

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ANÁLISIS, EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA DE CONSUMO EN LA COMUNIDAD DE NITILUISA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL CON
MENSIÓN EN HIDRÁULICA**

JÓSELYN ELIZABETH TITUAÑA GALLARDO

joselyn.tituana@epn.edu.ec

DIRECTOR: M.S.C ING. CRISTINA ALEXANDRA TORRES JACOBOWITZ

cristina.torresj@epn.edu.ec

CODIRECTOR: M.S.C. Ing. Patricia Lorena Haro Ruiz

Patricia.haro@epn.edu.ec

Quito, noviembre 2020

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, **Tituaña Gallardo Jóselyn Elizabeth**, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Jóselyn Elizabeth Tituaña Gallardo

APROBACIÓN DEL DIRECTOR

Como director del trabajo de titulación análisis, evaluación y propuesta de mejoramiento de la línea de conducción de agua de consumo en la comunidad de Nitiluisa, provincia de Chimborazo desarrollado por Jóselyn Elizabeth Tituaña Gallardo, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, habiendo supervisado la realización de este trabajo y realizado las correcciones correspondientes, doy por aprobada la redacción final del documento escrito para que prosiga con los trámites correspondientes a la sustentación de la Defensa oral.

M.S.C Ing. Cristina Alexandra Torres Jacobowitz

DIRECTOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

A mi familia y en especial a las tres mujeres más importantes en mi vida, mi abuelita Ubaldina, mi madre Myriam y mi hermana Jéssica que siempre han estado a mi lado.

A todas las personas que de alguna forma fueron parte de su culminación.

AGRADECIMIENTO

A mi familia que siempre me apoyaron para llegar a este punto de mi vida y porque sé que siempre puedo contar con ellos.

Mi gratitud infinita a la Ingeniera Cristina Torres por toda su paciencia y con sus acertadas direcciones en la elaboración de esta tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS.....	I
LISTA DE ANEXOS.....	IX
RESUMEN.....	XI
ABSTRACT.....	XII
PRESENTACIÓN.....	XIII
CAPÍTULO I.....	1
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1.1 TEMA.....	1
1.1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1.3 ANÁLISIS CRÍTICO.....	2
1.1.4 PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN.....	2
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.2.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	3
1.2.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	4
1.2.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
1.3 HIPÓTESIS.....	5
1.4 OBJETIVOS.....	5
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	5
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
CAPÍTULO II.....	6
2 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1 MARCO TEÓRICO.....	6
2.1.1 FUNDAMENTACIÓN.....	6
2.1.1.1 FUNDAMENTACIÓN SOCIAL.....	6
2.1.1.2 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	7
2.1.2 COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA DE CONSUMO.....	8
2.1.3 POBLACIÓN.....	13
2.1.4 BASES PARA EL DISEÑO DE LA CONDUCCIÓN.....	16
2.1.4.1 PERÍODO DE DISEÑO.....	16
2.1.4.2 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE.....	17
2.1.4.3 VARIACIONES DE CONSUMO.....	18
2.1.4.4 CAUDALES DE DISEÑO.....	18

2.1.4.5	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.....	19
2.1.4.6	VELOCIDAD MEDIA	20
2.1.4.7	NÚMERO DE REYNOLDS.....	20
2.1.4.8	ECUACIÓN DE ENERGÍA	21
2.1.4.9	PRESIONES.....	27
2.1.5	SOFTWARE PARA EL ANÁLISIS DE CONDUCCIONES.....	28
2.1.6	ANÁLISIS FINAL EN LA CONDUCCIÓN	29
2.1.6.1	AIRE EN LAS TUBERÍAS.....	29
2.1.6.2	CONTROL DE CAUDAL.....	36
2.1.6.3	GOLPE DE ARIETE.....	37
2.2	ESTADO DEL ARTE	39
CAPÍTULO III.....		43
3	METODOLOGÍA.....	43
3.1	MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN	43
3.1.1	INFORMACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	43
3.1.1.1	UBICACIÓN.....	43
3.1.1.2	VERTIENTES	47
3.1.2	INFORMACIÓN DE CAMPO	49
3.1.2.1	COMPONENTES DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN ACTUAL	50
3.1.2.2	CAUDALES ACTUALES EN LA CONDUCCIÓN.....	58
3.2	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	64
3.2.1	SISTEMA DE REFERENCIA.....	64
3.2.2	RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	65
3.2.3	LEVANTAMIENTO CON GPS RTK.....	66
3.2.4	FOTOGRAMETRÍA.....	67
3.2.5	MANEJO DE INFORMACIÓN	68
3.2.5.1	PROCEDIMIENTO DE FOTOGRAFÍAS.....	68
3.3	ANÁLISIS DEMOGRÁFICO.....	70
3.3.1	DATOS CENSALES	71
3.3.2	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	80
3.4	CRITERIOS DE DISEÑO	81
3.5	CALIBRACIÓN EN EPANET	90
3.5.1	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	90
3.6	PROPUESTAS DE MEJORA.....	93
CAPÍTULO IV		94

4	RESULTADOS Y DISCUSIONES	94
4.1	ESTADO ACTUAL DE LA CONDUCCIÓN	94
4.1.1	INSPECCIÓN VISUAL.....	94
4.1.1.1	TANQUES.....	95
4.1.1.2	TUBERÍA.....	98
4.1.1.3	ACCESORIOS	98
4.1.2	ANÁLISIS LEGAL Y DE NORMATIVA	99
4.1.3	ANÁLISIS TÉCNICO	100
4.1.3.1	EVALUACIÓN DE CAUDALES	100
4.1.3.2	EVALUACIÓN DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO	105
4.1.3.3	EVALUACIÓN DE PRESIONES	106
4.2	DISEÑO.....	118
4.2.1	DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE VÁLVULAS	118
4.2.2	DEFINICIÓN DE LA CLASE DE TUBERÍA.....	131
4.2.2.1	TRAMO 1: DESDE LA FUENTE HASTA EL TANQUE ROMPE PRESIONES	131
4.2.2.2	TRAMO 2: TANQUE ROMPE PRESIONES HASTA EL TANQUE DISTRIBUIDOR	135
4.2.2.3	TRAMO FINAL: CONDUCCIONES HACIA CADA BARRIO.....	139
4.2.3	GOLPE DE ARIETE	147
4.2.3.1	GOLPE DE ARIETE EN EL TRAMO 1	148
4.2.3.2	GOLPE DE ARIETE EN EL TRAMO 2	149
4.2.3.3	GOLPE DE ARIETE EN EL TRAMO 3	151
4.2.4	DIMENSIONAMIENTO DE ZANJA	159
4.2.5	PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LA CONDUCCIÓN	160
4.2.5.1	PRESUPUESTO ESCENARIO 1.....	161
4.2.5.2	ESCENARIO 2.....	169
	CAPÍTULO V.....	180
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	180
5.1	CONCLUSIONES	180
5.2	RECOMENDACIONES	181
6	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA	183
7	ANEXOS	189
	ANEXO A. SENTENCIA DE AGUA ADJUDICADA A LA COMUNIDAD DE NITILUISA... ..	190
	ANEXO B. PLANOS DE TANQUES.....	193
	ANEXO C. DATOS DE AFOROS TOMADOS EN CAMPO.....	198
	ANEXO D. CARTOGRAFÍAS INEC.....	201

ANEXO E.	PROCESO DE INFORMACIÓN COMPUTACIONAL.....	204
ANEXO F.	VALIDACIÓN DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN ACTUAL	220
ANEXO G.	CAUDALES DE DISEÑO	223
ANEXO H.	PLANOS ESTRUCTURALES DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO ...	226
ANEXO I.	MODELACIÓN, ESTADO ACTUAL DE LA CONDUCCIÓN EN EPANET	233
ANEXO J.	POSICIÓN DE LAS VÁLVULAS	240
ANEXO K.	PLANOS DE PERFILES Y ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....	242
ANEXO L.	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS CON LA MANO DE OBRA.....	248
ANEXO M.	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS SIN LA MANO DE OBRA.....	278
ANEXO N.	PRESUPUESTOS Y APUS DE LOS TANQUES	309
ANEXO O.	FOTOGRAFÍAS.....	365

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Líneas de acción en el diseño de sistemas en la zona rural	7
Figura 2.2 Elementos convencionales para un sistema de abastecimiento de agua	9
Figura 2.3 Esquema de componentes de una captación, similar a la de Nitiluisa	10
Figura 2.4 Accesorios principales	11
Figura 2.5 Tipos de válvulas usadas en la conducción actual de Nitiluisa	12
Figura 2.6 Términos de la ecuación de energía	21
Figura 2.7 Coeficientes de pérdidas en accesorios comerciales	24
Figura 2.8 Ábaco de pérdidas locales para cambios de dirección	25
Figura 2.9 Ecuación del ábaco de pérdidas para cambios de dirección	25
Figura 2.10 Válvula de aire.....	26
Figura 2.11 Pérdida de energía en una contracción brusca.....	26
Figura 2.12 Esquema de la colocación de una válvula de purga	27
Figura 2.13 Modificación de la línea piezométrica debido a aire en la tubería	29
Figura 2.14 Función de las válvulas de aire	30
Figura 2.15 Capacidad de descarga de aire en orificios de válvula	31
Figura 2.16 Monograma típico comercial para la decisión del tamaño de válvula	32
Figura 2.17 Pendientes que se aplica la diferencia de caudal	32
Figura 2.18 Ábaco para la determinación el caudal para flujo a gravedad	34
Figura 2.19 Monograma comercial para determinar el diámetro de válvula	34
Figura 2.20 Ubicación de las válvulas	35
Figura 2.21 Esquema de ubicación de válvulas en una conducción	35
Figura 2.22 Válvula de mariposa	36
Figura 2.23 Válvula de compuerta	37
Figura 3.1 Ubicación de las vertientes que abastecen a los barrios de la comunidad de Nitiluisa	48
Figura 3.2 Materiales de tuberías en los diferentes tramos de la conducción	58
Figura 3.3 Métodos de aforo utilizados	59
Figura 3.4 Definición de la presión hidrostática.....	60
Figura 3.5 Posición de los puntos de control para la aplicación de la Ecuación de energía.....	60
Figura 3.6 Herramientas en la medición en campo	61
Figura 3.7 Resultado de los caudales medidos en campo para la comunidad de Nitiluisa.....	63
Figura 3.8 Puntos de fuga de caudal	63
Figura 3.9 Ecuador y sus husos horarios	64
Figura 3.10 Punto de georeferenciación.....	67
Figura 3.11 Ortofoto del inicio de la conducción de agua para la comunidad de Nitiluisa.....	68

Figura 3.12 Modelo digital de elevación.....	68
Figura 3.13 Marca para georreferenciación de la fotogrametría por dron	69
Figura 3.14 Antes y después de la edición de las fotografías en Agisoft Photoscan.....	69
Figura 3.15 Perfiles representativos del sistema de abastecimiento de agua de Nitiluisa	70
Figura 3.16 Registro de población en diferentes años de la Parroquia de Calpi	71
Figura 3.17 Líneas de tendencia para la población en los períodos 1950-1990 y 2001-2015.....	72
Figura 3.18 Proyección aritmética con la tasa de crecimiento de los años 1950-1990	73
Figura 3.19 Proyección geométrica con la tasa de crecimiento de los años 1950-1990	74
Figura 3.20 Proyección exponencial con la tasa de crecimiento de los años 1950-1990.....	75
Figura 3.21 Líneas de tendencia para diferentes ecuaciones de la Parroquia Calpi	76
Figura 3.22 Determinación del sector de cada barrio de Nitiluisa para el año 2001	78
Figura 3.23 Determinación del sector de cada barrio de Nitiluisa para el año 2010.....	78
Figura 3.24 Porcentaje de población de cada barrio de la comunidad de Nitiluisa.....	80
Figura 3.25 Caudales de diseño en función de la población.....	84
Figura 3.26 Caudales de diseño en base a la línea de conducción considerando caudales iguales	85
Figura 3.27 Tipo 1 de válvula de aire en la conducción	87
Figura 3.28 Especificaciones de la válvula de aire utilizada	87
Figura 3.29 Pérdida de energía en una contracción brusca.....	88
Figura 3.30 Ubicación de la válvula de purga.....	89
Figura 3.31 Definición de capas en CIVIL 3D de los tramos de la conducción para EPANET	90
Figura 3.32 Interfaz del programa EPACAD	91
Figura 3.33 Interfaz para la elección de capas	91
Figura 3.34 Archivos generados en EPANET según Tabla 3.32.....	92
Figura 3.35 Opciones hidráulicas para la simulación en EPANET	92
Figura 3.36 Datos requeridos para cada tramo, caso: primer tramo desde la fuente.....	93
Figura 4.1 Ubicación de las estructuras de la línea de conducción en Nitiluisa	94
Figura 4.2 Tanque Rompe Presiones.....	96
Figura 4.3 Tanque distribuidor.....	97
Figura 4.4 Comparación de los caudales actuales con el necesario para el año 2031	100
Figura 4.5 Comparación de los caudales para el año 2050 para la comunidad.....	101
Figura 4.6 Caudales aforados y calculados para cada barrio para el año 2031.....	102
Figura 4.7 Comparación de caudales para el año 2050	103
Figura 4.8 Caudales para cada barrio escenario 2	103
Figura 4.9 Comparación de caudales para cada barrio por escenarios.....	104
Figura 4.10 Configuración del nodo para la modelación con carga dinámica y estática	107

Figura 4.11 Presiones dinámicas para el primer tramo de la conducción	109
Figura 4.12 Perfil de la tubería del primer tramo	109
Figura 4.13 Comparación de presión en base a la presión de la tubería	110
Figura 4.14 Resultados del segundo tramo de la línea de conducción, tramo 2.....	111
Figura 4.15 Perfil de la tubería entre el tanque Rompe presiones y de distribución	112
Figura 4.16 Presiones para el tramo entre los tanques de presión y de distribución	112
Figura 4.17 Resultados de presión y velocidad para las conducciones hacia los tres barrios	114
Figura 4.18 Sobrepresiones en el tramo 3 hacia Corona Real	114
Figura 4.19 Sobrepresiones en el tramo 3 hacia Nitiluisa Centro.....	115
Figura 4.20 Sobrepresiones en el tramo 3 hacia Luisa Rumipamba.....	115
Figura 4.21 Cargas de presión para la conducción de Corona Real	116
Figura 4.22 Cargas de presión para la conducción de Nitiluisa Centro	116
Figura 4.23 Cargas de presión para la conducción de Luisa Rumipamba	116
Figura 4.24 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 1.....	118
Figura 4.25 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 1	120
Figura 4.26 Ubicación de las válvulas de aire, tramo 2	121
Figura 4.27 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 2	122
Figura 4.28 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 3-CR.....	123
Figura 4.29 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 3-CR	124
Figura 4.30 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 3-NC.....	125
Figura 4.31 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 3-NC	126
Figura 4.32 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 3-LR	128
Figura 4.33 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 3-LR.....	129
Figura 4.34 Cargas piezométrica y estática, tramo 1	131
Figura 4.35 Resultados de caudal y presión, tramo 1.....	132
Figura 4.36 Cambio de diámetros para disminuir las presiones dinámicas negativas, tramo 1	133
Figura 4.37 Velocidades en la conducción con el cambio de tuberías.....	134
Figura 4.38 carga piezométrica y estática, tramo 2	136
Figura 4.39 Caudal del tramo 2 con y sin regulación de caudal	137
Figura 4.40 Presiones dinámicas y velocidades, tramo 2	138
Figura 4.41 Carga piezométrica y estática, tramo 3	139
Figura 4.42 Caudales en las conducciones hacia cada barrio sin control de caudal, escenario 1	141
Figura 4.43 Diámetros y velocidades para las conducciones de los barrios, escenario 1.....	142
Figura 4.44 Carga piezométrica y estática, tramo 3	143
Figura 4.45 Caudales en las conducciones hacia cada barrio sin control de caudal, escenario 2.....	145

Figura 4.46 Diámetros y velocidades para las conducciones de los barrios, escenario 2.....	146
Figura 4.47 Proceso para la obtención de la sobrepresión por Golpe de ariete	147
Figura 4.48 Esquema de presiones en el primer tramo	149
Figura 4.49 Esquema de presiones en el segundo tramo	150
Figura 4.50 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Corona Real, escenario 1	152
Figura 4.51 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Nitiluisa Centro, escenario 1	154
Figura 4.52 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Luisa Rumipamba, escenario 1 .	155
Figura 4.53 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Corona Real, escenario 2	157
Figura 4.54 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Nitiluisa Centro, escenario 2	158
Figura 4.55 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Luisa Rumipamba, escenario 2 .	159
Figura 4.56 Dimensionamiento de la zanja	160
Figura 4.57 Comparación de presupuestos referenciales en base a los escenarios	179

