.10	14	0.3556	NOVAF-CR1	0.009	197.94	1.99	0.09
0	5.24	5.24	20	21	5,240	2148	3.56	4,708	16,708	20,646	20.65	0.6	1.12%	0.09	14	0.3556	NOVAF-CR1	0.009	232.94	2.35	0.09

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



0	5,24	5,24	21	22	5,240	214.8	356	4,708	16,768	20,646	20,65	3,399	0,24%	0,19	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	1,06,04	1,07	0,09
0	5,24	5,24	22	23	5,240	214.8	356	4,708	16,768	20,646	20,65	5,72	0,52%	0,13	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	1,59,19	1,60	0,08
0	5,24	5,24	23	24	5,240	214.8	356	4,708	16,768	20,646	20,65	7,935	0,45%	0,14	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	1,47,87	1,48	0,08
0	5,24	5,24	24	25	5,240	214.8	356	4,708	16,768	20,646	20,65	1,774	0,25%	0,14	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	4,62,88	4,63	0,09
0,11	0,42	0,55	25,1	25	0,530	217	4,13	0,476	1,969	2,416	2,42	4,134	2,59%	0,09	8	0,2002	NOVA-OXI	0,009	70,51	2,45	0,05
0,22	0,2	0,42	25,1,1	25,1	0,420	172	4,17	0,377	1,574	1,957	1,96	5,13	0,25%	0,08	8	0,2002	NOVA-OXI	0,009	29,90	0,74	0,05
0,2	0	0,2	25,1,1,1	25,1,1	0,200	82	4,27	0,180	0,767	0,940	0,95	0,811	2,41%	0,02	8	0,2002	NOVA-OXI	0,009	70,70	2,37	0,05
0	5,77	5,77	25	26	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	7,673	0,94%	0,16	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	1,26,45	1,29	0,09
0	5,77	5,77	26	27	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	9,2	2,59%	0,06	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	3,47,54	3,50	0,09
0	5,77	5,77	27	28	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	17,9	0,36%	0,17	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	1,34,70	1,36	0,09
0	5,77	5,77	28	29	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	2,194	1,32%	0,09	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	2,52,71	2,54	0,09
0	5,77	5,77	29	30	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	3,169	2,71%	0,06	14	0,3550	NOVA-OXI	0,009	3,62,10	3,65	0,09
0	5,77	5,77	30	31	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	4,895	2,94%	0,04	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	5,38,04	4,15	0,10
0	5,77	5,77	31	32	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	0,677	2,13%	0,05	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	4,58,23	3,73	0,10
0	5,77	5,77	32	33	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	1,677	1,67%	0,05	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	4,05,45	3,73	0,10
0	5,77	5,77	33	34	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	1,306	0,25%	0,15	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,50,29	1,16	0,10
0	5,77	5,77	34	35	5,770	236,5	353	5,184	18,291	22,526	22,53	0,745	0,24%	0,15	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,52,85	1,18	0,10
0,95	0,95	0,95	35,1	35	0,950	389	4,03	0,854	3,438	4,227	4,22	0,47	0,01%	0,04	12	0,3048	CEMENTO	0,013	96,45	1,32	0,08
0	0,95	0,95	35,2	35,1	0,950	389	4,03	0,854	3,438	4,227	4,22	2,279	1,99%	0,02	12	0,3048	CEMENTO	0,013	1,42,25	1,95	0,08
0,2	0	0,2	35,2,2	35,2	0,250	102	4,24	0,227	0,955	1,168	1,16	12	1,90%	0,04	8	0,2002	GRASA	0,012	37,17	1,74	0,12
0,12	0,57	0,1	35,2,1	35,2	0,100	295	4,76	0,623	2,576	3,159	3,15	4,024	0,55%	0,12	8	0,2002	GRASA	0,012	26,26	0,12	0,12
0,66	0,54	0,66	35,2,2	35,2,1	0,610	239	4,72	0,572	2,712	2,597	2,59	42,7	0,89%	0,03	12	0,3048	CEMENTO	0,013	90,12	1,23	0,08
0,4	0	0,4	35,2,2,2	35,2,2	0,400	164	4,76	0,359	1,52	1,942	1,94	0,774	0,14%	0,02	12	0,3048	CEMENTO	0,013	37,46	0,07	0,08
0,16	0,16	0,16	35,2,2,1	35,2,2	0,120	49	4,52	0,176	0,415	0,570	0,56	0,826	0,55%	0,02	12	0,3048	CEMENTO	0,013	11,26	0,56	0,08
0,22	0	0,22	35,2,2,1,1	35,2,2,1	0,250	102	4,52	0,176	0,415	0,570	0,56	0,075	0,01%	0,02	12	0,3048	CEMENTO	0,013	1,22	0,01	0,08
0	6,72	6,72	36	36	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,626	0,00%	0,09	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	2,96,50	2,30	0,10
0	6,72	6,72	36	37	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	1,151	2,00%	0,06	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	4,43,62	3,42	0,10
0	6,72	6,72	37	38	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	5,237	0,21%	0,18	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,43,91	1,17	0,10
0	6,72	6,72	38	38	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,733	0,21%	0,18	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,43,20	1,10	0,10
0,90	0,90	0,90	38,1	38	0,900	266,1	346	6,263	21,171	26,702	26,70	0,049	23,07%	0,09	16	0,294	CEMENTO	0,013	2,97,36	0,14	0,14
0	6,97	6,97	38,1,1	38,1	0,970	265,1	346	6,263	21,171	26,702	26,70	0,594	1,13%	0,08	8	0,2002	GRASA	0,012	39,48	1,22	0,05
0,25	0	0,25	38,1,1,1	38,1,1	0,250	102	4,24	0,227	0,955	1,168	1,16	0,035	0,01%	0,02	8	0,2002	GRASA	0,012	26,90	0,09	0,05
0	6,72	6,72	38	40	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,579	0,25%	0,17	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,57,49	1,17	0,10
0	6,72	6,72	40	41	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,347	0,21%	0,18	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,42,88	1,10	0,10
0	6,72	6,72	41	42	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	1,72,66	1,16%	0,06	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	3,40,26	2,62	0,10
0	6,72	6,72	42	43	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,737	0,36%	0,15	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,90,42	1,49	0,10
0	6,72	6,72	43	44	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,334	0,22%	0,17	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	1,48,02	1,14	0,10
0	6,72	6,72	45	46	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	0,051	0,07%	0,20	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	85,67	0,66	0,10
0	6,72	6,72	46	47	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	1,957	0,05%	0,07	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	70,39	0,54	0,10
0	6,72	6,72	47	228	6,720	275,5	347	6,036	20,973	25,840	25,84	1,227	0,06%	0,20	16	0,4064	NOVA-OXI	0,009	90,40	0,70	0,10