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Tasas de Crecimiento Poblacional en el caso de no tener datos suficientes	13
Tabla 2.2 Nivel de complejidad según las normas RAS	13
Tabla 2.3 Métodos de proyección según la complejidad del sistema	13
Tabla 2.4 Dotaciones recomendadas Tabla 3 Norma INEN 5 Parte 1	17
Tabla 2.5 Nivel de servicio	18
Tabla 2.6 Variación de consumo diaria y horaria	18
Tabla 2.7 Variaciones de consumo.....	19
Tabla 2.8 Velocidades máximas en tuberías según Norma INEN 5 y EMAAPS.....	20
Tabla 2.9 Densidad y viscosidad absoluta del agua	21
Tabla 2.10 Ecuaciones para el coeficiente de fricción	23
Tabla 4.2.11 Presiones para tuberías según INEN 5 Parte 2	27
Tabla 3.1 Factores climáticos en Calpi.....	45
Tabla 3.2 Distribución de las vertientes en la comunidad Nitiluisa.....	47
Tabla 3.3 Caudales de las vertientes aprovechadas por la comunidad Nitiluisa.....	48
Tabla 3.4 Información de las tuberías obtenidas en campo.....	58
Tabla 3.5 Datos para la obtención de aforo en el Tanque Rompe Presiones TRP.....	62
Tabla 3.6 Caudal que llega al Tanque rompe presiones y de distribución	62
Tabla 3.7 Caudal afluente a cada barrio según la vertiente	62
Tabla 3.8 Información de campo para determinar la fuga de caudal de la conducción	63
Tabla 3.9 Ventajas y desventajas de la fotogrametría aérea.....	67
Tabla 3.10 Período de diseño según normativas.....	70
Tabla 3.11 Vida útil de componentes de un sistema de agua potable.....	71
Tabla 3.12 Tasa de crecimiento aritmético de la población de 1950 a 1990.....	73
Tabla 3.13 Tasa de crecimiento geométrico de la población de 1950 a 1990	74
Tabla 3.14 Tasa de crecimiento exponencial de la población de 1950 a 1990.....	75
Tabla 3.15 Resumen de coeficientes de correlación para las ecuaciones: lineal, exponencial y logarítmica	76
Tabla 3.16 Esquema de codificación de unidades geográficas menores de la cartografía estadística	77
Tabla 3.17 Código INEC para los barrios de la comunidad de Nitiluisa	77
Tabla 3.18 Población de Nitiluisa en cada barrio para los años censales 2001, 2010 y 2015	79
Tabla 3.19 Población actual y futura para Nitiluisa	79
Tabla 3.20 Población de la comunidad de Nitiluisa para los años 2020, 2031 y 2050	80
Tabla 3.21 Dotaciones recomendadas específicas para la comunidad de Nitiluisa	81
Tabla 3.22 Variación de consumo.....	81
Tabla 3.23 Caudales de diseño para la comunidad de Nitiluisa.....	82
Tabla 3.24 Caudales para cada barrio para el año de diseño, 2050.....	83
Tabla 3.25 Distribución de caudal y volumen de almacenamiento, escenario 1	84
Tabla 3.26 Distribución de caudal y volumen de almacenamiento, escenario 2	85

Tabla 3.27 Velocidades máximas en tuberías según Norma INEN 5 y EMAAPS.....	86
Tabla 3.28 Resumen de parámetros para el cálculo del número de Reynolds.....	86
Tabla 3.29 Coeficiente de pérdida k para una T de Plastigama.....	88
Tabla 3.30 Coeficiente de pérdida k para una reducción brusca.....	88
Tabla 3.31 Coeficiente de pérdida de accesorios principales	89
Tabla 3.32 Archivos de análisis en EPANET	91
Tabla 4.1 Información importante del Tanque de la captación.....	95
Tabla 4.2 Información importante Tanque rompe presiones	96
Tabla 4.3 Información importante Tanque principal de distribución.....	97
Tabla 4.4 Valores de tuberías obtenidos en campo	98
Tabla 4.5 Válvulas a lo largo de la conducción	98
Tabla 4.6 Revisión con la Ley orgánica de recursos hídricos usos y aprovechamiento del agua.....	99
Tabla 4.7 Revisión con la Normas INEN	99
Tabla 4.8 Dimensiones y volumen de los tanques construidos actualmente	105
Tabla 4.9 Comparación del volumen de los tanques de almacenamiento	105
Tabla 4.10 Definición de tanques tipo para los barrios en cada escenario	106
Tabla 4.11 Parámetros técnicos de evaluación	106
Tabla 4.12 Pérdidas locales a lo largo del tramo 1 de la conducción.....	108
Tabla 4.13 Resultados de la modelación	110
Tabla 4.14 Resultados de presión, velocidad y pérdida de carga en la conducción, tramo 1	111
Tabla 4.15 Resultados de EPANET para el tramo 2	113
Tabla 4.16 Resultados de presión y velocidad en la conducción, tramo 2	113
Tabla 4.17 Resultados en EPANET para las conducciones de agua hacia los barrios de Nitiluisa.....	117
Tabla 4.18 Resultados de presión y velocidad para el tramo 3.....	117
Tabla 4.19 Posición de las válvulas en función de la condición de la conducción.....	119
Tabla 4.20 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 1	119
Tabla 4.21 Tamaño de válvulas para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 1	120
Tabla 4.22 Elección del tipo de válvula en cada abscisa.....	121
Tabla 4.23 Posición de la válvula en el tramo 2	122
Tabla 4.24 Diámetro requerido para la válvula de purga de aire tramo 2	122
Tabla 4.25 Tamaño de válvula para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 2.....	123
Tabla 4.26 Selección del tipo de válvula en la abscisa, tramo 2.....	123
Tabla 4.27 Posición de las válvulas en el tramo 3-CR.....	124
Tabla 4.28 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 3-CR.....	124
Tabla 4.29 Tamaño de la válvula para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 3-CR.....	125
Tabla 4.30 Elección del tipo de válvula en el tramo 3-CR	125
Tabla 4.31 Posición de las válvulas en el tramo 3-NC.....	126
Tabla 4.32 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 3-NC.....	126

Tabla 4.33 Tamaño de válvulas para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 3-NC.....	127
Tabla 4.34 Elección del tipo de válvula en cada abscisa, tramo 3-NC	127
Tabla 4.35 Posición de las válvulas en el tramo 3-LR	128
Tabla 4.36 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 3-LR.....	128
Tabla 4.37 Tamaño de válvulas para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 3-LR	129
Tabla 4.38 Elección del tipo de válvula en cada abscisa, tramo 3-LR.....	130
Tabla 4.39 Válvulas para cada tramo de la conducción	130
Tabla 4.40 Puntos de cambio de la línea de conducción, tramo1	132
Tabla 4.41 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 1	135
Tabla 4.42 Resumen de cargas estáticas máximas en el tramo dos	136
Tabla 4.43 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 2	138
Tabla 4.44 Determinación de la presión de la tubería en el barrio Corona Real	139
Tabla 4.45 Determinación de la clase de tubería en el barrio Nitiluisa Centro	140
Tabla 4.46 Determinación de la clase de tubería en el barrio Luisa Rumipamba.....	140
Tabla 4.47 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 3, escenario 1.....	143
Tabla 4.48 Determinación de la presión de la tubería en el barrio Corona Real	144
Tabla 4.49 Determinación de la clase de tubería en el barrio Nitiluisa Centro	144
Tabla 4.50 Determinación de la clase de tubería en el barrio Luisa Rumipamba.....	144
Tabla 4.51 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 3, escenario 2.....	146
Tabla 4.52 Datos para el golpe de ariete del tramo 1	148
Tabla 4.53 Datos para el golpe de ariete del tramo 2	150
Tabla 4.54 Análisis de tiempos óptimos para el cierre de la válvula en m.c.a. tramo 2	151
Tabla 4.55 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Corona Real, escenario 1	152
Tabla 4.56 Análisis de tiempos óptimos para el cierre de la válvula en m.c.a. escenario 1	153
Tabla 4.57 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Nitiluisa Centro, escenario 1	153
Tabla 4.58 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Nitiluisa CentroLuisa Rumipamba, escenario 1.....	154
Tabla 4.59 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Corona Real, escenario 2	156
Tabla 4.60 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Nitiluisa Centro, escenario 2	157
Tabla 4.61 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Luisa Rumipamba, escenario 2	158
Tabla 4.62 Dimensiones mínimas para excavación de zanja.....	160
Tabla 4.63 Presupuesto completo con mano de obra, escenario 1	161
Tabla 4.64 Presupuesto completo sin mano de obra, escenario 1	163
Tabla 4.65 Presupuesto caso 2 con mano de obra, escenario 1	165
Tabla 4.66 Presupuesto caso 2 sin mano de obra, escenario 1.....	167
Tabla 4.67 Análisis de presupuestos para el escenario 1.....	169
Tabla 4.68 Presupuesto completo con mano de obra, escenario 2.....	170
Tabla 4.69 Presupuesto completo sin mano de obra, escenario 2.....	172
Tabla 4.70 Presupuesto caso 2 con mano de obra, escenario 2	174

Tabla 4.71 Presupuesto caso 2 sin mano de obra, escenario 2.....	176
Tabla 4.72 Análisis de presupuestos para el escenario 2.....	178
Tabla 4.73 Comparación presupuestos referenciales	178

LISTA DE ANEXOS

Anexo A.1 Sentencia hoja 1.....	191
Anexo A.2 Sentencia hoja 2.....	192
Anexo C.1 Caudal en campo del tanque rompe presiones	199
Anexo C.2 Caudal en campo del tanque principal distribuidor	199
Anexo C.3 Caudal en campo del Tanque de Luisa Corona Real	199
Anexo C.4 Caudal en campo del Tanque de Nitiluisa Centro	199
Anexo C.5 Caudal en campo del Tanque de Luisa Rumipamba.....	199
Anexo C.6 Caudal en campo de puntos de fuga de caudal.....	199
Anexo C.7 Caudal en campo de otras fuentes que aportan caudal a los barrios.....	200
Anexo C.8 Caudal en campo del Tanque de Luisa Corona Real	200
Anexo D.1 Cartografía INEC del año 2001 para la parroquia de Calpi	202
Anexo D.2 Cartografía INEC del año 2010 para la parroquia de Calpi	203
Anexo E.1 Barra de herramientas de referencias	205
Anexo E.2 Interfase de la selección del sistema de referencia	205
Anexo E.3 Coordenadas UTM de cada fotografía insertada	205
Anexo E.4 Coordenadas UTM de cada fotografía insertada	206
Anexo E.5 Fotografías orientadas	206
Anexo E.6 Archivo .txt con las coordenadas de la línea de conducción	207
Anexo E.7 Interfaz de la selección del sistema.....	207
Anexo E.8 Puntos RTK sobre las fotografías orientadas	208
Anexo E.9 Punto de referencia y marca para referenciar la topografía por dron.....	209
Anexo E.10 Punto posicionado en la marca correspondiente	209
Anexo E.11 Interfase de la creación de nube de puntos densa	209
Anexo E.12 Retiro de la vegetación mediante el software Photoscan	210
Anexo E.13 Imagen tridimensional del tramo de conducción de difícil acceso	210
Anexo E.14 Resultado de cada fase en Agisoft Photoscan para la obtención de las coordenadas.....	211
Anexo E.15 Creación de las curvas de nivel en ArcMap	212
Anexo E.16 Puntos RTK e imagen satelital.....	213
Anexo E.17 Superficie y trazado de la conducción desde la fuente hasta el tanque distribuidor	214
Anexo E.18 Superficie y línea de conducción desde el tanque distribuidor presiones hasta los barrios	215
Anexo E.19 Interfaz de elección de parámetros para creación de tubería, caso: TRP - Corona Real	216
Anexo E.20 Elección del material de la tubería y el diámetro.....	216
Anexo E.21 Elección de la red de tuberías que se proyectará en la superficie	217
Anexo E.22 Perfil longitudinal del terreno y la tubería, caso TRP - Corona Real	218
Anexo E.23 Polilíneas generadas con las coordenadas obtenidas en Excel	219
Anexo F.1 Pendientes mínimas establecida por la norma INEN, tramo 1	221
Anexo F.2 Cumplimiento de las pendientes mínimas permitidas por la INEN.....	222

Anexo G.1 Población futura para los barrios de la Comunidad de Nitiluisa	224
Anexo G.2 Caudales medios y máximos para la población actual y futura en Nitiluisa	224
Anexo H.1 Tanque de almacenamiento para el escenario 1, para el barrio Luisa Rumipamba	227
Anexo H.2 Tanque de almacenamiento para el escenario 2, para todos los barrios	230
Anexo I.1 Resultados de EPANET, tramo 1, con flujo en movimiento.....	234
Anexo I.2 Resultados de EPANET, tramo 1, con flujo sin movimiento.....	235
Anexo I.3 Resultados de EPANET, tramo 2, con flujo en movimiento	236
Anexo I.4 Resultados de EPANET, tramo 2, con flujo sin movimiento.....	237
Anexo I.5 Resultados de EPANET, tramo 3, con flujo en movimiento.....	238
Anexo I.6 Resultados de EPANET, tramo 3, con flujo sin movimiento.....	239
Anexo J.1 Ubicación de las válvulas principales en la conducción	241

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tuvo como objetivo principal realizar el análisis de la línea de conducción de agua de consumo de la comunidad de Nitiluisa y sus derivaciones hacia los tanques de almacenamiento, en los barrios Nitiluisa Centro, Corona Real y Luisa Rumipamba para generar recomendaciones de diseño que permitan el aprovechamiento de todo el caudal adjudicado para la comunidad. Como primera actividad del proyecto, se realizó la visita de campo para reconocer la zona de estudio y, además, realizar el levantamiento topográfico a lo largo de la línea de conducción, desde la fuente de captación Sombrero Pailacocha, hasta la ubicación de los tanques de almacenamiento de los barrios pertenecientes a Nitiluisa.

La evaluación y diagnóstico de la conducción se la realizó en base a las normativas vigentes en el País con la población futura para el año 2050, con información obtenida por el INEC y las autoridades de la comunidad. Para la repartición de caudal hacia los barrios se contó con dos escenarios, en el primer escenario se realizó una repartición de caudal proporcional a la población futura en cada uno de los barrios como se enuncia en la normativa y en el segundo escenario se respeta el derecho de las comunidades para la gestión y manejo del agua según La Ley orgánica de Recursos hídricos, Usos y Aprovechamiento de agua, en el que la población a servir exigió una repartición igual hacia todos los barrios sin distinción de población. Los resultados de la calibración del modelo en EPANET permitieron conocer el estado actual en el que trabaja la línea de conducción y con el número de habitantes proyectados para el fin del período de diseño se modelaron los diámetros y presiones necesarios para un correcto funcionamiento del sistema.

Finalmente se realizó un análisis de presupuestos referenciales en que se obtuvo el costo final en dos casos, en el primero cambiando todas las tuberías y en el segundo se conservan ciertos tramos de tubería. También se analizó la influencia de la mano de obra.

Palabras clave: Red de abastecimiento de agua, EPANET, simulación, componentes, conducción

ABSTRACT

The main objective of this study was to analyze the drinking water pipe system of the Nitiluisa community and its derivations to the storage tanks, in Nitiluisa Centro, Corona Real, and Luisa Rumipamba neighborhoods to generate recommendations for a design that allows the use of all the flow awarded to the community.

As the first activity of the project, a field visit was carried out to recognize the study area and, also, carry out the topographic survey along the conduction line, from Sombrero Pailacocha catchment to water storage tanks located in the neighborhoods

The evaluation and diagnosis of the water supply lines were carried out based on current standards in the country with the future population for the year 2050, with information obtained by the INEC and the community authorities. For the distribution of flow to the neighborhoods, there were two scenarios, in the first scenario, the distribution of flow is proportional to the future population in each neighborhood as is mentioned in the standard, and in the second scenario, the communities right were respected, for the management of water according to “La Ley orgánica de Recursos hídricos, Usos y Aprovechamiento de agua”, in which the population to serve demanded an equal distribution to all neighborhoods without distinction of population. The results of the model calibration in EPANET allowed us to know the state in which the pipeline works and with the number of inhabitants projected for the end of the design period, the diameters and pressures were modeled for the correct operation of the system.

Finally, an analysis of referential budgets was carried out in which the final cost was obtained in two cases, in the first, all the pipes currently installed are changed, and in the second, certain sections of pipe are preserved. In this type of project, the habitants of the community generally support the workforce, for this reason in each case the budget is also analyzed without considering the workforce.

Keywords: water supply network, EPANET, simulation, components, conduction

PRESENTACIÓN

El presente proyecto para el análisis, evaluación y propuesta de mejoramiento de la línea de conducción de agua de consumo en la comunidad de Nitiluisa está dividido en 5 capítulos como se muestra a continuación:

En el capítulo I, se presentan los literales del proyecto como: introducción, planteamiento del problema, justificación teórica, metodológica y práctica. Además, se presenta la hipótesis y objetivos tanto generales como específicos.

En el capítulo II, se detalla el fundamento teórico que se aplica para el análisis hidráulico, tomando en cuenta la fundamentación social, legal y técnica de los componentes de la conducción, parámetros de diseño basados en la normativa del país, fundamentos del Software EPANET y el estado del arte.

El capítulo III contempla la base de información sobre la comunidad de Nitiluisa tanto bibliográfica como de campo, que se utilizan como fundamento para el análisis hidráulico de la tubería y los tanques de captación. Se presentan los componentes de un sistema de abastecimiento de agua de consumo, levantamiento topográfico con el uso de drones y métodos de análisis poblacional.

El capítulo IV se enfoca en el procesamiento de información, para definir los criterios de diseño para el análisis del estado actual de la línea de conducción y propuestas de mejoramiento para el sistema de abastecimiento de agua de consumo en la comunidad de Nitiluisa, provincia de Chimborazo.

Finalmente, el Capítulo V contempla las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de titulación.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ASPECTOS GENERALES

1.1.1 Tema

ANÁLISIS, EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA DE CONSUMO EN LA COMUNIDAD DE NITILUISA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO

1.1.2 Planteamiento del problema

El agua es un recurso que ha permitido a las civilizaciones avanzar y desde la antigüedad se ha convertido en un recurso de poder. Su disponibilidad varía de continente en continente, como es el caso en América Latina y el Caribe que, a pesar de poseer la mayor cantidad de fuentes de agua, su gestión es deficiente y debido a la mala administración y falta de infraestructura existen zonas sin acceso al agua (Fernández-Jauregui, 1999, p. 180).

A pesar de las iniciativas tomadas en la primera década del siglo XXI para el buen manejo del agua por diversas instituciones como la FAO, el incremento de la población afecta a la disponibilidad de este recurso y debido a que el agua desempeña una función vital en la mitigación de la pobreza, el crecimiento poblacional será un punto importante que será tomado en cuenta para la realización del presente documento (FAO, 2014, p. 4).