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011



8

V m/s	α m	R m	H m	RASANTE					BATEA			RECUBRIMIENTO			Nº FICHA				LINEA DE ENERGÍA		
				DE	A	Cota	Cota Sup	Cota Int	Cota	Cota Sup	Cota Int	Sup	Inf	v2/2g	Nº	T	Sup	Cota energía			
0.77	0.05	0.03	0.03	1	2	1.990	2.000	207.57	0.030	205.72	205.19	2.940	2.380	0.030	1.388	SUPERCRITICO	0.252	0.060	2.030	205.27	OK
0.80	0.05	0.03	0.03	2	3	0.480	2.07.57	207.77	0.200	205.77	204.97	2.410	2.200	0.032	1.442	SUPERCRITICO	0.272	0.065	2.025	205.05	PROBLEMA
0.86	0.05	0.03	0.04	3.1	3	1.510	2.09.08	207.57	1.730	206.75	205.02	2.330	2.550	0.039	1.438	SUPERCRITICO	0.594	0.094	2.064	205.1	OK
0.55	0.04	0.03	0.03	3.1.1	3.1	0.040	2.09.12	209.08	0.040	207.74	203.00	1.980	2.200	0.015	1.035	CRITICO	0.245	0.058	2.07.20	206.8	PROBLEMA
0.75	0.03	0.02	0.01	3.1.1.2	3.1.1	2.250	2.09.12	209.12	-0.050	207.22	207.27	0.070	1.950	0.038	1.058	SUPERCRITICO	0.527	0.054	2.00.11	207.35	PROBLEMA
0.79	0.03	0.02	0.01	3.1.2	3.1	2.250	2.09.37	209.36	2.000	209.37	209.94	1.530	2.140	0.032	2.160	SUPERCRITICO	0.592	0.057	2.09.05	207.00	PROBLEMA
0.40	0.04	0.02	0.02	3.1.3	3.1	-0.200	2.09.09	209.08	0.200	207.59	206.99	2.770	2.190	0.038	0.940	SUBCRITICO	0.138	0.045	2.07.14	205.94	PROBLEMA
0.81	0.03	0.02	0.01	3.1.3.1	3.1.3	1.380	2.09.19	209.30	1.990	209.70	207.07	1.420	1.730	0.034	2.220	SUPERCRITICO	0.018	0.059	2.09.02	207.13	OK
0.89	0.07	0.04	0.05	3	4	0.530	2.07.77	206.74	0.390	204.36	204.57	2.270	2.070	0.039	1.267	SUPERCRITICO	0.302	0.110	2.05.07	204.68	OK
0.58	0.03	0.02	0.02	4.1	4	0.470	2.07.11	206.94	0.520	205.87	205.35	2.240	1.290	0.017	1.267	SUPERCRITICO	0.294	0.051	2.05.92	205.4	OK
0.59	0.03	0.02	0.01	4.1.1	4.1	0.440	2.07.55	207.11	0.620	206.25	205.90	1.000	1.180	0.016	1.025	SUPERCRITICO	0.329	0.043	2.06.59	205.97	OK
0.57	0.03	0.02	0.02	4.1.2	4.1	0.440	2.07.55	207.11	0.410	206.27	205.86	1.290	1.250	0.013	1.227	SUPERCRITICO	0.230	0.043	2.06.31	205.90	PROBLEMA
0.58	0.03	0.02	0.02	4.1.2.1	4.1.2	0.350	2.07.90	207.95	0.510	206.30	206.39	1.000	1.160	0.017	1.397	SUPERCRITICO	0.296	0.047	2.06.95	206.44	PROBLEMA
0.62	0.03	0.02	0.01	4.1.2.2	4.1.2	1.190	2.08.71	207.95	1.040	207.95	209.07	1.000	0.940	0.020	1.705	SUPERCRITICO	0.363	0.045	2.07.09	206.05	OK
0.48	0.03	0.02	0.02	-	4.1.2.2.2	0.140	2.08.95	208.71	0.190	207.95	207.66	1.000	1.050	0.012	1.055	CRITICO	0.196	0.045	2.07.90	207.1	OK
0.80	0.07	0.04	0.05	4	5	0.040	2.08.04	208.04	0.030	204.58	203.92	2.000	2.120	0.042	1.304	SUPERCRITICO	0.320	0.112	2.04.09	204.03	PROBLEMA
0.72	0.05	0.03	0.03	5.1	5	0.040	2.06.06	206.04	0.030	204.47	203.94	1.670	2.700	0.026	1.267	SUPERCRITICO	0.470	0.073	2.04.74	204.07	PROBLEMA
0.56	0.03	0.02	0.02	4.1	5.1	1.030	2.07.11	206.16	1.290	206.16	204.87	0.050	1.210	0.016	1.347	SUPERCRITICO	0.279	0.046	2.06.21	204.92	PROBLEMA
0.50	0.03	0.03	0.04	5.1.1	5.1	0.200	2.06.04	206.08	0.200	205.07	204.87	1.270	1.210	0.013	0.929	SUBCRITICO	0.182	0.065	2.05.13	204.93	OK
0.55	0.03	0.02	0.02	4.1.2	5.1.1	1.210	2.07.55	206.94	1.290	206.92	205.34	0.030	1.000	0.016	1.339	SUPERCRITICO	0.276	0.046	2.06.67	205.39	OK
0.53	0.03	0.02	0.02	5.1.1.1	5.1.1	0.420	2.08.70	206.70	0.290	205.36	205.06	1.400	1.290	0.014	1.170	SUPERCRITICO	0.243	0.048	2.05.41	205.13	PROBLEMA
0.70	0.03	0.02	0.02	4.1.2.1	5.1.1.1	1.950	2.08.71	206.76	2.140	207.95	209.57	1.000	1.250	0.025	1.700	SUPERCRITICO	0.446	0.055	2.07.71	205.57	OK
0.85	0.09	0.05	0.06	6	6	0.360	2.08.04	208.05	0.360	203.89	203.5	2.150	2.150	0.044	1.190	SUPERCRITICO	0.320	0.130	2.04.02	203.03	PROBLEMA
0.86	0.09	0.05	0.06	6	7	0.360	2.08.05	208.05	0.350	203.48	203.23	2.170	2.120	0.047	1.243	SUPERCRITICO	0.338	0.132	2.03.07	203.00	PROBLEMA
0.86	0.09	0.05	0.06	7	8	0.360	2.08.05	208.05	0.540	203.2	202.96	2.170	2.360	0.049	1.256	SUPERCRITICO	0.354	0.137	2.03.04	202.80	PROBLEMA
0.87	0.09	0.05	0.06	8	9	0.360	2.08.02	204.04	0.520	202.84	202.12	2.360	2.520	0.048	1.294	SUPERCRITICO	0.342	0.136	2.02.78	202.26	PROBLEMA
0.64	0.04	0.03	0.03	9.1	9	0.070	2.04.71	204.74	0.220	202.61	202.59	2.100	2.250	0.021	1.275	SUPERCRITICO	0.188	0.050	2.02.07	202.45	PROBLEMA
0.67	0.05	0.03	0.03	9.2	9.1	-0.690	2.04.02	204.71	0.310	202.92	202.71	1.000	2.000	0.019	1.137	SUPERCRITICO	0.166	0.065	2.03.09	202.78	PROBLEMA
0.42	0.05	0.03	0.03	9.2.1	9.2	0.920	2.04.04	204.02	0.410	202.43	202.02	1.470	1.000	0.039	0.740	SUBCRITICO	0.140	0.056	2.03.49	203.08	PROBLEMA
0.41	0.03	0.02	0.02	9.2.2	9.2	1.000	2.05.06	204.02	0.590	202.6	202.02	1.450	1.000	0.036	0.899	SUBCRITICO	0.143	0.042	2.03.04	203.06	PROBLEMA
0.43	0.04	0.03	0.03	9.2.1.1	9.2.1	0.320	2.05.19	204.04	0.310	203.75	203.44	1.440	1.400	0.016	0.920	SUBCRITICO	0.153	0.052	2.03.00	203.49	PROBLEMA
0.73	0.02	0.01	0.01	9.2.1	9.2.1	0.240	2.05.08	204.04	1.770	204.62	203.45	0.440	1.390	0.027	2.567	SUPERCRITICO	0.597	0.040	2.04.67	203.50	PROBLEMA
0.40	0.03	0.02	0.02	9.2.2.1	9.2.2	0.590	2.05.09	205.08	0.350	203.95	203.6	1.630	1.490	0.036	0.990	SUBCRITICO	0.138	0.042	2.03.99	203.94	PROBLEMA
0.40	0.04	0.02	0.03	9.2.1.1.1	9.2.1.1	0.430	2.05.02	205.19	0.190	203.95	203.77	1.670	1.420	0.036	0.799	SUBCRITICO	0.136	0.048	2.04.00	203.82	PROBLEMA
0.36	0.04	0.02	0.03	9.2.2.1	9.2.1.1	0.360	2.05.09	205.19	0.190	203.95	203.77	1.630	1.420	0.036	0.707	SUBCRITICO	0.107	0.046	2.04.00	203.82	OK
0.67	0.03	0.02	0.01	9.1	9.2.1.1.1	1.460	2.06.08	204.02	0.710	204.68	203.97	1.400	0.650	0.019	1.064	SUPERCRITICO	0.340	0.044	2.04.72	204.07	OK
0.57	0.03	0.02	0.02	9.2.2.1.1	9.2.1.1.1	0.360	2.05.98	205.02	0.650	204.6	203.95	1.390	1.070	0.017	1.388	SUPERCRITICO	0.296	0.047	2.04.65	204.00	PROBLEMA
0.63	0.03	0.02	0.01	9.2.1.1.1	9.2.2.1.1	0.790	2.06.70	205.98	0.700	205.36	204.6	1.400	1.380	0.020	1.710	SUPERCRITICO	0.367	0.045	2.05.41	204.05	OK
0.57	0.03	0.02	0.01	9.2.2.1.1	9.2.2.1.1	0.400	2.05.98	205.98	0.040	204.28	203.94	1.400	1.040	0.016	1.020	SUPERCRITICO	0.360	0.042	2.04.62	203.98	OK
1.04	0.10	0.05	0.07	9	10	1.000	2.04.04	204.04	0.700	202.71	201.41	2.530	2.230	0.035	1.253	SUPERCRITICO	0.378	0.151	2.02.26	201.56	PROBLEMA
1.49	0.08	0.04	0.05	10	11	0.400	2.03.04	203.24	0.340	201.4	201.06	2.240	2.180	0.114	2.090	SUPERCRITICO	0.935	0.189	2.01.59	201.25	PROBLEMA
1.69	0.06	0.04	0.04	11	12	2.070	2.03.24	203.24	2.030	201.04	201.51	2.200	2.170	0.200	2.920	SUPERCRITICO	1.342	0.294	2.01.27	201.74	OK
0.65	0.13	0.07	0.10	12	13	0.240	2.00.63	200.39	0.000	278.43	278.37	2.200	2.020	0.022	0.601	SUBCRITICO	0.139	0.153	2.78.58	278.52	OK
0.88	0.11	0.06	0.08	13	14	0.520	2.00.39	279.87	0.040	278.36	278.02	2.000	1.950	0.039	1.007	CRITICO	0.261	0.147	2.78.57	278.77	OK
0.73	0.12	0.07	0.09	14	15	0.000	2.79.87	279.87	0.200	278.07	277.81	1.850	2.000	0.028	0.770	SUBCRITICO	0.176	0.149	2.78.16	277.96	OK
1.04	0.09	0.05	0.07	15	16	0.740	2.79.69	279.65	0.420	277.90	277.36	1.890	2.170	0.035	1.292	SUPERCRITICO	0.388	0.149	2.77.95	277.53	OK
0.69	0.11	0.06	0.08	16	17	0.620	2.79.65	279.60	0.240	277.37	277.13	2.180	1.770	0.040	1.042	CRITICO	0.267	0.145	2.77.52	277.28	OK
1.17	0.09	0.05	0.08	17	18	0.000	2.78.90	278.92	0.460	277.12	276.66	1.790	2.160	0.063	1.390	SUPERCRITICO	0.452	0.154	2.77.27	276.81	OK
1.17	0.09																				

**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**



9

0,09	0,12	0,07	0,09	21	22	-0,190	276,01	271,40	0,060	274,46	274,36	2,150	3,020	0,024	0,751	SUBCRITICO	0,157	0,143	274,60	274,52		OK
0,09	0,10	0,06	0,07	22	23	-0,360	277,40	277,70	0,030	274,37	274,34	3,030	3,360	0,043	1,126	SUBCRITICO	0,294	0,150	274,51	274,48		OK
0,06	0,10	0,06	0,07	23	24	-0,340	277,70	276,04	0,360	274,3	273,94	3,410	4,100	0,038	1,142	CRITICO	0,292	0,138	274,44	274,00		PROBLEMA
0,06	0,08	0,06	0,08	24	25	0,010	276,04	276,05	-0,090	273,94	274,03	4,110	4,000	0,008	0,908	CRITICO	0,290	0,138	274,37	274,00		PROBLEMA
0,06	0,05	0,02	0,02	25,1	25	-0,400	277,03	276,05	1,070	275,06	273,99	2,570	4,040	0,049	2,369	SUBCRITICO	0,496	0,079	275,14	274,07		PROBLEMA
0,07	0,04	0,03	0,03	25,1,1	25,1	-0,360	276,07	277,03	0,120	275,16	275,06	1,490	2,570	0,037	0,676	SUBCRITICO	0,160	0,052	275,23	275,11		PROBLEMA
0,09	0,02	0,01	0,01	25,1,1,1	25,1,1	1,400	276,07	276,07	0,920	276,22	275,3	1,850	1,370	0,024	2,419	SUBCRITICO	0,290	0,043	276,26	275,34		OK
0,01	0,11	0,06	0,06	25	26	-0,660	276,09	276,09	0,200	273,96	273,72	4,050	5,170	0,053	0,960	CRITICO	0,217	0,145	274,13	273,87		PROBLEMA
1,06	0,07	0,04	0,05	26	27	0,250	276,09	276,04	0,230	273,72	273,49	5,170	5,150	0,140	2,478	SUBCRITICO	1,069	0,260	273,93	273,70		OK
0,03	0,11	0,06	0,06	27	28	1,900	276,04	276,74	0,270	273,44	273,17	5,200	3,570	0,035	0,947	CRITICO	0,235	0,145	273,56	273,21		PROBLEMA
1,26	0,06	0,05	0,05	28	29	2,070	276,74	274,07	0,290	273,16	272,87	3,580	1,800	0,084	1,771	SUBCRITICO	0,623	0,162	273,32	273,03		PROBLEMA
1,72	0,07	0,04	0,05	29	30	0,670	274,07	274,00	0,660	272,86	272,00	1,870	2,000	0,152	2,581	SUBCRITICO	1,160	0,221	273,08	272,22		OK
1,77	0,07	0,04	0,04	30	31	1,760	274,00	272,22	1,430	271,85	270,52	2,050	1,700	0,160	2,778	SUBCRITICO	1,224	0,221	272,16	270,75		OK
1,51	0,07	0,04	0,04	31	32	2,170	272,22	270,05	1,650	270,51	268,66	1,710	1,390	0,116	2,366	SUBCRITICO	0,680	0,163	270,69	268,84		OK
1,42	0,07	0,05	0,05	32	33	0,270	270,05	269,84	0,330	268,47	268,14	1,590	1,700	0,102	2,063	SUBCRITICO	0,701	0,170	268,65	268,32		OK
0,08	0,12	0,07	0,08	33	34	-0,100	269,84	271,06	0,030	268,72	269,16	1,720	2,910	0,024	0,756	SUBCRITICO	0,156	0,141	268,26	268,23		OK
0,70	0,12	0,07	0,08	34	35	0,340	271,06	270,66	0,160	268,07	267,91	2,800	2,750	0,025	0,769	SUBCRITICO	0,161	0,142	268,21	268,05		PROBLEMA
0,50	0,05	0,03	0,03	35,1	35	0,030	270,69	270,06	0,050	268,49	268,44	2,230	2,220	0,010	1,162	CRITICO	0,290	0,067	268,50	268,51		OK
0,71	0,04	0,02	0,02	35,2	35,1	-0,030	270,66	270,69	0,640	268,13	268,49	1,530	2,350	0,025	1,107	SUBCRITICO	0,477	0,063	268,19	268,55		PROBLEMA
0,48	0,05	0,02	0,02	35,2	35,2	0,240	270,66	270,66	0,120	268,36	268,14	1,660	1,720	0,012	1,160	CRITICO	0,246	0,040	268,09	268,19		PROBLEMA
0,46	0,05	0,03	0,04	35,2	35,2	0,170	270,65	270,05	0,250	268,2	268,1	1,700	1,700	0,011	0,756	SUBCRITICO	0,159	0,051	268,37	268,17		PROBLEMA
0,05	0,04	0,02	0,02	35,2,1	35,2,1	0,100	270,62	270,65	0,340	268,52	268,13	1,710	1,470	0,010	0,900	CRITICO	0,197	0,040	268,57	268,23		PROBLEMA
0,09	0,05	0,03	0,03	35,2,2	35,2,2	0,190	270,40	270,62	0,120	268,92	268,5	0,880	1,120	0,012	0,381	SUBCRITICO	0,069	0,051	268,67	268,55		PROBLEMA
0,06	0,04	0,02	0,02	35,2	35,2	0,330	270,36	270,62	0,170	268,36	268,21	1,360	1,110	0,016	0,790	SUBCRITICO	0,130	0,044	268,72	268,55		PROBLEMA
0,51											1,090						0,116					PROBLEMA
1,10	0,09	0,05	0,06	36	36	0,270	270,66	270,45	0,530	268,26	267,75	2,380	2,700	0,039	1,496	SUBCRITICO	0,487	0,158	268,44	267,91		OK
1,55	0,07	0,05	0,05	36	37	0,200	270,45	270,25	0,230	267,43	267,20	3,020	3,050	0,122	2,279	SUBCRITICO	0,912	0,196	267,63	267,40		OK
0,69	0,13	0,07	0,09	37	38	-0,400	270,25	270,05	0,170	266,05	265,94	4,200	4,710	0,094	0,725	SUBCRITICO	0,153	0,152	266,20	266,09		OK
0,70	0,13	0,07	0,10	38	39	0,670	270,05	269,96	0,120	265,30	265,03	4,730	4,190	0,025	0,722	SUBCRITICO	0,154	0,156	266,08	265,90		OK
2,07	0,06	0,03	0,04	39,1	39	1,000	270,96	269,96	2,420	266,7	266,26	2,290	3,700	0,050	4,842	SUBCRITICO	7,764	0,506	266,27	266,79		OK
1,13	0,14	0,09	0,12	39,1,1	39,1,1	-0,340	270,64	270,96	0,520	269,32	269,8	1,350	2,180	0,066	1,01	CRITICO	0,670	0,262	269,52	269,09		PROBLEMA
0,47	0,04	0,02	0,02	39,2,1	39,1,1	0,220	270,66	270,64	0,420	269,8	269,35	1,030	1,290	0,016	0,942	SUBCRITICO	0,161	0,042	269,65	269,40		PROBLEMA
0,73	0,13	0,07	0,09	39	40	1,620	269,96	269,36	0,730	265,76	265,05	4,210	2,710	0,027	0,763	SUBCRITICO	0,170	0,155	265,94	265,91		OK
0,70	0,13	0,07	0,10	40	41	0,360	269,36	268,00	0,170	265,03	265,52	2,730	2,480	0,025	0,720	SUBCRITICO	0,154	0,150	265,79	265,68		PROBLEMA
1,29	0,09	0,05	0,06	41	42	1,730	269,07	268,27	2,030	266,30	264,27	1,700	2,000	0,085	1,728	SUBCRITICO	0,639	0,170	266,47	264,44		OK
0,86	0,11	0,07	0,08	42	43	0,260	268,27	268,01	0,310	264,25	263,94	2,020	2,070	0,038	0,976	CRITICO	0,251	0,152	264,40	264,09		OK
0,71	0,13	0,07	0,09	43	44	0,320	268,01	265,69	0,120	263,91	263,79	2,100	1,900	0,026	0,745	SUBCRITICO	0,162	0,154	264,06	263,94		PROBLEMA
0,48	0,17	0,09	0,13	45	46	0,270	265,69	265,42	0,060	263,79	263,72	1,970	1,700	0,012	0,420	SUBCRITICO	0,068	0,184	263,96	263,90		PROBLEMA
0,42	0,19	0,10	0,15	46	47	-0,520	265,42	265,97	0,040	263,71	263,67	1,710	2,300	0,039	0,947	SUBCRITICO	0,049	0,198	263,91	263,87		OK
0,50	0,17	0,09	0,12	47	220	-0,470	265,97	266,36	0,060	263,33	263,27	2,640	3,110	0,013	0,450	SUBCRITICO	0,074	0,179	263,51	263,45		PROBLEMA



**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





**FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO
PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA
2007 -2011**





UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA 2007 -2011



Rc m	V m/s	d m	R m	H m	SASANE				BATEA			RECUBRIMIENTO			Nº FROUD		Cota de agua				
					DE	A	Cota	Cota Sup	Cota Inf	Cota	Cota Sup	Cota Inf	Sup	Inf	v/2g	Nº	f	Ebp	Sup	Inf	
0.0208	0.625	0.03	0.02	0.01	70	75	0.950	281.04	2.8109	0.200	281.36	2.8170	2.280	1.960	0.020	1.709	SUPERFICIAL	0.205	0.046	281.41	281.75
0.0208	0.625	0.03	0.02	0.02	75	25	2.520	281.09	2.8157	1.960	281.74	2.7598	2.360	0.960	0.020	1.937	SUPERFICIAL	0.340	0.053	281.79	274.63
0.0208	0.746	0.05	0.03	0.03	25	35	0.640	281.57	2.7593	0.650	279.50	2.7885	1.070	1.980	0.020	1.287	SUPERFICIAL	0.247	0.070	279.58	279.93
0.0208	0.831	0.05	0.03	0.04	35	45	0.970	279.93	2.7538	0.740	278.70	2.7796	1.230	1.400	0.020	1.388	SUPERFICIAL	0.293	0.080	278.79	279.05
0.0208	0.963	0.03	0.02	0.02	45.1	45	0.780	279.92	2.7536	0.430	278.30	2.7787	1.220	1.460	0.076	1.369	SUPERFICIAL	0.160	0.046	278.35	277.92
0.0208	0.930	0.05	0.04	0.04	45	55	0.690	279.36	2.7871	0.690	277.81	2.7726	1.690	1.490	0.036	1.275	SUPERFICIAL	0.513	0.086	277.91	277.36
0.0208	0.911	0.03	0.02	0.02	55.1	55	0.370	279.02	2.7871	1.040	278.02	2.7881	1.030	1.750	0.013	1.134	SUPERFICIAL	0.228	0.047	278.07	277.03
0.0208	0.952	0.03	0.02	0.02	55.2	55	-0.220	278.46	2.7871	0.430	277.48	2.7798	1.070	1.990	0.076	1.134	SUPERFICIAL	0.154	0.046	277.53	277.50
0.0208	0.697	0.70	0.05	0.07	55	65	1.040	278.71	2.7767	0.990	276.95	2.7637	1.790	1.300	0.025	0.874	SUBCRÍTICO	0.035	0.121	277.07	276.46
0.0208	0.699	0.03	0.04	0.06	65.1	65	1.170	278.81	2.7770	0.360	276.79	2.7640	2.020	1.300	0.023	0.896	SUBCRÍTICO	0.171	0.100	276.89	276.90
0.0208	0.862	0.04	0.03	0.03	65.1.1.1.1.1.2	65.1.1.1.1.1.1	-0.060	278.75	2.7881	0.050	277.09	2.7700	1.690	1.870	0.033	1.518	SUPERFICIAL	0.296	0.075	277.17	277.08
0.0208	0.646	0.05	0.03	0.03	65.1	65.1.1.1.1.1.2	0.270	279.02	2.7875	0.520	277.62	2.7770	1.400	1.690	0.021	1.170	SUPERFICIAL	0.163	0.072	277.69	277.17
0.0208	0.411	0.04	0.02	0.02	7A.1.1.1.2.1	65.1	-0.250	278.77	2.7902	0.290	277.94	2.7765	0.830	1.370	0.030	0.885	SUBCRÍTICO	0.011	0.046	277.99	277.70
0.0208	0.998	0.03	0.02	0.02	65.1.1	65.1	0.690	279.70	2.7902	0.420	278.17	2.7765	1.630	1.370	0.076	1.369	SUPERFICIAL	0.162	0.046	278.22	277.70
0.0208	0.484	0.03	0.02	0.02	7A.1.1.1.2.1.1	65.1.1.1.1.1.1	0.930	279.37	2.7881	1.070	277.94	2.7693	1.370	1.980	0.072	1.763	SUPERFICIAL	0.279	0.043	277.95	276.97
0.0208	0.870	0.03	0.02	0.02	65.1.1.1.1.1.1	65.1.1.1.1.1.1	0.750	279.95	2.7881	0.750	277.64	2.7635	1.320	1.690	0.079	1.472	SUPERFICIAL	0.180	0.046	277.65	276.90
0.0208	0.958	0.03	0.02	0.01	75.1	65	1.520	279.59	2.7767	1.490	277.82	2.7834	1.370	1.530	0.018	1.636	SUPERFICIAL	0.334	0.043	277.88	276.38
0.0208	0.825	0.70	0.06	0.12	75	75	0.040	277.87	2.7783	0.300	276.70	2.7581	1.570	1.830	0.041	0.934	SUBCRÍTICO	0.185	0.230	276.31	276.03
0.0208	1.317	0.74	0.06	0.13	75	85	0.950	277.83	2.7688	1.730	275.44	2.7431	2.590	2.370	0.091	1.791	SUPERFICIAL	0.006	0.233	275.67	274.54
0.0208	1.342	0.54	0.06	0.13	85	85	0.770	276.69	2.7597	0.520	274.25	2.7397	2.360	2.000	0.062	1.204	SUPERFICIAL	0.921	0.232	274.52	274.20
0.0208	0.989	0.04	0.02	0.03	85.1	85	0.070	276.04	2.7597	0.230	274.00	2.7377	2.040	2.200	0.076	1.126	SUPERFICIAL	0.152	0.099	274.06	273.83
0.0208	0.984	0.04	0.03	0.03	95.1.1	85.1	-0.060	275.44	2.7604	0.300	274.31	2.7403	1.690	1.990	0.077	1.798	SUPERFICIAL	0.157	0.090	274.44	274.54
0.0208	0.679	0.04	0.02	0.02	95.1.1.1	95.1.1	0.040	275.48	2.7544	0.290	274.65	2.7440	0.830	1.040	0.020	1.288	SUPERFICIAL	0.163	0.097	274.71	274.46
0.0208	0.844	0.02	0.01	0.01	75	95.1.1.1	2.590	277.83	2.7544	1.990	276.96	2.7478	1.270	0.990	0.030	2.984	SUPERFICIAL	0.437	0.099	276.42	274.84
0.0208	1.762	0.02	0.01	0.01	95.1.1.1.1	95.1.1.1.1	1.870	277.35	2.7548	1.730	276.40	2.7570	0.990	0.790	0.099	4.029	SUPERFICIAL	0.813	0.099	276.46	274.79
0.0208	0.872	0.03	0.02	0.02	95.1.1.1.1.1	95.1.1.1.1.1	0.360	277.71	2.7735	0.400	276.90	2.7630	0.870	0.890	0.079	1.478	SUPERFICIAL	0.180	0.046	276.95	276.35
0.0208	0.625	0.03	0.02	0.01	95.2	95.1.1.1.1.1.1	0.780	278.46	2.7771	0.400	277.40	2.7598	1.090	0.770	0.020	0.711	SUPERFICIAL	0.025	0.046	277.46	277.05
0.0208	1.028	0.76	0.07	0.13	95	95	0.070	279.97	2.7590	0.290	279.99	2.7330	2.430	2.600	0.094	0.968	SUBCRÍTICO	0.303	0.211	279.76	279.91
0.0208	0.627	0.03	0.02	0.02	105.1	95	1.170	277.01	2.7590	1.790	276.13	2.7494	0.990	0.990	0.020	1.575	SUPERFICIAL	0.154	0.090	276.18	274.96
0.0208	2.098	0.06	0.05	0.07	105.2	105	3.700	275.90	2.7280	1.960	273.78	2.7199	2.720	0.870	0.224	2.978	SUPERFICIAL	15.73	0.376	273.90	272.31
0.0208	1.690	0.11	0.06	0.08	105	105	-0.410	272.80	2.7321	0.990	271.95	2.7180	0.890	2.270	0.144	1.898	SUPERFICIAL	0.70	0.263	272.20	271.25
0.0208	1.260	0.17	0.06	0.21	125	105	1.750	273.21	2.7746	0.640	270.90	2.7026	2.370	1.200	0.081	0.891	SUBCRÍTICO	0.850	0.299	271.76	270.52
0.0208	1.025	0.17	0.07	0.16	135	105	0.780	271.46	2.7131	0.240	270.21	2.6997	1.290	1.340	0.054	0.828	SUBCRÍTICO	0.262	0.228	270.44	270.20
0.0208	1.984	0.19	0.06	0.10	145	105	-0.350	271.31	2.7199	0.790	269.90	2.6919	1.470	2.970	1.199	1.976	SUPERFICIAL	0.724	0.240	270.54	269.39
0.0208	1.992	0.54	0.07	0.11	155	105	0.990	271.89	2.7080	0.990	269.70	2.6902	2.990	1.980	0.128	1.991	SUPERFICIAL	0.799	0.289	269.37	269.19
0.0208	1.379	0.04	0.02	0.03	75.1	105	6.930	277.98	2.7199	6.930	275.61	2.6951	2.390	2.790	0.084	2.672	SUPERFICIAL	14.94	0.129	275.74	269.64
0.0208	0.948	0.03	0.02	0.02	105.1	75.1	-0.060	277.01	2.7798	0.940	276.25	2.7671	0.790	2.290	0.079	1.523	SUPERFICIAL	0.152	0.046	276.30	275.76
0.0208	0.674	0.03	0.02	0.02	75	75.1	-0.330	277.83	2.7798	0.990	276.30	2.7671	1.330	2.290	0.079	1.494	SUPERFICIAL	0.191	0.046	276.35	275.75
0.0208	0.676	0.03	0.02	0.02	105.1.1	75.1	1.230	279.79	2.7798	2.070	277.79	2.7579	1.400	2.780	0.021	1.633	SUPERFICIAL	0.411	0.093	277.84	275.83
0.0208	0.972	0.06	0.04	0.06	105.1	105	1.170	272.77	2.7798	1.170	270.90	2.6982	1.840	1.840	0.042	1.799	SUPERFICIAL	0.996	0.126	271.09	269.95
0.0208	1.122	0.03	0.02	0.02	105.1.1	105.1	6.420	279.79	2.7277	5.210	277.11	2.7198	2.090	0.870	0.094	2.489	SUPERFICIAL	1.100	0.098	277.21	272.00
0.0208	0.974	0.03	0.02	0.02	105.1.1.1	105.1.1	0.340	279.53	2.7919	1.340	278.99	2.7722	0.970	1.970	0.077	1.399	SUPERFICIAL	0.296	0.047	278.61	277.27
0.0208	0.642	0.06	0.04	0.06	105.1.2	105.1	0.690	279.42	2.7277	0.370	277.13	2.7096	2.090	1.870	0.021	0.846	SUBCRÍTICO	0.196	0.099	277.43	277.06
0.0208	0.999	0.02	0.01	0.01	105.1.2.1	105.1.2	4.340	277.76	2.7342	3.930	276.06	2.7213	1.700	1.290	0.047	3.397	SUPERFICIAL	10.03	0.099	276.13	272.20
0.0208	0.794	0.03	0.02	0.01	85.1.1.1.1.1.1	105.1.2.1.1	1.930	279.99	2.7776	1.670	278.23	2.7696	1.330	1.200	0.029	2.092	SUPERFICIAL	0.913	0.094	278.28	276.61
0.0208	0.789	0.05	0.03	0.04	105.1.2.2	105.1.2	0.240	279.89	2.7342	0.200	277.95	2.7195	2.170	2.070	0.032	1.520	SUPERFICIAL	0.260	0.094	277.83	277.43
0.0208	1.622	0.03	0.02	0.02	105.1.2.2.1	105.1.2.2	1.730	279.39	2.7388	2.780	273.97	2.7179	1.420	1.870	0.134	3.917	SUPERFICIAL	2.984	0.164	274.13	277.95
0.0208	0.994	0.05	0.03	0.04	105.1.2.2.1.1	105.1.2.2.1	1.640	277.03	2.7939	0.940	274.33	2.7399	2.730	1.400	0.096	0.897	SUBCRÍTICO	0.229	0.074	274.40	274.06
0.0208	0.990	0.04	0.02	0.02	7A.1.1.2	105.1.2.2.1.1	2.090	279.52	2.7703	2.990	277.99	2.7508	1.490	1.690	0.039	1.789	SUPERFICIAL	0.829	0.075	277.73	275.75
0.0208	0.491	0.03	0.02	0.02	7A.1.1.1.2.1.1.1	7A.1.1.2	0.790	278.31	2.7912	0.400	279.70	2.7770	1.270	1.420	0.072	1.099	CRÍTICO	0.174	0.046	278.75	277.75
0.0208	0.969	0.03	0.02	0.02	105.1.2.2.2	105.1.2.2	0.960	279.61	2.7396	1.990	272.95	2.7179	1.690	1.870	0.078	1.422	SUPERFICIAL	0.312	0.046	273.00	271.94
0.0208	0.962	0.03	0.02	0.01	8A	105.1.2.2.2	1.380	279.99	2.7461	1.260	274.30	2.7301	1.690	1.800	0.078	1.621	SUPER				

FORMULACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO PARA EL MUNICIPIO DE NARIÑO CUNDINAMARCA 2007 -2011



12

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Dotación L/Hab/día 270
Caudal Unitario L/s-Ha 0,90
Coeficiente de Retorno 0,7
Densidad (Hab) 410

NIVEL DE COMPLEJIDAD
C Infit 0,28 L/s/Ha
C Erradas 0,100 L/s/Ha

Q (nd) 0,40 l/s-Ha
Q (com) 0,40 l/s-Ha
Q (Inst) 0,40 l/s-Ha
Q (Dmst) 0,90 l/s-Ha

ENTRADA DE ÁREAS (Ha)			DE	A	AREA (Ha)	Poblacion Hab	F/MAYOR Harmon	Qmed s/Ha	Q/MH L/s	QMH-CE-IF L/s	Qdis L/s	Long m	Pend %	Q/Qo	DIAM		TIPO DE MATERIAL	maning	Qo L/s
Propia	Acumulada	Total													Pig	m			
0,18	0	0,18	1A	2A	0,180	73	+28	0,152	0,692	0,848	1,90	41,95	0,31%	0,07	8	0,2032	GRES	0,012	2073
0,14	0	0,14	2A,1	2A	0,140	57	+30	0,126	0,541	0,664	1,90	33,65	0,39%	0,07	8	0,2032	GRES	0,012	2304
0,34	0	0,34	2A,2	2A	0,340	139	+20	0,305	1,284	1,574	1,87	91,34	1,15%	0,03	8	0,2032	NOVAFORT	0,009	5299
0,25	0,66	0,91	2A	3A	0,910	373	+04	0,818	3,300	+051	4,05	57,21	0,96%	0,15	8	0,2032	GRES	0,012	2772
0	0,91	0,91	3A	4A	0,910	373	+04	0,818	3,300	+051	4,05	7,72	1,81%	0,08	8	0,2032	GRES	0,012	4992
0,31	+0,01	+3,32	4A	5A	+3,320	1771	3,63	3,882	14,075	17,322	17,32	38,71	0,89%	0,61	8	0,2032	GRES	0,012	2897
0	+3,32	+3,32	5A	6A	+3,320	1771	3,63	3,882	14,075	17,322	17,32	50,11	1,62%	0,37	8	0,2032	GRES	0,012	4713
0,35	0	0,35	2A,2	6A	0,350	143	+20	0,314	1,320	1,619	1,62	74,33	2,21%	0,01	10	0,254	NOVAFORT	0,009	133,11
0,07	+6,7	+7,4	6A	7A	+7,400	1543	3,60	+289	15,313	18,890	18,85	31,07	0,97%	0,52	8	0,2032	GRES	0,012	3642
0,17	5,89	5,76	7A,1	7A	5,760	2361	3,53	5,775	18,262	22,490	22,49	69,02	1,97%	0,43	8	0,2032	GRES	0,012	5203
0,07	5,52	5,89	7A,1,1	7A,1	5,590	2291	3,54	5,023	17,776	21,890	21,89	41,05	-1,02%	#;NUM!	8	0,2032	GRES	0,012	#NUM!
0,5	0	0,5	7A,1,1,2	7A,1,1	0,500	205	+14	0,449	1,862	2,284	2,28	117,99	0,37%	0,10	8	0,2032	GRES	0,012	2264
0,37	+3,32	+6,69	7A,1,1,1	7A,1,1	+6,690	1922	3,60	+214	15,167	18,669	18,67	72,14	0,44%	0,76	8	0,2032	GRES	0,012	2469
0,33	0	0,33	2A,2	7A,1,1	0,330	136	+21	0,297	1,244	1,529	1,53	91,36	0,62%	0,05	8	0,2032	GRES	0,012	2928
0,47	0	0,47	7A,1,1,1,1	7A,1,1,1	0,470	192	+15	0,422	1,754	2,152	2,15	109,85	1,36%	0,05	8	0,2032	GRES	0,012	4317
0,26	2,78	3,04	7A,1,1,1,2	7A,1,1,1	3,040	1245	3,74	2,731	10,205	12,951	12,95	47,91	0,31%	0,61	8	0,2032	GRES	0,012	2074
0,43	0,38	0,81	7A,1,1,1,3	7A,1,1,1	0,810	332	+06	0,728	2,954	3,625	3,63	75,41	-0,29%	#;NUM!	8	0,2032	GRES	0,012	#NUM!
0	0,38	0,38	7A,1,1,1,3,1	7A,1,1,1,3	0,380	155	+19	0,341	1,429	1,753	1,75	18,6	0,54%	0,06	8	0,2032	GRES	0,012	2718
0,38	0	0,38	2A,2	7A,1,1,3,1	0,380	155	+19	0,341	1,429	1,753	1,75	76,85	1,40%	0,04	8	0,2032	GRES	0,012	4382
0,26	2,52	2,78	7A,1,1,1,2,1	7A,1,1,1,2	2,780	1139	3,76	2,468	9,369	11,957	11,96	48,79	0,12%	0,89	8	0,2032	GRES	0,012	1300
0,66	0,88	1,54	7A,1,1,1,2,1,1	7A,1,1,1,2,1	1,540	631	3,92	1,384	5,424	6,663	6,66	119,46	1,12%	0,17	8	0,2032	GRES	0,012	3926
0,52	0	0,52	7A,1,1,1,2,1,1,1	7A,1,1,1,2,1,1	0,520	213	+14	0,467	1,933	2,372	2,37	97,63	0,87%	0,07	8	0,2032	GRES	0,012	3489
0,36	0	0,36	7A,1,1,1,2,1,1,2	7A,1,1,1,2,1,1	0,360	147	+19	0,323	1,357	1,664	1,66	50,39	0,54%	0,06	8	0,2032	GRES	0,012	2713
0	0,98	0,98	7A,1,1,1,2,1,2	7A,1,1,1,2	0,980	401	+02	0,881	3,541	4,347	4,35	4,75	2,11%	0,08	8	0,2032	GRES	0,012	5378
0,18	0	0,18	7A,1,1,1,2,1,2,1	7A,1,1,1,2,1,2	0,180	73	+28	0,152	0,692	0,848	1,90	32,28	2,01%	0,03	8	0,2032	GRES	0,012	5260
0,43	0,37	0,8	7A,1,1,1,2,1,2,2	7A,1,1,1,2,1,2	0,800	328	+06	0,719	2,920	3,583	3,58	80,01	0,20%	0,22	8	0,2032	GRES	0,012	1688
0,37	0	0,37	7A,1,1,1,2,1,2,2,1	7A,1,1,1,2,1,2,2	0,370	151	+19	0,332	1,368	1,709	1,71	94,02	0,65%	0,06	8	0,2032	GRES	0,012	2996
0	10,5	10,5	7A	8A	10,500	+305	3,30	9,434	31,176	38,462	38,46	59,57	0,30%	1,89	8	0,2032	GRES	0,012	2031
0,17	0,26	0,43	8A,1	8A	0,430	176	+17	0,396	1,610	1,975	1,98	40,25	7,33%	0,02	8	0,2032	GRES	0,012	100,35
0,26	0	0,26	7A,1,1	8A,1	0,260	105	+24	0,294	0,990	1,214	1,90	60,05	0,62%	0,05	8	0,2032	GRES	0,012	2909
0	10,93	10,93	9A	9A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	9,58	2,83%	0,14	14	0,3596	GRES	0,012	277,19
0	10,93	10,93	9A	10A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	66,34	3,36%	0,13	14	0,3596	GRES	0,012	303,60
0	10,93	10,93	10A	11A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	161,41	0,84%	0,26	14	0,3596	GRES	0,012	151,32
0	10,93	10,93	11A	12A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	104,96	0,73%	0,28	14	0,3596	GRES	0,012	141,20
0	10,93	10,93	12A	13A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	123,21	1,05%	0,24	14	0,3596	GRES	0,012	168,68
0	10,93	10,93	13A	14A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	44,18	2,83%	0,14	14	0,3596	GRES	0,012	277,30
0	10,93	10,93	14A	15A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	225,49	0,78%	0,27	14	0,3596	GRES	0,012	146,06
0	10,93	10,93	15A	16A	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	99,19	0,42%	0,37	14	0,3596	GRES	0,012	107,27
0	10,93	10,93	16A	21B	10,930	+481	3,29	9,821	32,298	39,890	39,85	1,43	-3,80%	#;NUM!	14	0,3596	GRES	0,012	#NUM!