En el Ecuador, la Constitución de la República en su artículo 12 del capítulo segundo sobre derechos del buen vivir, reconoce que “El derecho al agua es fundamental e irrenunciable” y, por otro lado, el artículo 281 nos dice que es necesario impulsar el abastecimiento y, sin embargo, aún existen inconvenientes de acceso. Por ejemplo en Chimborazo por años ha existido problemas por el agua, en la Parroquia de Calpi debido a la baja calidad y capacidad hidráulica el agua escasea cada vez más, sin contar con el crecimiento poblacional (Dávila & Olazábal, 2006, p. 29); los rechazos y humillaciones hacia estas comunidades, han hecho que organizaciones como el Centro de Desarrollo, Difusión e Investigación Social (CEDIS) de Riobamba se preocupen por dar solución a esta problemática debido a que el sistema no cumple al 100% del abastecimiento de agua adjudicado por las autoridades (CEDIS, 2019, p. 2) gestionando así el proyecto de vinculación para la el mejoramiento del sistema en la

Escuela Politécnica Nacional. Con estos antecedentes se plantea realizar la evaluación, diagnóstico y recomendaciones de mejoramiento del sistema de agua de consumo.

1.1.3 Análisis crítico

La falta de acceso de agua potable o tan solo de agua entubada en las comunidades más alejadas generan consecuencias graves, debido a que presentan mayor probabilidad de llegar a la pobreza, resultado de la falta de este recurso hay mayor riesgo de contraer enfermedades, abandono escolar, retraso en el crecimiento de los niños, discriminación social, entre otros, afectando al desarrollo de estas comunidades rurales.

La comunidad de Nitiluisa y sus tres barrios se abastecen de agua por medio de una tubería que trabaja a presión, desde la fuente Sombrero Pailacocha hasta un tanque rompe presiones, posteriormente el agua es conducida hacia el tanque de distribución general y finalmente hacia tanques distribuidores para cada barrio.

La actual red de agua de consumo posee diferentes fugas de agua y pérdidas de energía que evitan que la cantidad de agua adjudicada para el sector llegue en un 100% hacia los barrios. El sistema no posee un diseño hidráulico eficiente por lo que las numerosas reparaciones en la tubería y cambios de válvulas de aire y de presión no son efectivas generando inconvenientes entre los dirigentes de los barrios.

Si estas condiciones continúan, los problemas de enfermedades causadas por problemas intestinales e infecciosos debido a la falta de agua o aseo continuarán afectando a la calidad de vida de las personas, además del costo económico en las reparaciones de la línea de conducción.

1.1.4 Preguntas de investigación

¿Por qué es preciso mejorar el sistema de abastecimiento de agua de consumo de la comunidad?

¿Cómo las pérdidas de energía a lo largo de la conducción afectan al abastecimiento final a los moradores de la comunidad de Nitiluisa?

¿Cómo se resolverá el problema de abastecimiento de agua para una población futura?

¿Qué alternativas son factibles para mejorar el sistema de conducción?

1.2 JUSTIFICACIÓN

1.2.1 Justificación Teórica

Para el análisis de un proyecto se requiere definir varios factores, como las personas que están siendo afectadas por el problema, de qué forma se afectan por el mismo y la solución que se tomará. Este estudio permite evidenciar el grado del problema, beneficios y elección de la mejor alternativa.

Mediante la tipificación de los habitantes se puede estimar la población futura y generar datos para dar recomendaciones adecuadas en relación con los escenarios futuros (Secretaría de Finanzas de Honduras, 2016, p. 8) Para un diseño hidráulico se requiere un análisis profundo debido a que su funcionamiento depende de varios factores, existen varias alternativas de análisis, una de ellas está en función de el o los diámetros de tubería, en este caso se tiene como dato el diámetro de tubería de la línea de conducción ya existente, el caudal adjudicado y una topografía muy elemental para generar las recomendaciones necesarias. Por otra parte, los algoritmos que son aplicados en redes de agua permiten generar un diseño más adecuado (Germán Villalba & Saldarriaga, 2005, p. 19), por ejemplo un estudio de modelación en Perú de una conducción de agua indica que un buen modelo de simulación mejora el análisis del sistema de conducción (Prudencia Arenas, 2016)

A partir de la información del sistema de conducción se pueden usar diferentes paquetes computacionales que pueden simplificar procesos largos de procesamiento de datos y generar comparaciones con diseños ya construidos. El uso de programas como EPANET, REDCAD.8K, Branch, LOOP, HIDRUVAL, WaterCAD, WaterGems, SCARED, entre otros se basan en leyes físicas mediante algoritmos matemáticos programados. EPANET es utilizado para el análisis hidráulico y ha sido evaluado por muchos investigadores para diseños y análisis de proyectos. (Morelos & Hernández, 2017, p. 120)

Un ejemplo del uso de este programa en el país fue en Manta, usado para la modelación de una red de agua potable mediante simulaciones que generaron alternativas de gestión y predicciones de comportamientos hidráulicos durante períodos de tiempo prolongados (Solis, 2011, p. 3). Con los antecedentes señalados las recomendaciones de mejora del proyecto se basarán además en el análisis hidráulico generado en EPANET para la verificación de los datos obtenidos.

1.2.2 Justificación Metodológica

Un correcto sistema de abastecimiento de agua potable tiene como objetivo el mejoramiento de la calidad de vida, salud y desarrollo de la población. Por esta razón debe cumplir con normas y regulaciones vigentes para garantizar su buen funcionamiento a largo plazo. El crecimiento poblacional es un punto importante para el cálculo hidráulico, que se determinará según las recomendaciones de normas nacionales como de la EMAAPS-Q, el Ex IEOS y normas extranjeras como el reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento básico de Colombia (RAS).

Para lograr los objetivos planteados se aplicarán diferentes normas con el propósito de conseguir que el diseño se realice dentro de un marco técnico adecuado para la realidad ecuatoriana (INEN, 1992, p. 1). El caudal adjudicado a la comunidad de Nitiluisa se comparará según la base de datos de la documentación legal de las autoridades de Riobamba.

Para cumplir con lo mencionado y verificar el análisis realizado se utilizará el programa EPANET creado por el laboratorio de Investigación Nacional de Dirección de Riesgos de la U.S. Environmental Protection Agency (EPA), usado para predecir el comportamiento de la calidad hidráulica del agua dentro de un sistema de distribución de agua potable (Rossman, 2017, p. 9)

1.2.3 Justificación Práctica

Los beneficiarios son aproximadamente 1200 personas entre hombres, mujeres, niños, niñas y adolescentes y, además, se considerará la población futura que se estimada a 30 años según las normas INEN sobre diseño de sistemas de agua potable (INEN, 1992, p. 41). El centro CEDIS (2006) informó que la población es mayoritariamente indígena con los mayores índices de pobreza, desnutrición, carencia de servicios de agua potable y alcantarillado. El apoyo técnico en el análisis, evaluación y propuesta de mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua en la comunidad Nitiluisa le permitirá a dicha población contar con las soluciones más adecuadas para el carente abastecimiento de agua.

Este mejoramiento de la línea de conducción es parte de los proyectos de vinculación de la Escuela Politécnica Nacional con el tema "Análisis, evaluación y mejoramiento de sistemas de agua (Proyecto 2)", con código: PVS-2019-024, mediante resolución RCIPS-110-2019 del 23 de julio de 2019 (Dirección de Investigación y Proyección Social EPN, 2019).

Tanto la calidad de los servicios básicos, así como el porcentaje de cobertura de éstos son indicadores del nivel estándar de vida de la población, por consiguiente, el incremento de estos parámetros se considera como prioridad en el Plan Nacional de Desarrollo, para mejorar la salud de la población y condiciones de vida (Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo - Semplades , 2017, p. 13)

1.3 HIPÓTESIS

En la comunidad de Nitiluisa en la Provincia de Chimborazo las malas condiciones en las que se encuentra la línea de conducción y sus accesorios (válvulas), producen pérdidas de carga, lo que genera que el caudal asignado a la comunidad no llegue en su totalidad a la población.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Realizar una propuesta de mejoramiento para el abastecimiento de agua de consumo en la comunidad de Nitiluisa a partir del levantamiento de la línea de conducción y el estado de los accesorios y obras complementarias, para dar una solución al bajo caudal que llega al tanque de distribución de la comunidad.

1.4.2 Objetivos específicos

- Evaluar la línea de conducción existente mediante los diámetros, estado actual interno y externo de las tuberías, longitudes y cotas, concatenando con las características de los tanques de almacenamiento y distribución mediante datos como: dimensiones, estado, cotas de fondo y nivel máximo de agua y caudal asignado para la comunidad.
- Poner a prueba la red de distribución de agua de consumo existente, mediante un análisis hidráulico y una modelación en el software EPANET, siguiendo sugerencias de las normas referentes al diseño de sistemas de agua potable.
- Diseñar varios escenarios de soluciones para generar recomendaciones de mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua cruda de la comunidad de Nitiluisa, ubicada en la Provincia de Chimborazo

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

2.1 MARCO TEÓRICO

2.1.1 Fundamentación

2.1.1.1 Fundamentación social

El presente documento se desarrolló para mejorar la calidad de vida de los habitantes de la Parroquia Calpi en Riobamba, ligada principalmente al abastecimiento de agua de consumo, debido a que por falta del recurso se observaron problemas de salud en los moradores y que derivan en problemas de educación, economía y desarrollo social.

En zonas rurales el abastecimiento y la disposición de aguas servidas es complejo, debido a varios problemas como (ONU, 2009):

1. Nivel socioeconómico bajo
2. Las viviendas son muy alejadas
3. Limitación a acceso de tecnologías
4. Limitados recursos económicos
5. Carencia del control de instituciones públicas

El agua y saneamiento en zonas rurales

En las zonas rurales un diseño sostenible considera soluciones apropiadas al problema, con un sistema de baja complejidad y con el componente social que contemple la capacitación para la operación del sistema y su mantenimiento. La solución debe basarse en tres líneas de acción principales: Técnico, social y ambiental (ONU, 2009)



Figura 2.1 Líneas de acción en el diseño de sistemas en la zona rural

Modificado de: (ONU, 2009)

2.1.1.2 Fundamentación legal

2.1.1.2.1 La Constitución de la República del Ecuador

El presente documento se fundamenta en la Constitución del 2008, según lo establecido en los siguientes artículos:

Artículo 3.- Se debe asegurar sin distinción alguna el seguro goce del derecho a educación, salud, alimentación, seguridad social y agua para para los habitantes de la República del Ecuador

Artículo 12.- del capítulo segundo sobre DERECHOS DEL BUEN VIVIR, reconoce que “El derecho humano al agua es fundamental e irrenunciable”.

Artículo 318 .- El agua es un patrimonio Nacional de uso público, que constituye un elemento vital para la naturaleza y para la vida humana (Constitución de la Republica del Ecuador, 2008).

2.1.1.2.2 LEY DE AGUAS

Según la codificación de la Ley de aguas del 2004 -016 elaborada por la Comisión de Legislación y Codificación de la República del Ecuador nos dice que:

Artículo 21.- El usuario que posee un derecho de aprovechamiento de agua la utilizará con la mejor economía y eficiencia

Artículo 37.- Las concesiones para consumo de poblaciones se otorgan por municipios, concejos Provinciales u organismos de Derecho Público (Secretaría Nacional de Agua, 2004).

2.1.1.2.3 LEY ORGÁNICA DE RECURSOS HÍDRICOS, USOS Y APROVECHAMIENTO DE AGUA

Esta Ley fue creada debido a las consideraciones de los artículos 12, 313 y 318 de la Constitución del Ecuador, en donde considera al agua como patrimonio nacional estratégico, en el presente documento se toman en cuenta los siguientes artículos:

Artículo 3.- Garantizar al agua como derecho humano, su regulación, gestión y preservación.

Artículo 58.- Las comunidades, pueblos, nacionalidades podrán exigir a las autoridades encargadas el cumplimiento de su derecho al acceso al agua, su incumplimiento estará sujeto a sanciones de acuerdo con la Ley.(Asamblea Nacional Constituyente, 2014)

2.1.2 Componentes del sistema de agua de consumo

En la planeación de un sistema de abastecimiento se debe tener claro que los recursos hídricos para consumo son prioridad, y debido al crecimiento poblacional se debe considerar expansiones en función a los planes regionales y nacionales (INEN, 1992, p. 39).

Principales sistemas rurales de abastecimiento de agua

Se debe partir del nivel de servicio de abastecimiento de agua, se dividen en público y domiciliario, el público recibe el agua a una estructura de almacenamiento de agua, donde la población debe transportar el agua hacia sus hogares y la conexión domiciliaria en la que las personas reciben el servicio fuera o dentro de la vivienda (ONU, 2009). Entre los sistemas más usados se tiene:

1. Sistema por gravedad con o sin tratamiento
2. Sistema por bombeo con o sin tratamiento

En la comunidad de Nitiluisa se tiene un sistema de abastecimiento de agua por gravedad y sin tratamiento, el cual está constituido por los siguientes elementos:

1. Captación
2. Línea de conducción
3. Cámara de Rompe Presión
4. Válvulas de Purga
5. Válvulas de aire
6. Reservorio

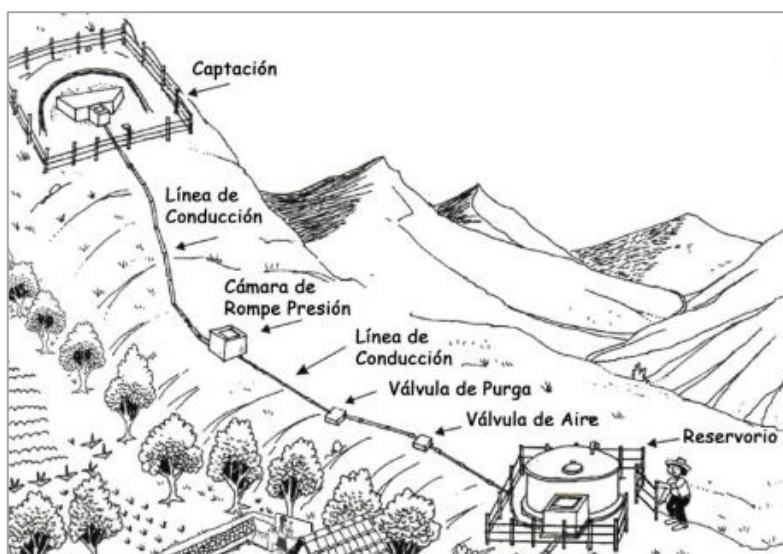


Figura 2.2 Elementos convencionales para un sistema de abastecimiento de agua

Fuente: (ONU, 2009)

Fuente de abastecimiento

La fuente de agua debe cumplir con las garantías de obtener los caudales necesarios hasta el fin del período de diseño, entregar agua de calidad y que el abastecimiento sea con el mínimo gasto de recursos económicos, siempre y cuando no se altere el sistema ecológico. (INEN, 1992, p. 45)

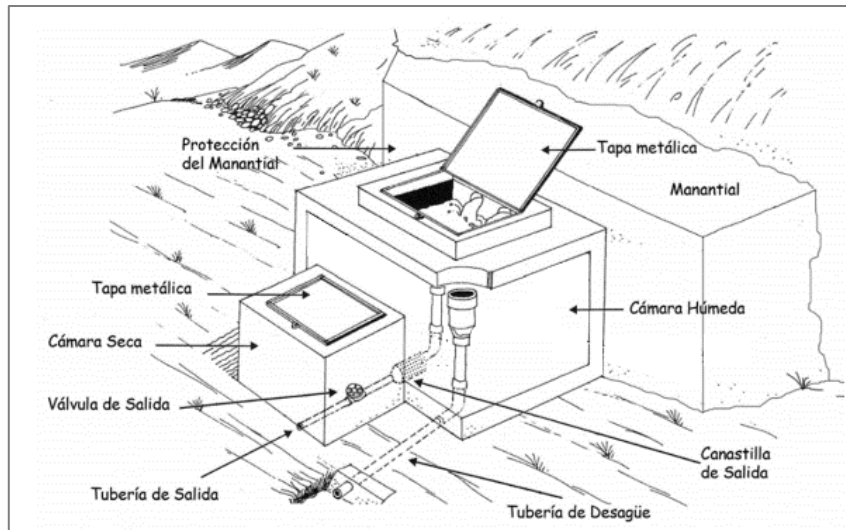


Figura 2.3 Esquema de componentes de una captación, similar a la de Nitiluisa

Modificado de: (ONU, 2009)

Para la captación de vertientes debe haber una cámara para protección por posibles problemas de contaminación. El afloramiento debe descargar libremente sin alterar las condiciones hidráulicas. (INEN, 1992, p. 91)

Conducción

En una conducción se debe garantizar el transporte desde la fuente hasta su destino, considerar la protección contra ingreso de basura o de aire en la conducción a presión y la posibilidad de operaciones de mantenimiento. (INEN, 1992, p. 98)

La línea de conducción de Nitiluisa es a gravedad, la altura piezométrica desde la fuente es superior a la cota en el punto de entrega del agua y permite el transporte del agua mediante la energía potencial generada por la topografía de la zona.

Tuberías

Hay diferentes tipos de tuberías para conducción de agua, dependiendo del material como: hierro fundido, acero o policloruro de vinilo (PVC), la elección se realizará en base a las condiciones del proyecto, tomando en cuenta velocidades máximas y las presiones de trabajo. Un valor importante para definir la tubería es el Coeficiente de Hazen Williams que dependerá del fabricante, de la marca y los años de servicio (Méndez, 2007).

Las normas INEN recomiendan lo siguiente en el diseño de tuberías:

- En planta y en perfil la tubería debe estar preferentemente en tramos rectos y cuando se impongan cambios de pendiente se debe evitar hacerlo bruscamente.
- En conducciones con una sola tubería se debe considerar separación de tramos para la realización de reparaciones, su tiempo mínimo debe tomarse según el material, diámetro y escenarios de instalación.
- Se debe preferir pendientes mínimas para tuberías que están vinculadas a la topografía del terreno, de 0.2% a 0.3 % en tramos ascendentes, de 0.4 % a 0.6% en tramos descendentes y pendientes mínimas en terrenos planos de 0.05%, además, se debe preferir subidas lentas y bajadas rápidas para contrarrestar el arrastre de bolsas de aire.
- La profundidad de instalación debe ser la adecuada para que agentes externos como tráfico o agricultura no afecten a la conducción.
- Para evitar calentamiento de las tuberías deben enterrarse al menos 50 cm desde la clave de la tubería.
- La línea piezométrica debe ser calculada con las peores condiciones de flujo.