RELACIONES HIDRAULICAS					
V0	Ro	V	d	R	H
m/s	m	m/s	m	m	m
0,64	0,0908	0,31	0,04	0,03	0,03
0,71	0,0908	0,34	0,04	0,02	0,03
1,63	0,0908	0,59	0,03	0,02	0,01
0,65	0,0908	0,50	0,06	0,03	0,04
1,54	0,0908	0,78	0,04	0,03	0,03
0,88	0,0908	0,79	0,13	0,05	0,11
1,46	0,0908	1,12	0,10	0,05	0,07
2,63	0,0636	0,77	0,02	0,02	0,01
1,12	0,0908	0,96	0,12	0,05	0,09
1,60	0,0908	1,30	0,10	0,05	0,08
#N/UM!	0,0908	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!
0,70	0,0908	0,38	0,05	0,03	0,03
0,76	0,0908	0,73	0,15	0,05	0,14
0,50	0,0908	0,41	0,04	0,02	0,02
1,33	0,0908	0,57	0,03	0,02	0,02
0,64	0,0908	0,58	0,13	0,05	0,11
#N/UM!	0,0908	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!
0,84	0,0908	0,40	0,04	0,02	0,03
1,36	0,0908	0,58	0,03	0,02	0,02
0,40	0,0908	0,41	0,17	0,05	0,18
1,21	0,0908	0,74	0,06	0,04	0,04
1,07	0,0908	0,50	0,04	0,02	0,03
0,84	0,0908	0,40	0,04	0,02	0,03
1,66	0,0908	0,84	0,04	0,03	0,03
1,62	0,0908	0,59	0,03	0,02	0,01
0,51	0,0908	0,34	0,07	0,04	0,05
0,92	0,0908	0,42	0,04	0,02	0,02
0,63	0,0908	0,65	0,19	0,05	0,32
3,09	0,0908	0,90	0,02	0,01	0,01
0,50	0,0908	0,41	0,04	0,02	0,02
2,79	0,0889	1,65	0,10	0,05	0,07
3,05	0,0889	1,77	0,10	0,05	0,07
1,52	0,0889	1,07	0,14	0,08	0,10
1,42	0,0889	1,01	0,15	0,08	0,11
1,70	0,0889	1,15	0,13	0,07	0,10
2,79	0,0889	1,65	0,10	0,05	0,07
1,47	0,0889	1,04	0,14	0,08	0,11
1,08	0,0889	0,84	0,17	0,09	0,13
#N/UM!	0,0889	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!

DE	A	RASANTE			BATEA			CUBRIMIENT			Nº R OUD			COTA DE ENERGIA		
		Codo	Cota Sup	Cota Inf	Codo	Cota Sup	Cota Inf	Sup	Inf	V2/2g	NF	T	E Esp	Sup	Inf	
		m			m			m	m	m		Kg/m2	m	sup	Inf	
1A	2A	-0,40	278,13	278,54	0,130	277,23	277,10	0,900	1,440	0,005	0,266	SUBCRITICO	0,081	0,048	277,28	277,15
2A,1	2A	-0,340	278,20	278,54	0,130	277,15	277,02	1,050	1,520	0,006	0,665	SUBCRITICO	0,054	0,046	277,20	277,07
2A,2	2A	0,250	278,79	278,54	1,050	278,19	277,14	0,600	1,400	0,018	1,619	SUPERCRITICO	0,184	0,043	278,23	277,18
3A	3A	-0,650	277,02	277,71	0,320	277,02	276,70	0,000	1,040	0,013	0,789	SUBCRITICO	0,190	0,072	277,09	276,77
4A	4A	-0,250	277,71	277,96	0,140	276,68	276,54	1,030	1,420	0,031	1,417	SUPERCRITICO	0,488	0,076	276,76	276,62
5A	5A	0,600	277,96	277,36	0,230	276,53	276,30	1,430	1,040	0,032	0,769	SUBCRITICO	0,343	0,159	276,69	276,46
6A	6A	0,750	277,36	276,61	0,810	276,29	275,48	1,070	1,130	0,064	1,316	SUPERCRITICO	0,790	0,159	276,45	275,64
7A,1	7A	2,080	278,64	276,96	1,640	277,04	275,4	1,600	1,160	0,030	2,400	SUPERCRITICO	0,336	0,053	277,09	275,45
8A	7A	0,370	276,61	276,24	0,300	275,34	275,04	1,270	1,200	0,047	0,998	CRITICO	0,533	0,163	275,30	275,20
9A,1	7A	1,380	277,62	276,24	1,360	275,62	274,26	2,000	1,980	0,085	1,441	SUPERCRITICO	1,029	0,191	275,81	274,45
10A,1,1	7A,1	1,150	278,77	277,62	-0,420	275,2	275,62	3,670	2,000	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	
11A,1,1,2	7A,1,1	0,360	279,12	278,77	0,440	277,91	277,47	1,210	1,300	0,007	0,648	SUBCRITICO	0,111	0,058	277,57	277,53
12A,1,1,1	7A,1,1	-0,330	278,44	278,77	0,320	275,5	275,18	2,940	3,890	0,028	0,633	SUBCRITICO	0,288	0,175	275,67	275,36
13A,2	7A,1,1	0,020	278,79	278,77	0,570	277,79	277,22	1,000	1,590	0,009	0,851	SUBCRITICO	0,142	0,046	277,84	277,27
14A,1,1,1,1	7A,1,1,1	0,800	279,24	278,44	1,490	277,85	276,36	1,390	2,080	0,016	1,251	SUPERCRITICO	0,283	0,050	277,90	276,41
15A,1,1,1,2	7A,1,1,1	-1,050	277,39	278,44	0,190	275,74	275,59	1,650	2,890	0,017	0,368	SUBCRITICO	0,181	0,144	275,88	275,73
16A,1,1,1,3	7A,1,1,1	-0,250	278,19	278,44	-0,220	276,21	276,43	1,980	2,040	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	
17A,1,1,1,3,1	7A,1,1,1,3	-0,070	278,12	278,19	0,100	276,32	276,22	1,800	1,970	0,008	0,785	SUBCRITICO	0,131	0,048	276,37	276,27
18A,2	7A,1,1,3,1	0,670	278,79	278,12	1,070	277,69	276,62	1,100	1,900	0,017	1,280	SUPERCRITICO	0,291	0,051	277,74	276,67
19A,1,1,1,2,1	7A,1,1,1,2	-0,220	277,17	277,39	0,060	275,81	275,75	1,360	1,640	0,008	0,308	SUBCRITICO	0,076	0,174	275,98	275,92
20A,1,1,1,2,1,1	7A,1,1,1,2,1	1,600	278,77	277,17	1,340	277,18	275,84	1,890	1,330	0,028	1,118	SUPERCRITICO	0,401	0,091	277,27	275,93
21A,1,1,1,2,1,1,1	7A,1,1,1,2,1,1	0,540	279,31	278,77	0,890	278,05	277,2	1,260	1,570	0,013	0,999	CRITICO	0,213	0,053	278,10	277,25
22A,1,1,1,2,1,1,2	7A,1,1,1,2,1,1	0,240	278,98	278,77	0,270	277,48	277,21	1,900	1,580	0,008	0,784	SUBCRITICO	0,131	0,048	277,53	277,26
23A,1,1,1,2,1,2	7A,1,1,1,2	-0,100	277,07	277,17	0,100	275,98	275,88	1,090	1,250	0,036	1,527	SUPERCRITICO	0,587	0,080	276,05	275,96
24A,1,1,1,2,1,2,1	7A,1,1,1,2,1,2	0,570	277,64	277,07	0,650	276,64	275,99	1,000	1,080	0,018	1,607	SUPERCRITICO	0,322	0,043	276,68	276,03
25A,1,1,1,2,1,2,2	7A,1,1,1,2,1,2	0,610	277,68	277,07	0,160	276,13	275,97	1,590	1,100	0,006	0,473	SUBCRITICO	0,079	0,078	276,21	276,05
26A,1,1,1,2,1,2,2,1	7A,1,1,1,2,1,2,2	0,430	278,11	277,68	0,610	276,87	276,26	1,240	1,420	0,009	0,868	SUBCRITICO	0,146	0,046	276,92	276,31
27A	8A	0,250	276,24	275,99	0,180	274,13	273,95	2,110	2,040	0,022	0,367	SUBCRITICO	0,175	0,211	274,34	274,16
28A,1	8A	2,710	278,70	275,99	2,990	277,07	274,12	1,630	1,870	0,042	3,161	SUPERCRITICO	0,890	0,090	277,13	274,18
29A,1,1	8A,1	0,070	278,77	278,70	0,370	277,07	276,7	1,700	2,000	0,008	0,846	SUBCRITICO	0,140	0,045	277,12	276,75
30A	9A	-0,180	275,99	276,17	0,270	273,94	273,67	2,050	2,500	0,138	1,948	SUPERCRITICO	1,679	0,241	274,18	273,91
31A	10A	4,900	276,17	271,27	2,290	273,62	271,27	2,690	0,000	0,160	2,139	SUPERCRITICO	1,940	0,260	273,78	271,53
32A	11A	0,590	272,67	272,12	1,360	271,25	269,89	1,420	2,230	0,058	1,053	CRITICO	0,636	0,168	271,45	270,09
33A	12A	1,840	272,12	270,26	0,770	269,88	269,11	2,240	1,190	0,052	0,580	CRITICO	0,570	0,198	270,08	269,31
34A	13A	2,470	270,26	267,79	1,290	269,09	267,8	1,170	-0,010	0,068	1,184	SUPERCRITICO	0,753	0,200	269,29	268,00
35A	14A	1,290	269,89	268,63	1,290	267,79	266,54	2,100	2,090	0,138	1,948	SUPERCRITICO	1,680	0,241	268,03	266,78
36A	15A	2,970	268,63	265,96	1,770	265,96	263,89	2,970	1,770	0,095	1,015	CRITICO	0,600	0,197	265,86	264,09
37A	15A	0,420	265,96	265,24	0,420	263,84	263,42	1,820	1,820	0,036	0,740	SUBCRITICO	0,387	0,205	264,05	263,63
38A	21B	-0,470	265,24	265,71	-0,050	263,39	263,44	1,850	2,270	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	#N/UM!	