Accesorios

Son piezas modeladas que permiten el cambio de flujo o alguna modificación a la conducción. Se tienen varios tipos de accesorios como:



Figura 2.4 Accesorios principales

Fuente (PLATIGAMA, 2018)

Cada uno de los accesorios tendrá características diferentes y serán usados para fines determinados.

Válvulas

Las válvulas son un tipo de accesorio que permite el control del flujo que atraviesa las tuberías de una conducción

Tipos de válvulas:

- Para interrupción de servicio
- Purga de aire
- Extracción de aire
- Vaciado
- Regulación de presión
- Aparatos para el control de sobre presiones



Figura 2.5 Tipos de válvulas usadas en la conducción actual de Nitiluisa

Fuente: catálogos comerciales I-TAP y Genebre

Las válvulas de aire se deben instalar en puntos altos de la conducción, se recomienda la utilización de ventosas de 50 mm para tuberías de más de 500mm.

Las válvulas aliviadoras de presión y válvulas de vaciado se instalarán en puntos bajos de la conducción o en tramos finales de mantenimiento (INEN, 1992).

Cámara rompe presiones

En tuberías de presión por gravedad se debe pensar en cámaras rompe presiones para garantizar su funcionamiento. También llamado tanque rompe presiones, este debe crear un volumen de reserva con espacio suficiente para satisfacer solicitudes instantáneas de agua y cambios de presión por apertura de válvulas aguas abajo, además, impedir la entrada de aire y cuerpos flotantes (INEN, 1992, p. 113).

2.1.3 Población

Para el cálculo se deben utilizar por lo menos tres métodos de proyección, en los que se deben considerar aspectos económicos, geopolíticos y sociales. (INEN, 1992, p. 41), la población de diseño se determinará en base a la población actual, en el caso de no tener datos se utilizan las tasas de crecimiento poblacional mostradas en la siguiente tabla. (SENAGUA, 2016, p. 28)

Tabla 2.1 Tasas de Crecimiento Poblacional en el caso de no tener datos suficientes

Región	r %
Sierra	1.0
Costa, Oriente y Galápagos	1.5

Modificado de: (SENAGUA, 2016)

El reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento (RAS) de Colombia, muestra una serie de métodos que pueden ser utilizados según la complejidad del sistema, que está en función del número de habitantes y su capacidad económica como se muestra en la Tabla 2.2 y Tabla 2.3.

Tabla 2.2 Nivel de complejidad según las normas RAS

Nivel de complejidad	Población proyectada	Capacidad económica
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	>60000	Alta

Modificado de: (RAS, 2000, p. A.9)

Tabla 2.3 Métodos de proyección según la complejidad del sistema

Método	Nivel de complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio Alto	Alto
Aritmético, geométrico	x	x		
Exponencial			x	x
Por componentes (demográfico)			x	x
Método gráfico	x	x		

Modificado de: (RAS, 2010, p. 27)

MÉTODOS DE PROYECCIÓN POBLACIONAL

Método Aritmético. - Es un crecimiento lineal, en el que a la población actual se le adiciona un valor fijo de habitantes en un período determinado.

$$P_f = P_a + n * r \quad ; \quad r = \frac{P_a - P_o}{t_a - t_o} \quad (2.1)$$

(Corcho & Duque, 2005, p. 13)

Donde:

P_f	Población futura
P_o	Población inicial
P_a	Población final
n	años entre el último censo y el año del período de diseño
r	Tasa de crecimiento
t_o	Año correspondiente al censo P_o
t_a	Año correspondiente al censo P_1

Método geométrico. - Usada cuando las poblaciones tienen una importante actividad económica, con un desarrollo apreciable e importantes áreas de expansión y los servicios se pueden dotar sin mayor dificultad.

$$P_f = P_a * (1 + r)^n \quad ; \quad r = \frac{\ln(P_a/P_o)}{t_a - t_o} \quad (2.2)$$

(Corcho & Duque, 2005, p. 14)

Donde

P_f	Población futura
P_o	Población inicial
P_a	Población actual
r	Tasa de crecimiento
n	Período de diseño (años)

Método exponencial. - Se enfoca a la proyección en poblaciones que existen limitación de recursos y excesivo crecimiento poblacional.

$$P_f = P_a * e^{rn} \quad ; \quad r = \frac{\ln P_a - \ln P_o}{n} \quad (2.3)$$

(Botero, 1981, p. 81)

Donde

P_f	Población futura
P_o	Población inicial
P_a	Población actual
r	Tasa de crecimiento
n	Período de diseño (años)

Método gráfico. - Si la información es insuficiente o poco confiable, se compara gráficamente poblaciones similares para obtener una proyección aproximada de la zona de estudio:

1. Con una zona de la misma región con desarrollo, clima y área similar.
2. Con una zona de la misma región con desarrollo y clima similar, pero con un número de habitantes mayor
3. Con una zona de otra región con desarrollo y clima similar, pero con un número de habitantes mayor

Método demográfico. -También llamado método de los componentes, se basa en una ecuación compensadora que se compone de varios parámetros como mortalidad (D), natalidad (B) y migración (I, inmigración; E, emigración):

$$N(t + n) = N(t) + B(t, t + n) - D(t, t + n) + I(t, t + n) - E(t, t + n) \quad (2.4)$$

(DANE, 2009, p. 26)

Estimación de la fecundidad. - Las medidas para la medición de la fecundidad son las Tasas Específicas de Fecundidad (TEF) por edad y la Tasa Global de Fecundidad (TGF) (DANE, 2009, p. 35)

Estimación de la mortalidad. - Es necesario contar con el número de defunciones por sexo y grupo de edad, para su estimación se tienen dos métodos: el método directo usado en el caso de tener datos de nacimientos y defunciones y el método indirecto usado en el caso de no existir información sobre natalidad y defunción. (DANE, 2009, p. 37)

Estimación de la migración. - Mediante la estimación de los saldos netos de migración por género y grupos de edad para cada zona. (DANE, 2009, p. 42)

Método de relación de Cohortes. - Debido a que no en todas las poblaciones se tiene información sobre fecundidad, mortalidad y migración, se adopta este método que logra solventar estas falencias de información. Tomando en cuenta la estructura poblacional y cambios en variables demográficas, teniendo en cuenta los siguientes enunciados:

- Las tendencias de las variables son similares a su cabecera cantonal o provincial
- Los factores de crecimiento de mortalidad y migración tienen el mismo comportamiento. (DANE, 2009, p. 44)

2.1.4 Bases para el diseño de la conducción

2.1.4.1 Período de diseño

En todo proyecto se debe considerar el desarrollo del sistema para garantizar el abastecimiento seguro a la población futura. En ningún caso se debe proyectar obras con períodos menores a 15 años.

Los factores considerados para la determinación del período del diseño son:

- Vida útil de las estructuras.
- Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones de la infraestructura.
- Crecimiento y/o decrecimiento poblacional.
- Capacidad económica para la ejecución de obras.

Este es el período en el que todos los componentes del sistema han alcanzado su vida útil o cuando no alcanza las demandas de la población proyectada. Las Normas del EPMAPS-Q recomienda un tiempo mínimo de 30 años y las Normas EX IEOS señala que el período de diseño está en función de la economía de la zona.

Por otro lado, las obras civiles para suministro de agua potable según las normas INEN se diseñan para un período de 20 a 30 años y en el caso que la población futura resulte 1.25 veces de la actual se debe considerar un período de diseño menor (INEN, 1997, p. 41).

2.1.4.2 Dotación de agua potable

Es la cantidad de agua asignada a cada habitante de la población en términos de litros por día, según las normas INEN sobre el diseño de sistemas de agua potable del año 1992 debemos realizar varias consideraciones para determinar la dotación del agua, como:

- Condiciones climáticas
- Necesidades de servicios públicos
- Agua potable para industrias
- Volúmenes contra incendios
- Hábitos de consumo
- Usos de agua
- Costo de los servicios
- Disponibilidad hídrica de fuentes

Cuando no se posee datos suficientes se pueden usar los siguientes valores de dotación según el clima y el número de habitantes:

Tabla 2.4 Dotaciones recomendadas Tabla 3 Norma INEN 5 Parte 1

Población	Clima	Dotación media futura l/hab/día
Hasta 5000	Frío	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
5000 a 50000	Frío	180 – 200
	Templado	190 – 220
	Cálido	200 – 230
Más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Modificado de: (INEN, 1992, p. 42)

La dotación para protección contra incendios en este caso según la tabla 4 de la NORMA INEN 5 es de 10l/s.

Según la SENAGUA la dotación de agua en zonas rurales depende del nivel de servicio que se va a administrar al sistema, para el caso de Nitiluisa la clasificación, dotación y porcentaje de fugas en la conducción se muestra en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Nivel de servicio

Nivel	Descripción	Dotación clima frío	% de fugas (f)
0	Sistemas individuales, se diseñan de acuerdo con técnicas y economía del usuario	-	-
la	Grifos públicos	25 l / hab / día	10 %
lb	Grifos públicos y puntos de agua para ropa y baño	50 l / hab / día	10%
IIa	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa	60 l / hab / día	20%
IIb	Conexiones domiciliarias con más de un grifo	75 l / hab / día	20%

Modificado de: (SENAGUA, 2016, pp. 30-31)

2.1.4.3 Variaciones de consumo

Considerando las limitaciones para determinar el consumo diario y horario en la comunidad, se adoptará las siguientes variaciones diarias según las normas INEN y la SENAGUA

Tabla 2.6 Variación de consumo diaria y horaria

Requerimiento	INEN 5 (9-1)	SENAGUA CO 10.7
K_(máx.día)=	[1.3 – 1.5]	1.25
K_(máx.hora)=	[2 – 2.3]	3

Modificado: (INEN, 1992, p. 43) (SENAGUA, 2016, p. 32)

2.1.4.4 Caudales de diseño

Según las normas INEN la variación debe ser calculada mediante el producto de la población (**M**) y la dotación por habitante día (**q**). El caudal máximo diario corresponde al caudal máximo registrado en 24 horas y el caudal máximo horario al máximo caudal registrado en una hora.

En la Tabla 2.7 se presentan las ecuaciones, donde las siglas representan:

- P: Población (habitantes)
- D: Dotación Futura (l/hab/día)
- K: Coeficiente de Variación
- f: Factor de fuga

Tabla 2.7 Variaciones de consumo

Requerimiento		INEN (l/s)	SENAGUA (l/s)
Consumo medio anual diario	Qmd	$Q_{med} = P * D / 86400$	$Q_m = f * P * D / 86400$
Consumo máximo diario	QMD	$Q_{max.día} = K_{max.día} * Q_{med}$	$Q_{max.día} = K_{max.día} * Q_m$
Consumo horario	QMH	$Q_{max.día} = K_{max.hora} * Q_{med}$	$Q_{max.día} = K_{max.hora} * Q_m$

Modificado: (INEN, 1992, p. 43) (SENAGUA, 2016, p. 32)

Caudal de diseño para captación

Deben diseñarse para el caudal máximo diario más las pérdidas a lo largo de la conducción (EMAAP-Q, 2008, p. 36)

Caudal de diseño para las líneas de conducción

Dependiendo de la conducción se tienen tres opciones:

1. Utilizar el caudal máximo diario cuando exista un almacenamiento de agua tratada
2. Utilizar el caudal medio diario en sistemas con bombeo
3. Utilizar el caudal medio diario si la conducción es apreciablemente larga y ser complementada con un tanque de almacenamiento. (EMAAP-Q, 2008, p. 37)

En todos los casos considerar las pérdidas de agua en la conducción

Caudal de diseño en líneas de transmisión

Al conectarse a los tanques de almacenamiento y distribución el caudal tomado será el máximo diario para el último año de diseño. (EMAAP-Q, 2008, p. 37)

2.1.4.5 Volumen de almacenamiento

El volumen de almacenamiento debe ser determinado con el caudal medio diario anual, multiplicado por coeficientes de compensación. Expresados por $k_{maxdía}$ (k_1) y $k_{maxdía}$ (k_2) (EMAAP-Q, 2008, p. 36).

Para determinar el volumen de almacenamiento se consideran las variaciones horarias, para poblaciones mayores a 5000 habitantes se toma el 25% del caudal medio diario y en poblaciones menores de 5000 habitantes este volumen se considera el 30% del consumido

en un día. El volumen contra incendios solo se considera cuando la población sobrepasa los 20000 habitantes (INEN, 1992, p. 44).

2.1.4.6 Velocidad media

Se llama velocidad media a la relación entre el caudal que pasa a través de una superficie y el área que conduce el flujo (Sotelo, 1997)

$$V = \frac{Q}{A} \quad (2.1)$$

(Sotelo, 1997, p. 104)

Velocidades admisibles

La velocidad mínima posible para agua cruda será de 0.45 m/s (EMAAP-Q, 2008, p. 56). Las velocidades máximas admisibles para PVC son:

Tabla 2.8 Velocidades máximas en tuberías según Norma INEN 5 y EMAAPS

Materiales de las tuberías	INEN (m/s)	EMAAPS (m/s)
Plástico	4.5	6

Modificado de: (INEN, 1992) (EMAAP-Q, 2008)

2.1.4.7 Número de Reynolds

$$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{\rho VD}{\mu} \quad (2.2)$$

(Sotelo, 1997)

Donde:

- V: velocidad media
- D: diámetro de la tubería
- ν : Viscosidad cinemática del fluido
- μ : Viscosidad absoluta del fluido
- ρ : Densidad del agua

El número de Reynolds permite determinar el punto en el que el flujo se vuelve inestable después de un valor crítico en el que se torna turbulento, tanto el flujo laminar como el turbulento resultan de la viscosidad. Por otro lado debido a que en la tubería hay irregularidades muy pequeñas en las paredes se considera una rugosidad media (*rugosidad*

absoluta, ε , k_s) que es el promedio de alturas de las irregularidades, aún más importante es la relación de este parámetro con el diámetro (*rugosidad relativa*, ε/D) (Sotelo, 1997, p. 278)

Tabla 2.9 Densidad y viscosidad absoluta del agua

Temperatura (°C)	0	5	10	15	20	30	40	50
Densidad ρ (kg/m ³)	1000	1000	1000	999	998	996	992	988
Viscosidad μ (x 10 ⁻³ Pa*s)	1.79	1.52	1.31	1.14	1.01	0.8	0.66	0.55

Fuente: (López, 1995, p. 217)

2.1.4.8 Ecuación de energía

Un análisis dinámico de la mecánica en fluidos considera ecuaciones de movimiento que contempla las acciones gravitacionales, de presión y fuerzas de origen viscoso, obteniendo así la ecuación de energía, en donde se consideran las pérdidas de energía a lo largo de una conducción. (Méndez, 2007, p. 32)

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + H \quad (2.3)$$

(Sotelo, 1997)

Donde:

Z : Energía potencial o cota

P/γ : Energía de presión

$v^2/2g$: Energía cinética

H : Pérdida de carga

$P/\gamma + z$: Energía piezométrica

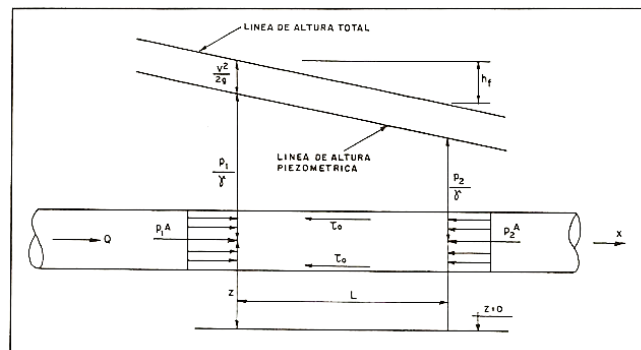


Figura 2.6 Términos de la ecuación de energía

Fuente: (Méndez, 2007)

Conceptos geométricos importantes

1. Área hidráulica (A), es el área de sección transversal.
2. Perímetro mojado (P), Perímetro en el que hay contacto con el líquido.
3. Radio hidráulico (R_h), es una relación

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (2.4)$$

(Sotelo, 1997)

Si la pendiente de la tubería (S_i) representa la relación entre la pérdida de energía y la longitud del tubo (L) se puede expresar la pérdida de fricción (h_f) como:

$$h_f = \frac{S_f}{L} \quad (2.5)$$

(Sotelo, 1997)

En las pérdidas de carga se incluyen dos factores importantes que son: las pérdidas por fricción a lo largo de la tubería y las pérdidas locales debido a los accesorios en la conducción.

2.1.4.8.1 Pérdidas de fricción

Para expresar las pérdidas de energía por fricción se tienen varias ecuaciones como Darcy – Weisbach, Colebrook – White y de Hazen Williams que se explicarán a continuación.