14

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Dotación L/Hab/día	270	NIVEL DE COMPLEJIDAD	<input type="text" value="BAJO"/>	Q (nd)	0,40 l/s-Ha
Caudal Unitario Lt/s-Ha	0,90			Q (com)	0,40 l/s-Ha
Coefficiente de Retorno	0,7	C Infil	0,28 L/s-Ha	Q (nst)	0,40 l/s-Ha
Densidad (Hab)	410	C Eradías	0,100 L/s-Ha	Q (pmst)	0,90 l/s-Ha

	ENTRADA DE ÁREAS [Ha]	DE	A	ÁREA [Ha]	Poblacion	EMAYOR	Qmed	QMH	GM+CE+NF	Qds	Long	Pend	Q/Qs	DIAM	TPODE	maning	Qo	Vo				
2	0,18	0	0,18	1A	2A	0,180	73	Harman	0,162	0,892	0,848	1,50	41,58	0,91%	0,03	8	0,2032	NONFORIT	0,009	47,28	1,48	
2	0,14	0	0,14	2A.1	2A	0,140	57		0,128	0,541	0,894	1,50	33,85	0,80%	0,03	8	0,2032	NONFORIT	0,009	44,27	1,37	
3	0,07	4,67	4,74	8A	7A	4,740	1943		3,60	4,259	15,313	18,850	18,85	31,07	2,38%	0,25	8	0,2032	NONFORIT	0,009	78,28	2,35
5	0,17	5,50	5,78	7A.1	7A	5,780	2381		3,53	5,175	18,262	22,480	22,48	69,02	0,71%	0,54	8	0,2032	NONFORIT	0,009	41,84	1,28
1	0,07	5,52	5,59	7A.1.1	7A.1	5,590	2291		3,54	5,023	17,776	21,890	21,89	41,06	0,88%	0,47	8	0,2032	NONFORIT	0,009	46,28	1,43
2	0,5	0	0,5	7A.1.1.2	7A.1.1	0,500	205		4,14	0,449	1,862	2,284	2,28	117,90	1,11%	0,04	8	0,2032	NONFORIT	0,009	52,08	1,61
5	0,37	4,32	4,69	7A.1.1.1	7A.1.1	4,690	1922		3,60	4,214	15,167	18,859	18,87	72,14	0,37%	0,62	8	0,2032	NONFORIT	0,009	30,24	0,93
2	0,33	0	0,33	2A.2	7A.1.1	0,330	135		4,21	0,297	1,247	1,529	1,53	91,38	1,41%	0,03	8	0,2032	NONFORIT	0,009	58,73	1,81
5	0,26	2,76	3,04	7A.1.1.1.2	7A.1.1.1	3,040	1248		3,74	2,731	10,208	12,651	12,65	47,91	0,29%	0,47	8	0,2032	NONFORIT	0,009	26,72	0,82
1	0,43	0,35	0,81	7A.1.1.1.3	7A.1.1.1	0,810	332		4,06	0,728	2,954	3,628	3,63	75,41	0,66%	0,09	8	0,2032	NONFORIT	0,009	40,24	1,24
2	0	0,35	0,35	7A.1.1.1.3.1	7A.1.1.1.3	0,350	155		4,19	0,341	1,429	1,753	1,75	18,6	1,08%	0,03	8	0,2032	NONFORIT	0,009	51,25	1,58
2	0,26	2,52	2,78	7A.1.1.1.2.1	7A.1.1.1.2	2,780	1139		3,76	2,488	9,399	11,957	11,95	48,79	0,31%	0,42	8	0,2032	NONFORIT	0,009	27,40	0,85
3	0,52	0	0,52	7A.1.1.1.2.1.1	7A.1.1.1.2.1.1	0,520	213		4,54	0,467	1,933	2,372	2,37	97,83	0,82%	0,09	8	0,2032	NONFORIT	0,009	44,74	1,38
2	0,36	0	0,36	7A.1.1.1.2.1.2	7A.1.1.1.2.1.1	0,360	147		4,19	0,323	1,357	1,694	1,69	90,39	1,27%	0,03	8	0,2032	NONFORIT	0,009	55,70	1,72
5	0	0,90	0,90	7A.1.1.1.2.1.2.1	7A.1.1.1.2.1.2	0,900	401		4,02	0,881	3,541	4,347	4,35	4,75	0,84%	0,10	8	0,2032	NONFORIT	0,009	45,35	1,40
2	0,43	0,31	0,74	7A.1.1.1.2.2	7A.1.1.1.2.2	0,740	326		4,06	0,719	2,920	3,683	3,68	80,01	0,39%	0,12	8	0,2032	NONFORIT	0,009	30,76	0,95
4	0	10,5	10,5	7A	8A	10,500	4305		3,30	9,434	31,176	38,462	38,46	99,97	0,30%	0,78	10	0,254	NONFORIT	0,009	49,09	0,97
5	0,17	0,20	0,43	8A.1	8A	0,430	176		4,17	0,386	1,610	1,975	1,98	40,25	3,68%	0,02	8	0,2032	NONFORIT	0,009	94,77	2,92
2	0,20	0	0,20	7A.1.1	8A.1	0,200	106		4,24	0,234	0,980	1,214	1,50	60,08	1,78%	0,02	8	0,2032	NONFORIT	0,009	65,98	2,03
5	0	10,93	10,93	10A	11A	10,930	4481		3,29	9,821	32,298	39,850	39,85	161,41	0,66%	0,24	14	0,3596	NONFORIT	0,009	185,04	1,86
5	0	10,93	10,93	10A	14A	10,930	4481		3,29	9,821	32,298	39,850	39,85	44,18	2,51%	0,11	14	0,3596	NONFORIT	0,009	348,41	3,51
3	0	10,93	10,93	10A	15A	10,930	4481		3,29	9,821	32,298	39,850	39,85	225,40	0,94%	0,19	14	0,3596	NONFORIT	0,009	212,83	2,14
1	0	10,93	10,93	10A	21B	10,930	4481		3,29	9,821	32,298	39,850	39,85	1,43	0,70%	0,22	14	0,3596	NONFORIT	0,009	183,81	1,85



RELACIONES HIDRAULICAS																					
Ra	V	d	R	H			RASANTE		BATEA		RECUBRIMIENTO				Nº FROLD				TA DE ENERE		
0.0508	0.58	0.03	0.02	0.02	1A	2A	-0.470	278.73	278.54	0.380	277.43	277.05	0.700	1.480	0.017	1.408	SUPERCRITICO	0.172	0.047	277.48	277.70
0.0508	0.55	0.03	0.02	0.02	2A.1	2A	-0.340	278.20	278.54	0.270	277.35	277.08	0.850	1.480	0.015	1.319	SUPERCRITICO	0.151	0.045	277.40	277.73
0.0508	1.62	0.08	0.04	0.08	8A	7A	0.370	278.61	278.24	0.740	275.24	274.50	1.370	1.790	0.038	2.183	SUPERCRITICO	0.897	0.210	275.26	274.71
0.0508	1.12	0.12	0.06	0.10	7A.1	7A	1.380	277.62	278.24	0.480	274.75	274.28	2.870	1.980	0.064	1.134	SUPERCRITICO	0.325	0.183	274.30	274.44
0.0508	1.79	0.11	0.05	0.09	7A.1.1	7A.1	1.150	278.77	277.62	0.360	275.16	274.80	3.810	2.620	0.072	1.277	SUPERCRITICO	0.470	0.182	275.34	274.98
0.0508	0.69	0.03	0.02	0.02	7A.1.1.2	7A.1.1	0.350	279.12	278.77	1.310	277.91	276.60	1.210	2.170	0.024	1.521	SUPERCRITICO	0.231	0.058	277.97	276.68
0.0508	0.84	0.13	0.06	0.11	7A.1.1.1	7A.1.1	-0.330	278.44	278.77	0.270	275.45	275.18	2.990	1.550	0.035	0.810	SUBCRITICO	0.277	0.165	275.67	275.34
0.0508	0.66	0.03	0.02	0.01	2A.2	7A.1.1	0.020	278.79	278.77	1.200	277.79	276.50	1.030	2.270	0.022	1.794	SUPERCRITICO	0.228	0.047	277.84	276.55
0.0508	0.68	0.11	0.05	0.09	7A.1.1.2	7A.1.1.1	-1.050	277.39	278.44	0.140	275.83	275.48	1.780	2.950	0.024	0.740	SUBCRITICO	0.158	0.133	275.78	275.62
0.0508	0.65	0.05	0.03	0.03	7A.1.1.3	7A.1.1.1	-0.250	278.19	278.44	0.300	276.10	275.67	2.050	2.840	0.027	1.139	SUPERCRITICO	0.187	0.068	276.17	275.67
0.0508	0.63	0.03	0.02	0.02	7A.1.1.3.1	7A.1.1.3	-0.070	278.12	278.19	0.200	276.32	276.12	1.800	2.070	0.020	1.627	SUPERCRITICO	0.202	0.050	276.37	276.17
0.0508	0.68	0.10	0.05	0.08	7A.1.1.2.1	7A.1.1.2	-0.220	277.17	277.39	0.150	275.79	275.64	1.380	1.750	0.024	0.781	SUBCRITICO	0.159	0.127	275.92	275.77
0.0508	0.62	0.04	0.02	0.02	7A.1.1.2.1.1	7A.1.1.2.1.1	0.540	279.31	278.77	0.800	278.05	277.25	1.280	1.520	0.020	1.300	SUPERCRITICO	0.187	0.057	278.11	277.31
0.0508	0.62	0.03	0.02	0.01	7A.1.1.2.1.2	7A.1.1.2.1.1	0.210	278.98	278.77	0.640	277.90	277.25	1.080	1.570	0.020	1.702	SUPERCRITICO	0.203	0.046	277.94	277.30
0.0508	0.73	0.05	0.03	0.03	7A.1.1.2.1.2	7A.1.1.2	-0.100	277.07	277.17	0.040	275.90	275.85	1.170	1.310	0.027	1.284	SUPERCRITICO	0.237	0.074	275.97	275.93
0.0508	0.53	0.05	0.03	0.04	7A.1.1.2.1.2.2	7A.1.1.2.1.2	0.810	277.68	277.07	0.310	276.23	275.92	1.450	1.150	0.015	0.894	SUBCRITICO	0.179	0.067	276.30	275.99
0.0508	0.54	0.19	0.08	0.18	7A	8A	0.250	278.24	275.99	0.180	274.13	273.95	2.110	2.040	0.048	0.709	SUBCRITICO	0.228	0.234	274.38	274.18
0.0508	1.06	0.03	0.02	0.01	8A.1	8A	2.710	278.70	275.99	1.480	275.80	274.12	3.100	1.870	0.057	2.895	SUPERCRITICO	0.588	0.082	275.88	274.20
0.0508	0.74	0.03	0.02	0.01	7A.1.1	8A.1	0.070	278.77	278.70	1.070	277.07	276.00	1.700	2.700	0.028	2.015	SUPERCRITICO	0.285	0.053	277.12	276.05
0.0889	1.14	0.13	0.07	0.10	10A	11A	0.550	272.67	272.12	0.910	270.80	269.84	1.870	2.230	0.066	1.155	SUPERCRITICO	0.413	0.201	271.00	270.09
0.0889	1.98	0.09	0.05	0.08	13A	14A	1.280	269.89	268.63	1.110	267.65	266.64	2.240	2.050	0.180	2.610	SUPERCRITICO	1.354	0.291	267.94	266.83
0.0889	1.36	0.11	0.06	0.08	14A	15A	2.970	269.63	265.66	2.110	266.00	263.89	2.630	1.770	0.094	1.498	SUPERCRITICO	0.606	0.208	266.21	264.10
0.0889	1.23	0.13	0.07	0.09	16A	21B	-0.470	265.24	265.71	0.010	263.17	263.36	1.870	2.350	0.077	1.298	SUPERCRITICO	0.485	0.203	263.57	263.58

- 1 CONTRA PENDIENTE
- 2 VELOCIDAD
- 3 Nº DE FROLD
- 4 RELACION DE CAUDAL



6. PRESUPUESTO

DESCRIPCIÓN	2008	2009	2010	2011
ALCANTARILLADO SANITARIO DE NARIÑO				
Obras de primer orden	64.789.502.44	66.302.035.80	23.915.193.12	
Reposición de Redes	73.130.302.92	73.130.302.92	73.130.302.92	73.130.302.92
Construcción de Redes	212.557.854.10	212.557.854.10	212.557.854.10	212.557.854.10
Ampliación Planta de Tratamiento			44.460.000.00	44.460.000.00
SUBTOTAL OBRAS	\$350.477.359.50	\$351.989.812.51	\$354.063.350.10	\$330.148.157.00
ACUEDUCTO				
Optimización y Expansión Sistema de Acueducto	71.500.000.00	71.500.000.00	71.500.000.00	71.500.000.00
TOTAL	\$421.977.359.50	\$423.489.812.50	\$425.563.350.10	\$401.648.157.00



7. CONCLUSIONES

- Se concluye que el municipio de Nariño Cundinamarca, carece de información necesaria para llevar a acabo una inspección en campo de las redes de acueducto y alcantarillado existentes. La oficina de Servicios Públicos, no cuenta con la información técnica (planos) donde se registren datos como cotas de entrada – salida de tubería, cotas rasantes lo que dificultó la interpretación e identificación de los posibles puntos críticos de la red de acueducto y alcantarillado.
- Las redes presentan problemas de colmatación de pozos, reflujo de aguas negras, instalaciones a poca profundidad, pozos tapados por material, falta de mantenimiento correctivo y/o preventivo de las estructuras de las redes de alcantarillado; debido a la baja disponibilidad presupuestal que maneja el municipio teniendo que solicitar a través de proyectos a la gobernación de Cundinamarca que le permitan gestionar para remediar esta problemática.
- No se cuenta con el seguimiento en las conexiones domiciliarias nuevas, ya que generan aumento de la carga contaminante a la fuente receptora del sistema de alcantarillado, debido a que se cuenta con mínimo personal operario para este tipo de funciones.
- Se pudo establecer que se presentan fallas en las especificaciones técnicas con las cuales se han construido las redes actuales de recolección y disposición final de las aguas residuales domiciliarias, y la falta de implementación de programas de mantenimiento correctivo y preventivo de las redes y estructuras afines, que generan estanqueidad en el flujo, colmatación, socavación y reducción de la capacidad hidráulica del sistema.



8. RECOMENDACIONES

- Se recomienda la agilización de los diseños de la red de impulsión que lleve el agua desde la planta de tratamiento hasta el terreno que fue donado al municipio por el Coronel Orta; en el cual se proyecta construir un tanque que este en capacidad de recibir el volumen de agua que necesita el municipio y así unir las redes actuales lo que permitirá distribuir el agua en una sola red y actualizar el catastro de la red obsoleta del municipio respecto a las de acueducto.
- Se recomienda que en el nuevo plan de desarrollo se establezcan los rubros presupuestales para que se inicie la ejecución de las primeras etapas del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado, lo que favorecerá el nivel de posicionamiento del municipio y la asignación de transferencias por gestión.
- Se recomienda a la oficina de Servicios Públicos del municipio que realice monitoreos en intervalos de tiempo más cortos a los actuales, ya que se evitará el incremento de la carga contaminante a la fuente receptora.



9. CRONOGRAMA

FASES	1 MES	2 MES	3 MES	4 MES	5 MES
1. Realizar el levantamiento topográfico	■ ■ ■ ■				
2. Elaborar el catastro de las redes de acueducto y alcantarillado		■ ■ ■ ■			
3. Elaborar el diagnostico detallado y evaluar la condiciones físicas e hidráulicas			■ ■ ■ ■		
4. Preparar los estudios y alternativas de solución				■ ■ ■ ■	
5. Elaborar los diseños definitivos				■ ■ ■ ■	
6. Estructurar el informe final del trabajo de grado					■ ■ ■ ■



BIBLIOGRAFIA

- Guía Ambiental para Sistemas de Alcantarillado y Plantas de Tratamiento.
- EOT Municipio de Nariño Cundinamarca.
- CAMPELL, Donald y STANLEY, J. Diseños experimentales y cuasiexperimentales en la investigación social. Buenos Aires, Edit. Amorroutu, 1.973.
- TAMAYO, M. La Investigación. Serie Aprender a Investigar. Instituto Colombiano para el Fomento de la Educación Superior. ICFES. Santa fe de Bogotá. Paso 45,46,47,48,
- CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA – CAR. Guía para Formulación del Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos – Psmv para las Entidades Prestadoras del Servicio de Alcantarillado y sus Actividades Complementarias en las Zonas Urbanas y Rurales. Bogotá, D.C. 2.006.
- CONSEJO NACIONAL DE POLÍTICA ECONÓMICA Y SOCIAL DEL DNP; Documento CONPES 3177: “Acciones prioritarias y lineamientos para la formulación del Plan Nacional de Manejo de Aguas Residuales (PMAR)” , 2002.
- MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO; Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS-2000), 2000.
- DECRETO 1594 de 1984.
- RESOLUCIÓN 1433 de 2004.