Fórmula de Darcy – Weisbach

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (2.6)$$

(Sotelo, 1997)

Donde:

- H_f: pérdida de carga (m)
- L: Longitud de la tubería (m)
- D: Diámetro interno de la tubería (m)
- V: Velocidad media del flujo (m/s)
- g: aceleración de la gravedad (m/s²)

El factor de fricción f está en función de la rugosidad (ε) y el número de Reynolds (R_e), para definir el factor de fricción para Darcy Weisbach se utilizará la siguiente fórmula

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.71 * D} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (2.7)$$

(Vegas & Martínez, 2018)

Fórmulas de Colebrook White

Para el coeficiente adimensional de fricción

Tabla 2.10 Ecuaciones para el coeficiente de fricción

Flujo	Reynolds	Fórmula	Tipo de tubo
Laminar	< 2300	$f = \frac{64}{Re} = \frac{64}{VD/\nu}$	Lisos
	2300 – 40000	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left(\frac{e}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$	Lisos rugosos
Turbulento	> 40000	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * \log \left(\frac{D}{2\varepsilon} \right) + 1.74$	Rugoso

Fuente: (Sotelo, 1997)

Hazen Williams

La fórmula de Hazen Williams parte de una deducción empírica, para su aplicación se debe cumplir las siguientes condiciones:

1. Tuberías mayores a 100 mm
2. Velocidades que no excedan de 3 m/s
3. Para un número de Reynolds relativamente alto
4. Según Sotelo esta ecuación es común para tubos rugosos

$$Q = 0.2785 C_H * D^{2.63} * \frac{H^{0.54}}{L} \quad (2.11)$$

(López, 1995)

$$V = 0.355 C_{HW} * D^{0.63} * S^{0.54} \quad (2.12)$$

(Sotelo, 1997)

Donde:

- Q: Caudal (m/s)
- C_H: Coeficiente de Hazen Williams
- D: Diámetro(m)
- S: Pendiente (m/m)

Con Hazen Williams el coeficiente de Ven Te Chow recomendado según la norma INEN 5 para tubería de PVC es de 140

2.1.4.8.2 Pérdidas locales

Pertenecen a las pérdidas que se producen en cambios de direcciones o cuando el flujo pasa por válvulas, compuertas o accesorios (Sotelo, 1997, p. 297), su magnitud se expresa como una proporción de la carga de velocidad:

$$h_m = k * \frac{V^2}{2g} \quad (2.13)$$

(Sotelo, 1997)

Donde:

h: pérdida de energía (m)

K: coeficiente adimensional de pérdidas

Pérdidas por accesorios

A lo largo de la conducción se tiene tubería de PVC de la marca Plastigama. Por lo tanto, para definir el coeficiente de pérdidas para la evaluación del estado actual de la conducción en cada accesorio se tomó la tabla de pérdidas de carga del catálogo de Plastigama, en la conducción se tiene una gran cantidad de cambio de dirección de las tuberías y de tees que van a ayudar a la conexión hacia las válvulas de aire y purga.

Diámetro Nominal	20	25	32	40	50	63	75	90	110	160	200
Pérdidas de Carga	(m)										
Tee	0.7	0.8	0.9	1.5	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	3.6	5
Codo 90°	1.1	1.2	1.5	2	3.2	3.4	3.7	3.9	4.3	5.4	5.5
Codo 456°	0.4	0.5	0.7	1	1.3	1.5	1.7	1.8	1.9	2.6	3.5
Codo 90° L/R	0.4	0.5	0.6	0.7	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.6
Codo 45° L/R	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4
Válvula check	2.5	2.7	3.8	4.9	6.8	7.1	8.2	9.3	10.4	13.9	17.6
Válvula de Bola	11.1	11.4	15	22	35.8	37.9	38	40	42.3	56.7	72.1
Válvula de compuerta	0.1	0.2	0.3	0.4	0.7	0.8	0.9	0.9	1	1.2	1.4

Figura 2.7 Coeficientes de pérdidas en accesorios comerciales

Fuente: (PLATIGAMA, 2018)

Pérdidas por entrada

Son pérdidas por contracción a la entrada de la tubería, depende de la brusquedad con que se presenta la contracción, para las condiciones de la conducción actual existen contracciones rectas desde el tanque hacia la abertura de la tubería.

$$k = 0.5$$

(Sotelo, 1997)

Pérdidas por cambios de dirección

Debido a que no se conoce la exacta posición de las tuberías se va a tomar los ángulos en planta más representativos en la conducción para definir la pérdida por cambios de dirección, para lo cual se usará el ábaco siguiente:

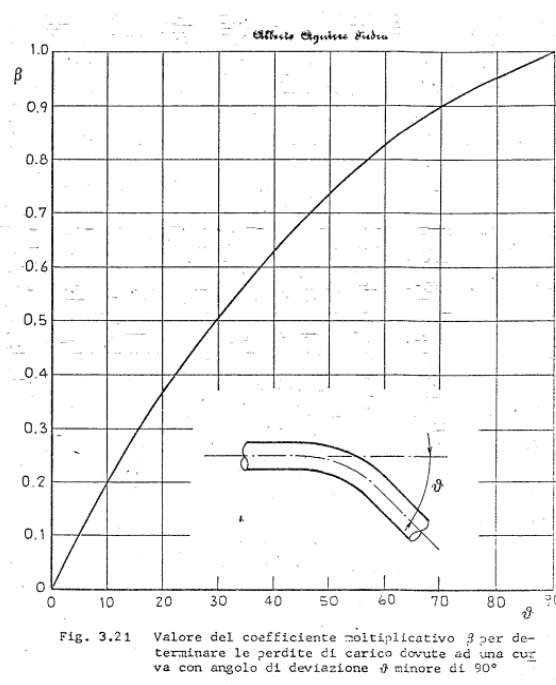


Figura 2.8 Ábaco de pérdidas locales para cambios de dirección

Fuente: (Electroconsult, 1980)

Para tener un mejor flujo de trabajo se grafica el ábaco en Excel, con el cual mediante una línea de tendencia se obtiene la ecuación de la curva y con los ángulos representativos de la conducción se obtienen las pérdidas.

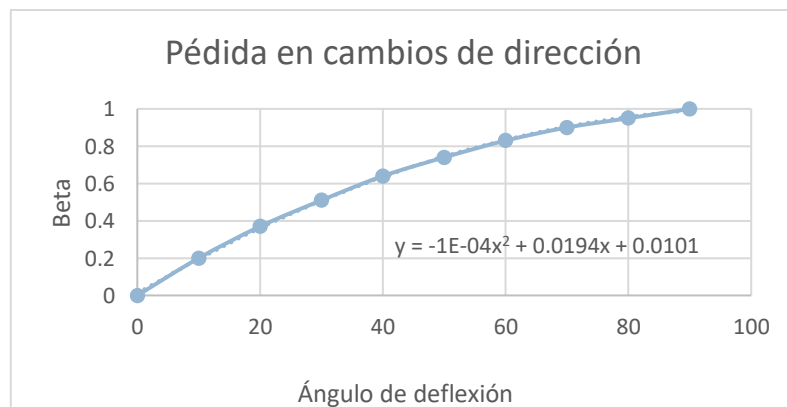


Figura 2.9 Ecuación del ábaco de pérdidas para cambios de dirección

Pérdidas en válvulas de aire

Este tipo de válvulas permiten la expulsión de aire y se ubican en los puntos más altos de la conducción. Eliminan el aire que se encuentra en la tubería antes del llenado y el aire que se almacena en puntos altos, además, admite aire en el caso del funcionamiento de la válvula de purga. (López, 1995, p. 210).



Figura 2.10 Válvula de aire.

Fuente: (Itap, 2016)

Las válvulas de aire pueden estar conectadas por medio de una tee roscada desde la tubería, por lo tanto, se toma en cuenta para representar esta pérdida la suma del accesorio de unión T y una contracción brusca hacia el diámetro de la válvula.

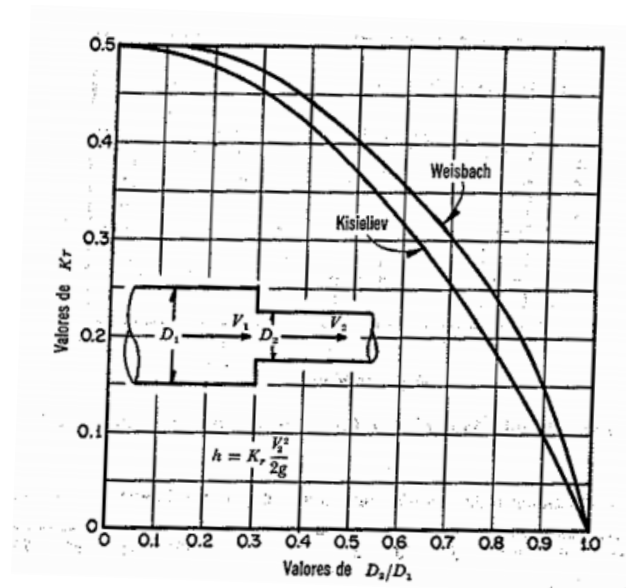


Figura 2.11 Pérdida de energía en una contracción brusca

Fuente: (Sotelo, 1997, p. 302)

Válvula liberadora de presión

Permite la salida automática del flujo para evitar el incremento de presión en la conducción. Para determinar el coeficiente de pérdida para la válvula de purga se toma en cuenta un accesorio de una unión T, para hacer la conexión hacia la válvula y el factor de pérdida k de la válvula de purga, que es de 2.5 (Martinez, 1993, p. 116)

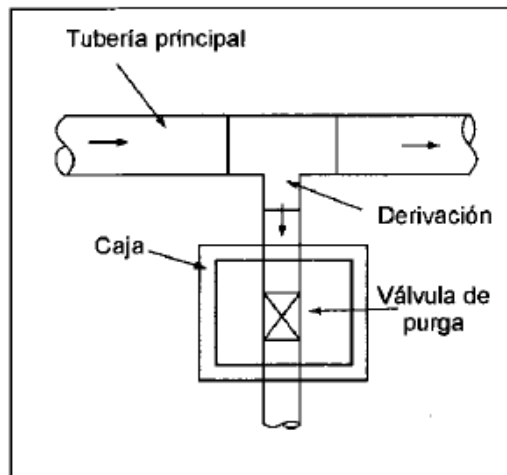


Figura 2.12 Esquema de la colocación de una válvula de purga

Fuente: (López, 1995)

2.1.4.9 Presiones

La presión estática es la cota piezométrica en la conducción, cuando el flujo tiene velocidad cero, se relaciona con la presión máxima de trabajo, por otro lado, se tiene la presión dinámica que se genera cuando existe flujo de agua en las tuberías y está relacionada con la presión nominal de la tubería (INEN, 1992, p. 173)

Para el diseño se consideran presiones estáticas y dinámicas.

Tabla 4.2.11 Presiones para tuberías según INEN 5 Parte 2

Tipo de presión	Valor
Estática máxima	4 kg/cm ² (40m.c.a)
Dinámica máxima	3 kg/cm ² (30m.c.a)
Dinámica mínima	0.7 kg/cm ² (7m.c.a), 10mca en zonas rurales

Fuente: (INEN, 1992)

2.1.5 Software para el análisis de conducciones

Antes de comenzar con el análisis es importante la obtención de la topografía de la línea de conducción, para esto en el presente documento se realiza fotogrametría por dron en zonas de difícil acceso para el equipo RTK. Las fotografías obtenidas por dron se las procesan en el programa AGISOFT y se completa la topografía con los datos obtenidos por equipo RTK en el programa Civil3D.

Obtenida la topografía se procede al análisis hidráulico de la conducción, y como se detalla en la justificación teórica existen una gran variedad de programas que permiten realizar la modelación de una conducción, se basan en leyes físicas mediante algoritmos matemáticos programados. EPANET es utilizado para el análisis hidráulico y ha sido evaluado por muchos investigadores para diseños y análisis de proyectos.

EPANET

EPANET es un programa desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA), orientado al análisis del comportamiento de los sistemas de distribución de agua, que conjuga algoritmos de cálculo con una interfaz gráfica potente y amigable, cuenta con varias aplicaciones como el mejoramiento de las redes, el trazado y selección de nuevos elementos, tiempo de vida de los materiales, control de fugas en la red, etc. Permite realizar simulaciones en tiempos prolongados del procedimiento hidráulico y la calidad del agua en redes de suministro de agua a presión. (Rossman, 2017)

EPANET no tiene límite del tamaño de la red a procesarse, el cálculo de las pérdidas puede determinarse mediante diversas fórmulas de la literatura técnica como las de: Hazen-Williams, Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning, este software permite considerar varios tipos de válvulas y además admite geometrías variables en posición y elevación. (Rossman, 2017)

2.1.6 Análisis final en la conducción

2.1.6.1 Aire en las tuberías

Generalmente se tiene un porcentaje de aire en conducciones a presión, debido a varias razones, como el ingreso de aire desde la captación, el funcionamiento de las válvulas o tramos de baja presión. (López, 1995, p. 2.71)

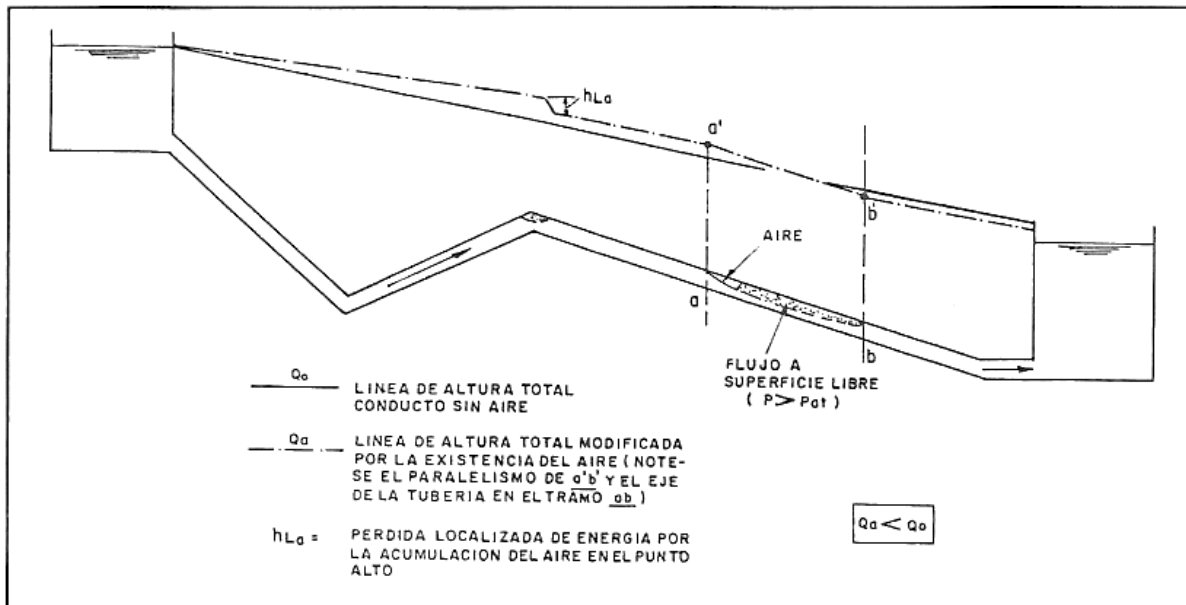


Figura 2.13 Modificación de la línea piezométrica debido a aire en la tubería

Fuente: (López, 1995)

El aire en las tuberías llega a disminuir la capacidad de transporte del agua, en consecuencia, se debe recurrir a varias alternativas como:

- Limitar la velocidad del flujo para evitar el movimiento de burbujas de aire
- Colocación de válvulas de expulsión.

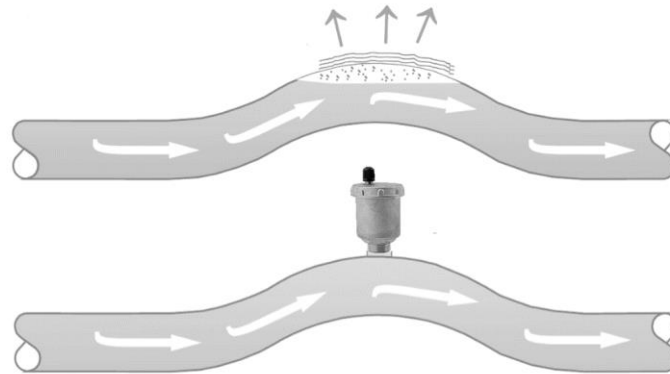


Figura 2.14 Función de las válvulas de aire

Las válvulas de aire se colocan en varios puntos de la conducción, según el manual del AWWA M51 se tienen las siguientes consideraciones:

- Puntos altos
- Incrementos de pendientes negativas
- Decrementos de pendientes positivas
- En largos ascensos o descensos cada 400 u 800 metros
- Tramos horizontales cada 400 u 800 metros (AWWA, 2001)

Método de cálculo según el Manual M51 del AWWA

No existe un método exacto donde se determine la cantidad de aire que se necesite evacuar, sin embargo, el método toma el 2% de solubilidad del aire en el agua en condiciones normales (AWWA, 2001, p. 12)

Tamaño para liberación de aire

El manual trabaja con un coeficiente de descarga de $C_d=0.7$ debido a la caída entre la boquilla de flujo suave y el orificio de borde cuadrado, teniendo así la siguiente tabla para determinar el tamaño de orificio de la válvula:

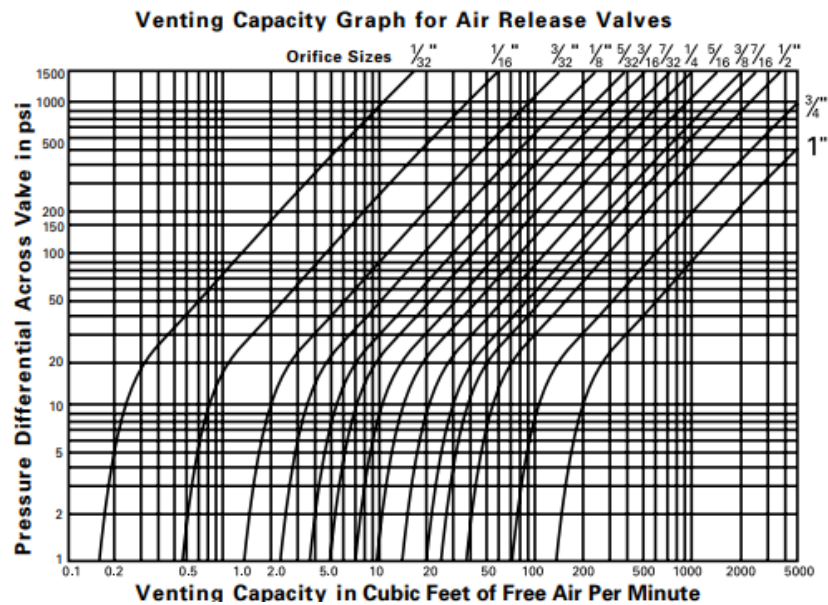


Figura 2.15 Capacidad de descarga de aire en orificios de válvula

Fuente: (DeZURIK, 2011)

Tamaño para llenado de tubería

Para el llenado inicial de la tubería, el aire debe ser evacuado al mismo tiempo que el llenado. Comúnmente se debe llenar la tubería gradualmente a una velocidad de 0.3 m/s (AWWA, 2001, p. 14).

Para el llenado de la tubería la taza del flujo de ventilación es:

$$Q \left[\frac{ft^3}{m} \right] = q \left[\frac{gal}{min} \right] (0.134 \frac{ft^3}{gal}) \frac{\Delta P [psi = 2] + 14.7 psi}{14.7 psi} \quad 2.14$$

(AWWA, 2001, p. 14)

La mejor velocidad de vaciado es de 1 a 2 ft/s (0.3 a 0.6 m/s) para minimizar los transientes. Una válvula de aire en un punto alto adyacente a un punto de drenaje debe ser diseñada para admitir aire a la misma taza volumétrica que la tubería es drenada.

El enfoque del AWWA se basa en una presión diferencial estática y no toma en cuenta la presión interna dinámica, por este motivo, las dimensiones de las válvulas resultan sobredimensionadas (McPherson, 2013)

Un monograma típico para el dimensionamiento de las válvulas se muestra a continuación:

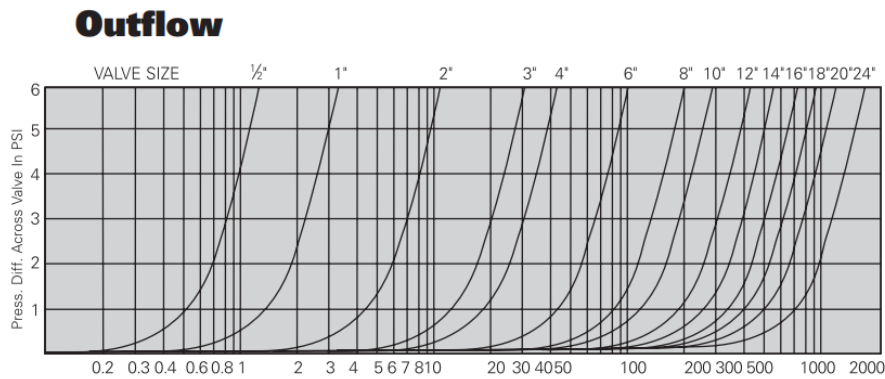


Figura 2.16 Monograma típico comercial para la decisión del tamaño de válvula

Fuente: (DeZURIK, 2011)

Tamaño para un flujo a gravedad

Las válvulas de aire en puntos altos deben ser diseñadas para permitir el ingreso de aire y minimizar presiones negativas. Esta presión admitida debe ser menor a 5 psi o la presión negativa admitida bajo presiones atmosféricas con un factor de seguridad. En una tubería la sonoridad ocurre cuando el radio de presión en el orificio cae bajo los 0.53 MPa, sabiendo que la presión atmosférica es de 14.7 psi, luego cualquier presión negativa bajo 7.8 psi (absoluta) o -7 psi (vacío) producirá un flujo sónico. . En el flujo a gravedad el movimiento ocurre por el cambio de pendiente, con cambios de incremento de pendiente negativa y decrecimiento de pendiente positiva, se ubican las válvulas de aire/vacío, cuyo orificio debe ser dimensionado de tal manera que el ingreso de aire en ese punto sea igual a la diferencia de los dos caudales en la presión negativa permisible (AWWA, 2001, p. 16)

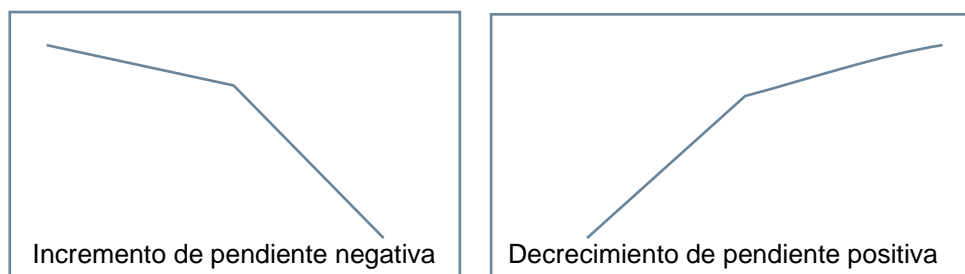


Figura 2.17 Pendientes que se aplica la diferencia de caudal

Modificado de: (AWWA, 2001)

Se determina la presión negativa admisible con un factor de seguridad

$$P_c = 66.000.000 \left(\frac{t}{d} \right)^3 ; \Delta P = \frac{P_c}{SF}$$

2.15
(AWWA, 2001, p. 17)

Donde

- P_c: Presión de colapso, in
 T: espesor de tubería, in
 D: diámetro nominal, in
 ΔP: diferencia de presión, psi
 SF: factor de seguridad

Se elige normalmente un factor de seguridad de 3 o 4, cuando la tubería no está sujeta a colapso la diferencia de presión se toma con un valor de 5 psi (34kPa). El caudal que ingresa a la tubería se determina con la siguiente ecuación en ft³/min o con el ábaco de la Figura 2.18:

$$Q = 0.0472C \sqrt{S D_{int}^5}$$

2.16
(AWWA, 2001, p. 18)

Donde:

- C: Coeficiente de Chezy, 190 PVC
 S: Pendiente de la tubería
 D_{int}: diámetro interior

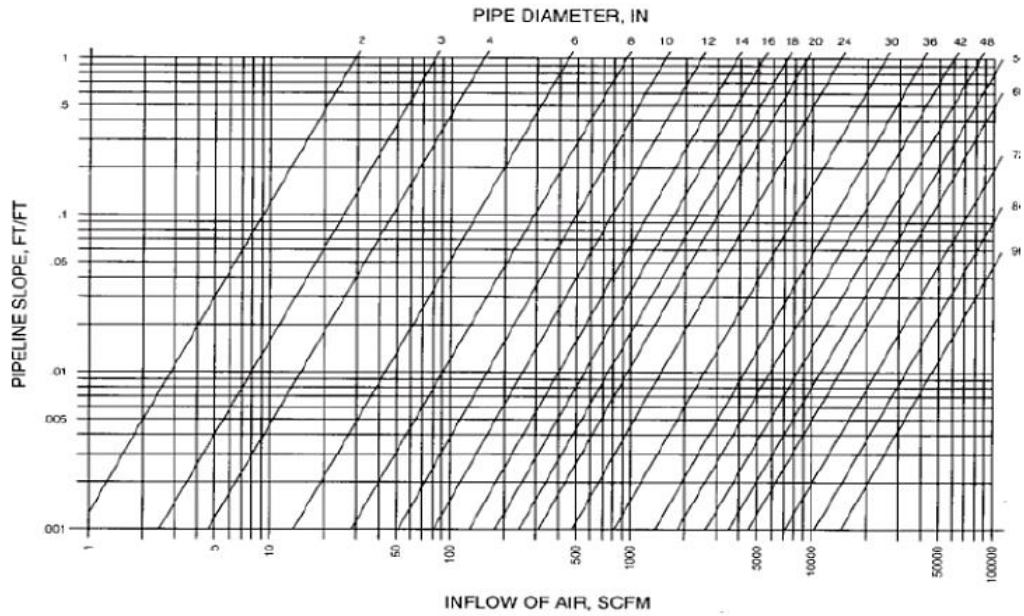


Figura 2.18 Ábaco para la determinación del caudal para flujo a gravedad

Fuente: (AWWA, 2001, p. 17)

Con el caudal que ingresa y la presión se obtiene el tamaño de la válvula, con la Figura 2.19.

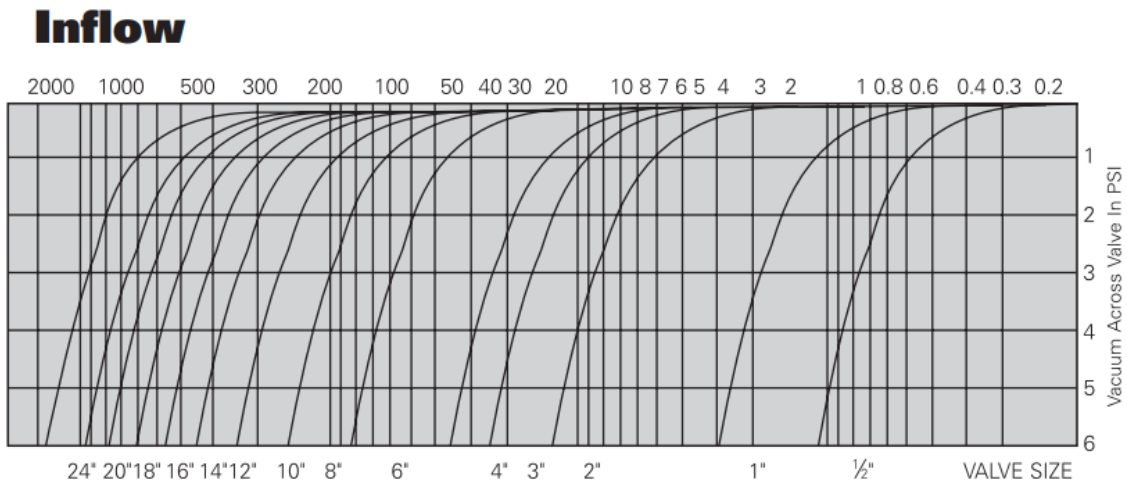


Figura 2.19 Monograma comercial para determinar el diámetro de válvula

Fuente: (DeZURIK, 2011)

Ubicación de las válvulas

Para la ubicación de las válvulas se tienen varios factores en consideración que indica el AWWA

Ubicación	Condición	Tipo de válvula
1	Descarga de bomba	Aire/vaciado
2	Incremento de pendiente negativa	Combinada
3	Incremento de pendiente positiva	Sin válvula
4	Decrecimiento de pendiente negativa	Sin válvula
5	Decrecimiento de pendiente positiva	Aire/vaciado o combinada
6	Inicio Tramo horizontal	Combinada
7	Tramo horizontal	Purga de aire
8	Fin Tramo horizontal	Combinada
9	Ascenso largo	Aire/vaciado o combinada
10	Descenso largo	Aire/vaciado o combinada
11	Punto alto	Combinada
12	Punto bajo	Sin válvula

Figura 2.20 Ubicación de las válvulas

Fuente: (AWWA, 2001, p. 9)

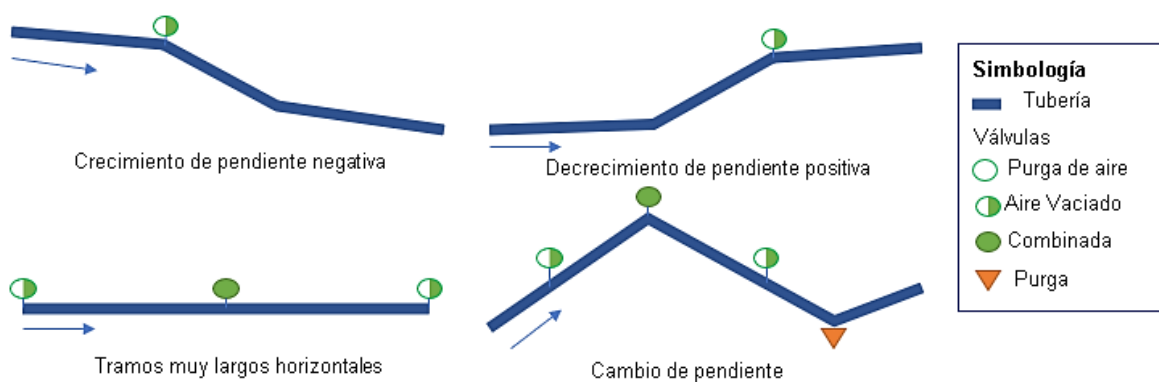


Figura 2.21 Esquema de ubicación de válvulas en una conducción

Modificado de: (AWWA, 2001, p. 9)

La determinación del tamaño de la válvula depende si es para: purga de aire, aire / vaciado o combinada, en el caso de válvulas de purga de aire se determina el tamaño de orificio para

evacuar el 2% de caudal que representa el aire en el agua, para las válvulas aire / vacío se determina el tamaño de orificio necesario para evacuar el aire en la tubería al momento del llenado y cuando existe flujo en la tubería, y finalmente para las válvulas combinadas los dos criterios antes descritos (AWWA, 2001, pp. 20-22).

2.1.6.2 Control de caudal

La regulación de caudal en una conducción se puede realizar con la aplicación de una válvula, esta capacidad de regulación está relacionada con las pérdidas que produce. De acuerdo con las normas de diseño de sistema de agua potable para la EMAAPQ (2008) “La entrada de agua debe ser dotada de una válvula reguladora de caudal y antepuesta de una válvula de guardia. Debe analizarse en detalle que se reduzca al mínimo la cavitación en la válvula reguladora.” (p. 109).

Para regular el caudal existen varias válvulas que se pueden utilizar, como válvulas de mariposa, válvula de asiento o válvulas de compuerta.

Las **válvulas mariposa** se pueden utilizar cuando los diámetros de tubería son muy grandes y por ende su costo es elevado.



Figura 2.22 Válvula de mariposa

Fuente: (CONAGUA, 2007, p. 26)

Las **válvulas de compuerta** funcionan con una placa de movimiento vertical, es el tipo de válvula más usada debido a que el operador puede ver fácilmente si está abierta o cerrada (CONAGUA, 2007, p. 26)

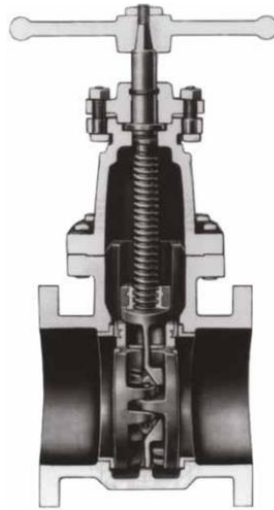


Figura 2.23 Válvula de compuerta

Fuente: (CONAGUA, 2007, p. 26)

2.1.6.3 Golpe de ariete

Es el efecto de choque brusco o presiones altas repentinas sobre la tubería al modificarse el movimiento del flujo como el cierre de una válvula. Produce una onda de sobrepresión aguas arriba del cierre brusco de la válvula (López, 1995, p. 233).

La magnitud del golpe de ariete depende de la velocidad, tiempo de detención del flujo, longitud de la tubería y grado de deformabilidad de la tubería, que se lo representa con la celeridad /velocidad de propagación de la onda). (Soriano & Pancorbo, 2012, p. 46)

Para determinar el golpe de ariete se define la sobrepresión en función de la longitud, la velocidad y el tiempo de cierre de las válvulas. Existen dos fórmulas para determinar el golpe de ariete el de Michaud para impulsiones cortas de cierre lento y de Allievi para una impulsión larga de cierre rápido. La fórmula de Allievi se emplea para sobrepresiones provocadas por bombas, mientras que la de Michaud toma en cuenta el cierre de válvulas , en el caso de las conducciones a gravedad el cierre de válvulas puede verse modificado con facilidad, por tanto, es importante determinar estas sobrepresiones, por otro lado, esta ecuación es recomendada para tuberías de PVC (Soriano & Pancorbo, 2012, pp. 44- 48)

$$Michaud \Delta H = \frac{2LV}{gT} \quad (2.17)$$

$$Allievi \Delta H = \frac{C * V}{g} \quad (2.18)$$

(Soriano & Pancorbo, 2012, p. 45)

El tiempo de permanencia de la onda se define como:

$$T=2L/C \quad (2.19)$$

(López, 1995, p. 233)

Donde:

- T: período de la tubería
- C: Velocidad de propagación de la onda, celeridad
- L: Longitud hasta el depósito

Si se representa gráficamente las dos ecuaciones de Michaud y Allievi, las dos rectas se cruzarían en un punto, este punto se denomina punto crítico y le corresponde un tiempo crítico que se obtiene igualando las dos ecuaciones obteniendo la siguiente expresión:

$$L_c = \frac{C * T}{2} \quad (2.20)$$

(Soriano & Pancorbo, 2012, p. 46)

Para determinar la celeridad (C) se utiliza la siguiente ecuación

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}} \quad (2.21)$$

(López, 1995, p. 233)

Donde:

- k: relación entre el módulo de elasticidad del agua y el material $K=10^6/E$
- E: módulo de elasticidad del material de la conducción
- D: diámetro de la tubería
- e: espesor de la tubería

Los cálculos en diversos tipos de tubería generalmente como metal y plástico revelan resultados de tiempo de cierre entre 1 a 3 segundos muy raramente superan la longitud crítica. (Soriano & Pancorbo, 2012, p. 47)

Muchas de las veces se tienen conducciones con tramos de tubería de diferente diámetro o material, en este caso se utilizará una celeridad y velocidad equivalente definida como:

$$C = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{a_i}} \quad (2.22)$$

(Andrés, 2004, p. 307)

Donde:

- a_e : celeridad equivalente (m/s)

- L: Longitud total, (m)
l_i: longitud en cada tramo (m)
a_i: celeridad en cada tramo (m/s)

$$V_e = \frac{\sum l_i * v_i}{L}$$

(2.23)

(Andrés, 2004, p. 307)

Donde:

- ve: velocidad equivalente (m/s)
v_i: velocidad en cada tramo (m/s)

2.2 ESTADO DEL ARTE

Las investigaciones más importantes sobre la gestión del agua en zonas rurales en América Latina y Ecuador son:

N	Autores	Año y lugar	Titulo	Objetivo	Resumen	Resultados
1	Ricardo Radulovich, Revista Forestal Centroamericana	1997, Costa Rica	Sostenibilidad en el uso del agua en América Latina	Fomentar la importancia de pequeños proyectos para el uso eficiente del agua que tienen un gran impacto en la medida que se replican en varias zonas, con sistemas eficientes y una planificación correcta.	Enuncia que América Latina a pesar de contar con la mayor cantidad per cápita de agua en relación con otras regiones, sufre de falta de agua en zonas rurales, es un problema generalizado, solamente el 26% de estas zonas tienen acceso al agua debido a la falta de gestión o un manejo pobre de estos proyectos. Propone pequeños proyectos como: Transferir industrias a zonas con menor población y relativamente mayor cantidad de agua, manejo de micro y mini cuencas, captación de aguas lluvia entre otras.	El artículo además de considerar la mala gestión del agua en zonas rurales toma en cuenta las repercusiones que se tiene en las malas prácticas de regadío y pastoreo excesivo, provocando la degradación de la tierra, modificando el ciclo hidrológico por ende afecta la captación de agua en acueductos. Con la agricultura en época de labranza aumenta la concentración de nitrógeno, fósforo y sedimentos en el agua que se eleva en más del 300% y, por lo tanto, es común encontrar que el 70% del agua consumida en zonas rurales contiene coliformes fecales.
2	María de los Ángeles Gil, Humberto Reyes, Leonardo Ernesto Márquez, Antonio Cardona, Revista Investigación y ciencia de la universidad autónoma de Aguascalientes	2014, México	Disponibilidad y uso eficiente de agua en zonas rurales	Comparar y contrastar el uso de agua en zonas rurales.	El estudio habla de la Gestión integral del agua tomando en cuenta su disponibilidad y uso eficiente en comunidades rurales, revisa la gobernanza y gestión del agua por parte de las autoridades y da como conclusión que la brecha entre la cobertura de agua entre zonas urbanas y rurales es muy grande, a pesar de que se han emprendido acciones para incrementar la infraestructura hidráulica.	Uno de los principales inconvenientes que se tiene en la administración del agua en zonas rurales, es la falta de gestión integral, con base en la disponibilidad del agua, pero con el uso ineficiente de recursos no se generan acciones que permitan el uso eficiente del agua para dar una mejor calidad de vida, además, en zonas rurales los usuarios dan prioridad a la cantidad sobre la calidad.
3	Mónica Pozo, Juan Carlos Serrano, Roberto Castillo y Lorena Moreno, INEC.	2016, Quito	Indicadores ODS de agua, saneamiento e higiene en Ecuador	Generar información que permita mejorar el diagnóstico, diseño y evaluación de obras públicas en contexto de los objetivos de desarrollo sustentable, enfocado a los indicadores de agua saneamiento e higiene.	Se analiza el plan piloto realizado en el 2016 con la Encuesta Nacional de Empleo, Desempleo y Subempleo (ENEMDU) con modificaciones enfocadas a la medición de calidad de agua.	En el Ecuador existe un amplio marco legal que establecen como prioridad la correcta administración del agua, sin embargo, existen poblaciones en el Ecuador que aún no están dotadas de agua para consumo o son de mala calidad que generan enfermedades y un bajo desarrollo, inequitativo con respecto a poblaciones con acceso a agua y saneamiento.

Las investigaciones más importantes sobre el uso de AGISOFT para el procesamiento de imágenes satelitales:

N	Autores	Año y lugar	Título	Objetivo	Resumen	Resultados
1	Muñoz-Narciso, E., Béjar, M., Tena, A., Vericat, D., Ramos, E., Brasington, XII reunión Nacional de Geomorfología	2014, Cantabria	Generación de modelos topográficos a partir de fotogrametría digital automatizada en un río de Gravas altamente dinámico	Presenta una metodología para generar modelos topográficos de cauces fluviales a partir de fotografías tomadas por dron. Analiza los cambios de topografía y rugosidad de un tramo fluvial del alto Cinca de 13 km.	Para la realización del estudio se usó un GPS con información RTK y adicionalmente se utilizó un modelo óptico de transformación que relaciona la profundidad con valores RGB de las fotografías aéreas. Mediante el software Agisoft Photoscan fue realizado el procesamiento de información obteniendo así una ortofotografía con 5 cm de resolución. Con el modelo fotográfico y el modelo óptico en TopCat se obtuvo los valores de rugosidad del cauce, en el estudio se hace énfasis en la importancia de los puntos de control y su incidencia en errores de los resultados.	Para la obtención de una topografía mediante fotogrametría es necesario tener condiciones previas, como información precisa para los puntos de control, los cuales son obtenidos con puntos GPS – RTK, además de que se tenga un número suficiente de puntos para tener una mejor georreferenciación y un porcentaje de error bajo.
2	Marisa Ferreira, Víctor Gerardo Aira, Instituto de Geodesia y Geofísica Aplicadas UBA	2017, Argentina	Aplicaciones topográficas de los drones	Generar un sistema que integre la utilización de drones y técnicas de fotogrametría con una plataforma tecnológica en poco tiempo y con precisiones de cm/píxel.	Para el análisis se utilizó un dron desarrollado por los autores del artículo, con el fin de obtener una cartografía para lo cual planificaron el vuelo, se tomaron puntos referencias terrestres, se registraron las fotografías y finalmente se procesaron las imágenes. Para el procesamiento se utilizó el programa Agisoft Photoscan generando así resultados de forma práctica y con resultados en corto tiempo.	En el caso de zonas de difícil acceso el uso de drones llega a tomar un punto importante para la obtención de topografías, que mediante programas como Agisoft se pueden obtener las coordenadas de estos puntos de difícil acceso con exactitud y rapidez. Es posible crear modelos de elevación digital, ortomosaicos y modelos 3D con precisión centimétrica.
3	Adrianna Barbasiewicz, Tadeusz Widderski, Karol Diliga, Gdansk University of Technology	2018. Poland	The analysis of the accuracy of spatial models using photogrammetric software: Agisoft Photoscan and Pix4D	Comparar dos programas populares de fotogrametría Agisoft Photoscan y Pix4D	Se tomaron un grupo de puntos determinados, la alineación de los dos programas obtuvo los mismos resultados de calidad mientras que la calibración fue diferente, en Agisoft debido a que se toman puntos referenciales de la fotografía y en Pix 4D toma la esquina izquierda inferior del píxel. Toman correcciones de distorsión diferentes según el modelo de Brown, Agisoft toma en cuenta las deformaciones y Pix4d calcula directamente las coordenadas. Agisoft usa desplazamientos focales, es decir, toma encuentra la cantidad de acercamientos que se tienen en los puntos de la fotografía.	Agisoft Photoscan y Pix 4D trabajan muy similarmente con diferencias milimétricas al obtener los modelos 3D y coordenadas del terreno, sin embargo, Agisoft me permite elegir un punto en concreto sin forzar el punto a un sector del píxel como lo procesa Pix4D

Las investigaciones más importantes sobre el uso de EPANET en obras hidráulicas y su efectividad son descritas a continuación:

N	Autores	Año y lugar	Titulo	Objetivo	Resumen	Resultados
	Petr Ingeduld, Ajay Pradhan, Zdenek Svitak, Ashok Terrai, Water Distribution System Analysis Symposium	2006, Ohio	Modelling intermittent water supply systems with EPANET	Desarrollar un modelo simplificado donde los nodos dependan de la presión con el uso de EPANET, para hacer frente a las bajas presiones y disponibilidad limitada de demanda.	Se analizaron tres tipos de sistemas en lugares diferentes de India en los que se desarrolló y verificó el concepto de modelado hidráulico de sistemas de suministro de agua intermitentes, verificando la disponibilidad de agua en función de la presión en cada nodo.	EPANET genera una solución robusta, simple, útil y práctica, permitiendo modelar redes rurales y con suministro de agua intermitente con un modelo hidráulico que toma en cuenta las presiones de los nodos y la diferencia de demanda horaria para realizar el análisis y generar un mejoramiento del sistema.
	Raúl Morelos y Jorge Ramírez Hernández, Revista Iberoamericana de Ciencia	2017, México	Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable en una ciudad mexicana EPANET	Diseñar la ampliación de una red de distribución de agua potable para una población futura de 25000 habitantes utilizando el programa EPANET para los cálculos hidráulicos.	Se realizó el cálculo hidráulico para una demanda de 19 m.c.a. con velocidades mínimas de 0.01 m/s hasta 2 m/s y pérdidas menores a 6m/km. Se utilizaron programas como Microsoft Excel, AutoCAD, EpaCad Y EPANET para el procesamiento de toda la información. Con el estudio se pudo corregir las áreas con baja presión, velocidades y pérdida de carga.	Para el análisis de todo un sistema se requiere la aplicación de varios softwares que permitan manejar de mejor manera la información y generen resultados de acuerdo con las especificaciones del proyecto como ArcGIS para la gestión topográfica y EPANET para el cálculo hidráulico.
	Fernando das Graças Braga da Silva, Marcus Nantes Valadão e Regina Mambelli Barros, Revista de Ciência e Tecnologia	2018, Brasil	Simulação hidráulica de redes de abastecimento de água com o uso do EPANET 2.0 – aplicação em setores de Itajubá	Generar resultados que permitan definir la confiabilidad del uso del software EPANET, para la modelación de redes de abastecimiento de agua aplicado en el sector de Itajubá.	Los métodos y softwares de simulación cada vez son más aplicables y permiten una mejor gerencia, generando datos como la presión en las redes e incluso realizar un estudio de las pérdidas por fugas. La modelación fue ejecutada con simulaciones estáticas y dinámicas para comparar con las simulaciones computacionales. Los resultados obtenidos tuvieron coherencia con los valores de presión y flujo simulados al correlacionarse con las dimensiones del terreno y la demanda en los nodos.	El uso de EPANET en la modelación de redes de abastecimiento ha sido un punto importante en investigaciones como esta pueden ayudar a la construcción de un proyecto e incluirlo en la planificación, mejora y desempeño hidráulico. A través del estudio se puede observar una cantidad de información preliminar.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN

3.1.1 Información Bibliográfica

3.1.1.1 Ubicación

La constitución del 2008 proclama en su artículo 242 que “El Estado se organiza territorial entre en regiones, provincias, cantones y parroquias rurales”. Este trabajo de titulación se lo realizó en la comunidad de Nitiluisa, Parroquia Calpi, Cantón Riobamba, provincia de Chimborazo ubicada en la Sierra centro del Ecuador.

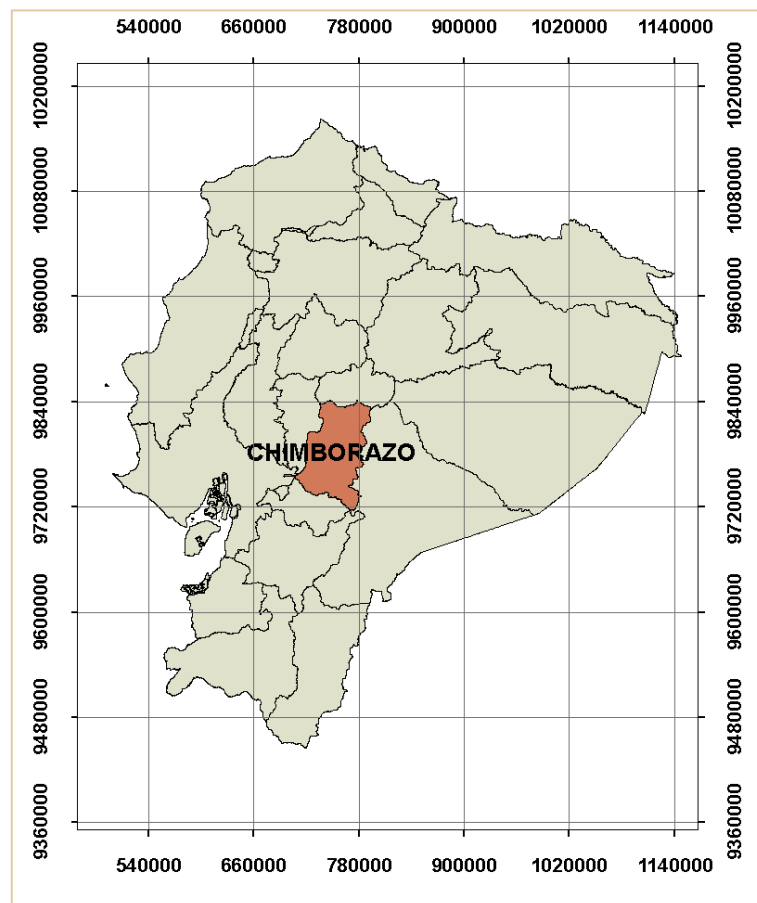


Figura 3.1 Ubicación de la provincia en estudio en el mapa del Ecuador

Datos generales del cantón Riobamba: está limitado al norte del cantón Guano – Penipe al sur Colta – Guamote, al este Chambo y al sur por la provincia de Bolívar, posee una extensión de 979.7 km² y se encuentra a 2750 m.s.n.m. El 70% de la población se encuentra en la cabecera cantonal y un 30% en las 10 parroquias rurales (GAD RIOBAMBA, 2013)

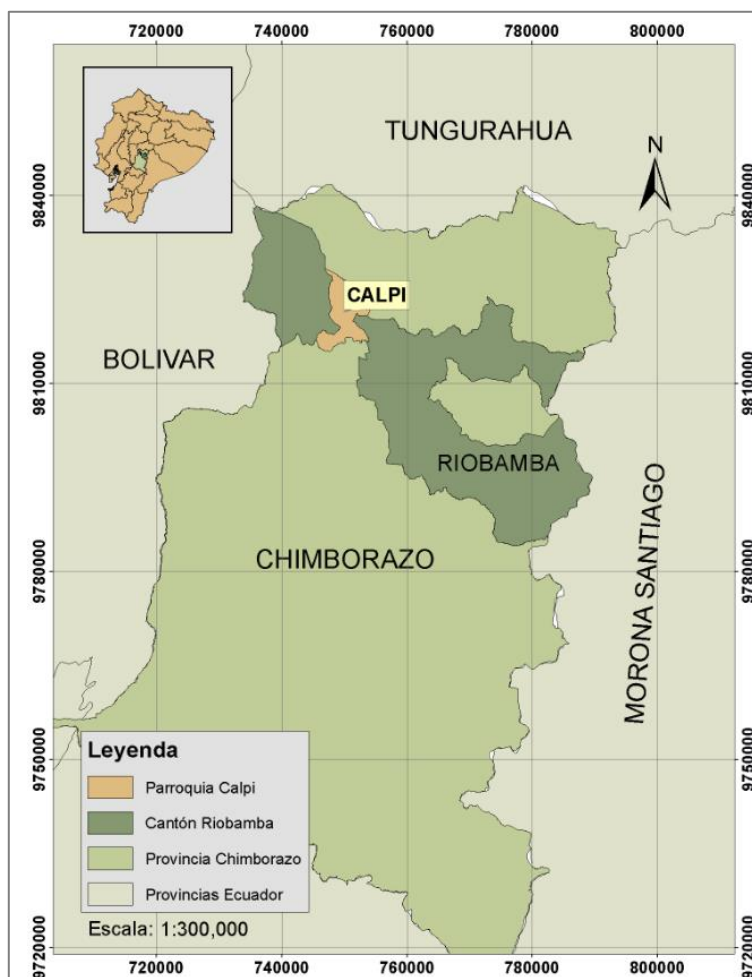


Figura 3.2 Mapa de ubicación de la Parroquia Calpi

Fuente:

Calpi es una parroquia rural del Cantón Riobamba que su nombre significa “Río de la araña”, se encuentra aproximadamente a 18 kilómetros de la ciudad de Riobamba, en Calpi habitan aproximadamente 265 familias según las autoridades de la zona en una encuesta realizada en el año 2015. (Dirección de Gestión de Turismo del GAD de Riobamba, 2018)

Los factores climáticos de la zona se presentan a continuación:

Tabla 3.1 Factores climáticos en Calpi

Variable	Estación meteorológica San Juan M0393	
Precipitación	250-750 mm	
Temperatura	5 – 13%	
Piso climático	Descripción	Área
	Ecuatorial meso térmico semi – húmedo	3684.84
	Ecuatorial meso térmico seco	469.7
	Ecuatorial de alta montana	1007.48
Humedad	68%	

Modificado de: (Equipo técnico GAD Parroquial 2019, 2020)

La comunidad de Nitiluisa pertenece a la parroquia de Calpi su ubicación se puede observar en el mapa a continuación:

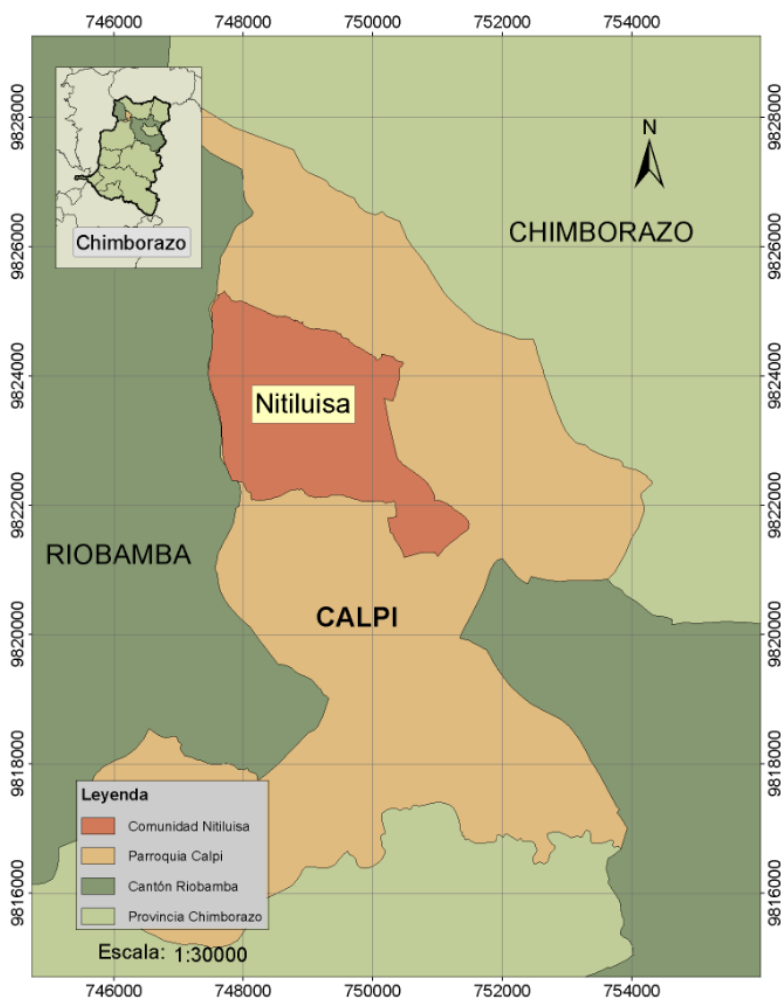


Figura 3.3 Ubicación de la comunidad Nitiluisa en la parroquia de Calpi

La comunidad de Nitiluisa está conformada por tres barrios principales Corona Real, Nitiluisa Centro y Luisa Centro.

Corona Real es el barrio más cercano al tanque de distribución con el menor número de habitantes, con una población de 199 personas para el año 2010 según los datos del INEC, se encuentra en la coordenada Norte 9824198.49 m. Este 748269.69 m. y cota 3323.59 m.s.n.m.

Nitiluisa Centro es el barrio principal de la comunidad con una población de 255 personas para el año 2010 según el INEC, se encuentra en la coordenada Norte 9822899.77 m. Este 748370.25 m. y cota 3268.71 m.s.n.m.

Luisa Rumipamba es el barrio más lejano al tanque de distribución con el mayor número de habitantes, con una población de 603 personas para el año 2010 según los datos del INEC, se encuentra en la coordenada Norte 9822899.77 m. Este 748370.25 m. y cota 330.81 m.s.n.m.

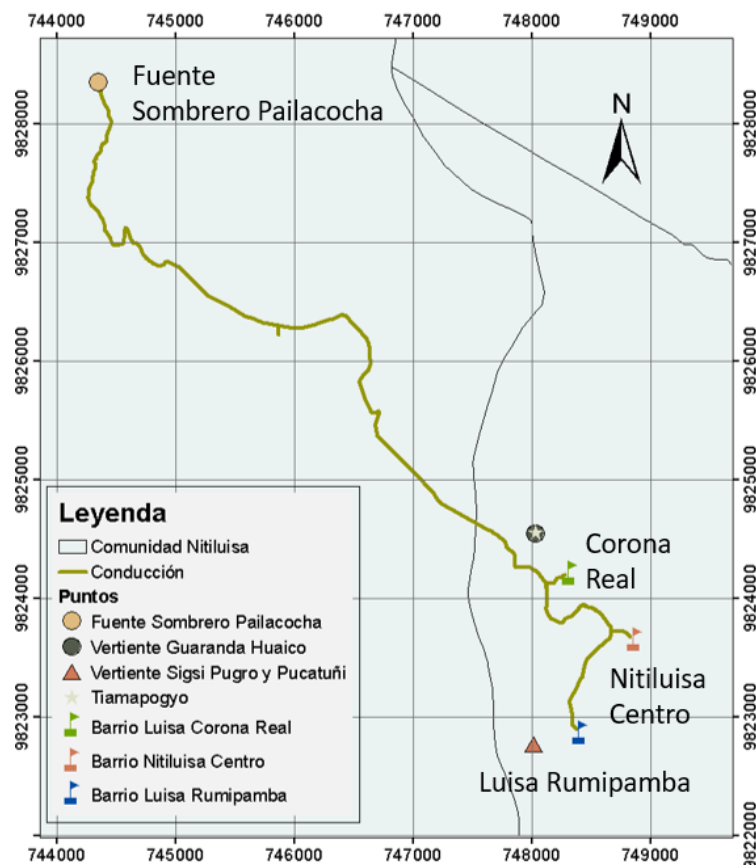


Figura 3.4 Ubicación de los barrios de la comunidad de Nitiluisa

De cada vertiente se aprovecha un caudal específico, los caudales de las principales vertientes se encuentran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Caudales de las vertientes aprovechadas por la comunidad Nitiluisa

Vertientes de abastecimiento	Caudal l/s
Sombrero de Pailacocha	3.6
Pucatuñi y Sigsí Pugro	0.25
Guaranda Huaico	1
Tiamapogyo	1

Fuente: (Equipo técnico GAD Parroquial 2019, 2020)

Como se observa en la Tabla 3.3 la comunidad de Nitiluisa se abastece de varias fuentes para proveer agua de consumo a los diferentes barrios. Sin embargo, el caudal principal en el que se centrará el presente proyecto de titulación será de la vertiente que se tienen documentación legal del caudal adjudicado, que es de la vertiente Sombrero Pailacocha con un caudal 3.6 l/s, se adjunta el documento de la sentencia en el ANEXO A.

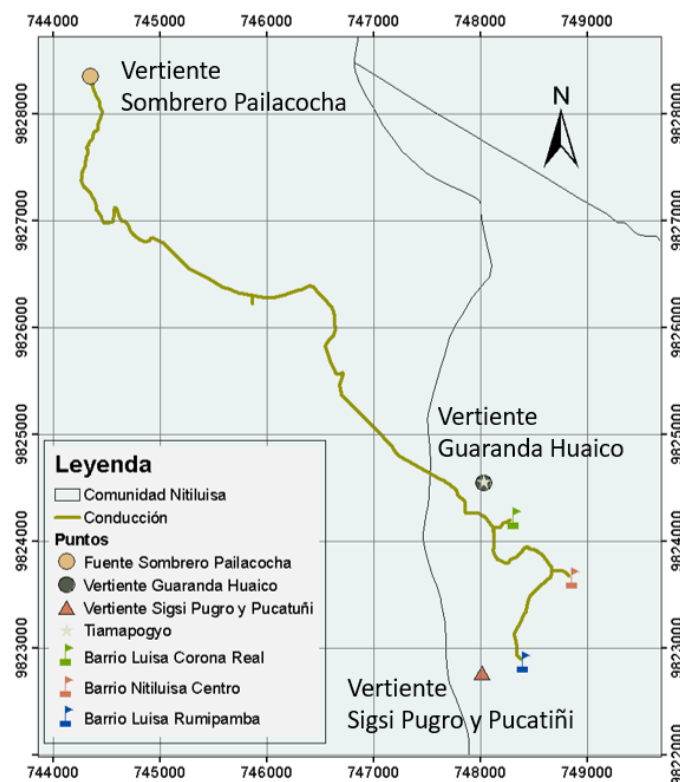


Figura 3.1 Ubicación de las vertientes que abastecen a los barrios de la comunidad de Nitiluisa

3.1.2 Información de Campo

Mediante la visita de campo, realizada previo a la redacción del presente documento se localizaron puntos GPS con información RTK, por donde pasa la línea de conducción, desde la Fuente Sombrero Pailacocha hasta el tanque rompe presiones y el tanque distribuidor, de la misma forma se trazaron las líneas de conducción desde el tanque de distribución hacia cada barrio.

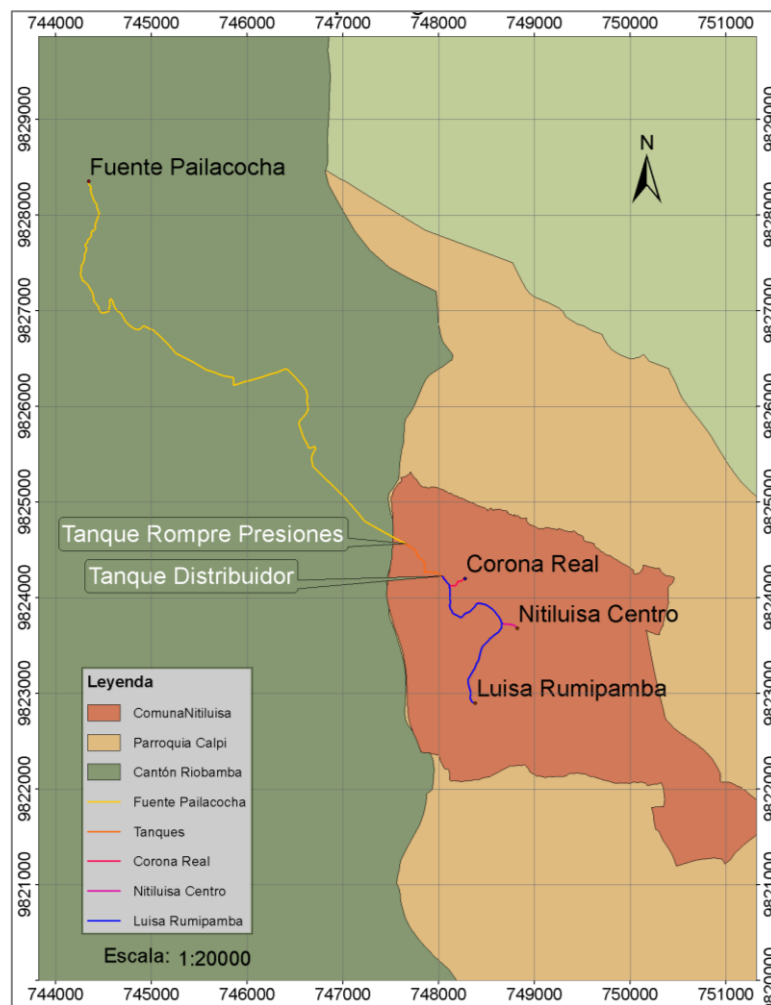


Figura 3.6 Ubicación de estructuras del sistema

En la visita de campo se observaron tramos de tubería descubierta, lo que permitió identificar la marca de la tubería instalada, así como su presión nominal y diámetro, además, a lo largo de la conducción se observaron válvulas dañadas, tramos muy largos de tubería que evitan el mantenimiento o reparación de la conducción y pendientes muy pronunciadas. Se tomaron las medidas de todos los tanques y reservorios que son parte de la conducción.

3.1.2.1 Componentes del sistema de conducción actual

TANQUES

La visita de campo permitió tomar las dimensiones de los tanques que son parte del sistema de abastecimiento de agua de consumo de Nitiluisa, en el ANEXO B se encuentran los planos de los tanques actuales.

Fuente

En la captación se identificó un tanque de hormigón que tiene dos tuberías de cuatro pulgadas, para la descarga de agua excedente y una tubería vertical de tres pulgadas de diámetro que toma el agua de la vertiente Sombrero Pailacocha y la conduce hacia la comunidad Nitiluisa.

El tanque está ubicado en la coordenada Norte 9828351.23 m Este 744344.03 m. y Cota 3577.16 m.s.n.m. con un área de 1.3 m x 1.4 m y un calado de 0.67 m.



Fotografía 1 Tanque de captación en la Fuente Pailacocha

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)



Fotografía 2 Tanque de captación en la Fuente Pailacocha Disposición de tuberías

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Tanque rompe presiones

El tanque rompe presiones es de hormigón, con una tapa metálica que protege el agua de contaminantes externos, al tanque llega el agua conducida desde la fuente Sombrero Pailacocha. Desde este punto sale una tubería de PVC de 2" pulgadas, que llega al tanque

distribuidor. El tanque rompe presiones está ubicado en la coordenada Norte 9824562.33 m. Este 747661.79 m. y cota 3513.13 m.s.n.m. en la abscisa 06 km + 536.48 m.

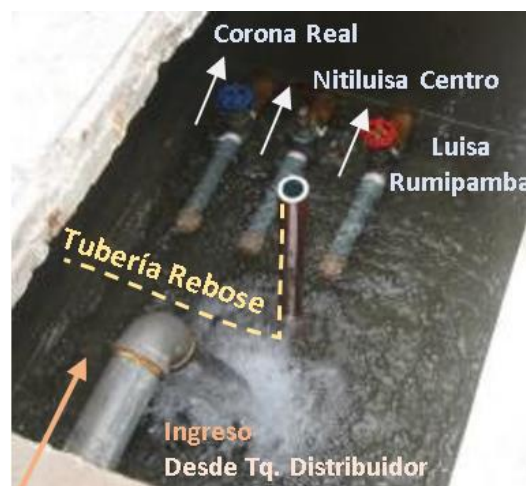


Fotografía 3 Tanque Rompe Presiones

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Tanque distribuidor

El tanque principal de distribución está fabricado en hormigón, con una tapa metálica, al que llega la tubería desde el tanque rompe presiones y parten tres tuberías de 1½" pulgadas, con sus respectivas llaves de paso, conduciendo el agua hacia cada uno de los barrios de Nitiluisa: Corona Real, Luisa Rumipamba y Nitiluisa Centro. El tanque se encuentra en la coordenada Norte 9824227.71 m. Este 748036.71m. y cota 3419.46 m.s.n.m. en la abscisa 07 km + 114.95 m.



Fotografía 4 Tanque de distribución general de Nitiluisa

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Reservorio Luisa Corona Real

El Reservorio está fabricado en hormigón y tiene forma circular, se encuentra en la coordenada Norte 9824198.49 m. Este 748269.69 m. y cota 3323.59 m.s.n.m, la longitud de la tubería desde el tanque de distribución hasta este punto es de 309 metros. El tanque tiene un diámetro de 5 metros y una altura de 3.6 metros.



Fotografía 5 Tanque de distribución para el barrio Luisa Corona Real

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Reservorio Nitiluisa Centro

El tanque está fabricado en hormigón, tiene forma prismática, se encuentra en la coordenada Norte 9822899.77 m. Este 748370.25 m. y cota 3268.71 m.s.n.m. y la longitud de la tubería desde el tanque de distribución hasta este punto es de 1.28 kilómetros. Sus dimensiones son: 3.9 x 3.9 metros, con una altura de 2 metros.



Fotografía 6 Tanque de distribución para el barrio Nitiluisa Centro

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Reservorio Luisa Rumipamba

Al igual que el resto de los reservorios está fabricado en hormigón y tiene forma prismática, se encuentra en la coordenada Norte 9822899.77 m. Este 748370.25 m. y cota 330.81 m.s.n.m. y la longitud de la tubería desde el tanque de distribución hasta este punto es de 2.07 kilómetros, las dimensiones son: 3.4 x 4.3 metros y una altura de 2.4 metros.



Fotografía 7 Reservorio y planta potabilizadora del barrio Luisa Rumipamba

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

El barrio Luisa Rumipamba cuenta con una planta de tratamiento de agua de consumo, que actualmente no está en funcionamiento, los dirigentes del barrio y representantes del CEDIS dieron a conocer que el sistema de tratamiento del agua cruda funcionó por un año y a comienzos del 2018 no se ha suministrado cloro para su correcto funcionamiento. (CEDIS, 2019)



Fotografía 8 Planta de tratamiento de agua de consumo del barrio Luisa Rumipamba

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

La línea de conducción comprende de una tubería única desde la fuente Sombrero Pailacocha hasta el tanque distribuidor en donde parten tres tuberías que se dirigen hacia cada uno de los barrios de la comunidad de Nitiluisa.

El primer tramo desde la fuente Sombrero Pailacocha hasta el tanque rompe presión, tiene una longitud de 6.53 km con una tubería de 90 mm de diámetro nominal y 0.63 MPa. de presión admisible y el segundo tramo desde tanque rompe presiones hasta el tanque de distribución, tiene una longitud de 578 m, la tubería es enterrada y no se pudo observar en campo, por este motivo el diámetro de tubería se asume constante en todo el tramo, con la medida de la tubería que parte del taque rompe presiones, se desconoce la presión admisible de la tubería por este motivo se toma la presión mínima admisible en tuberías comerciales para el diámetro de 2 pulgadas. En la **Figura 3.7**, se muestra el trazado de la línea de conducción del primer y segundo tramo que comprende de una sola tubería para la conducción del agua, se incluyen las válvulas en donde existe una pérdida de caudal.

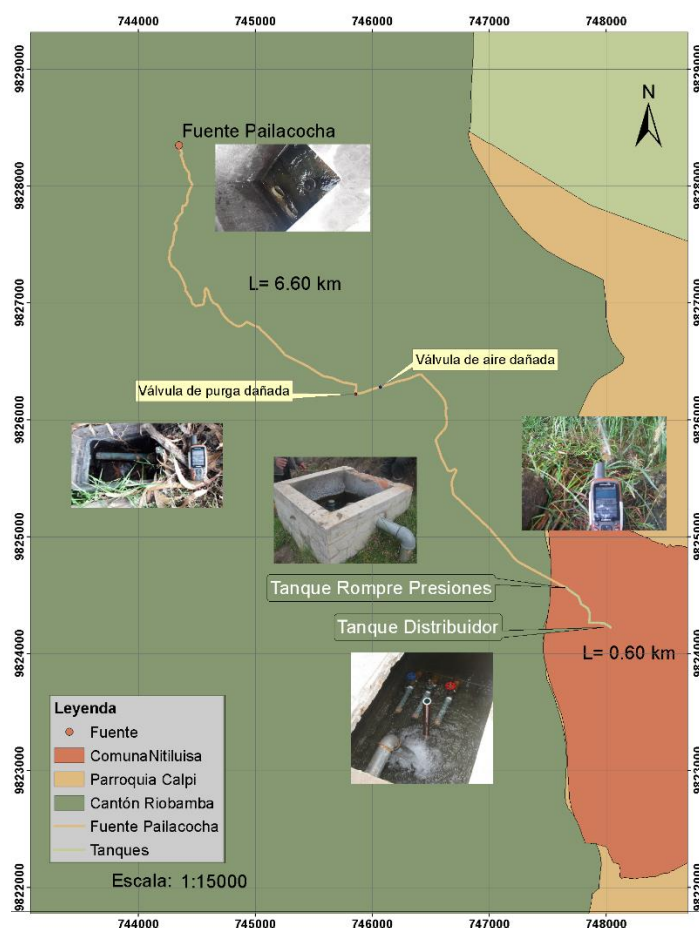
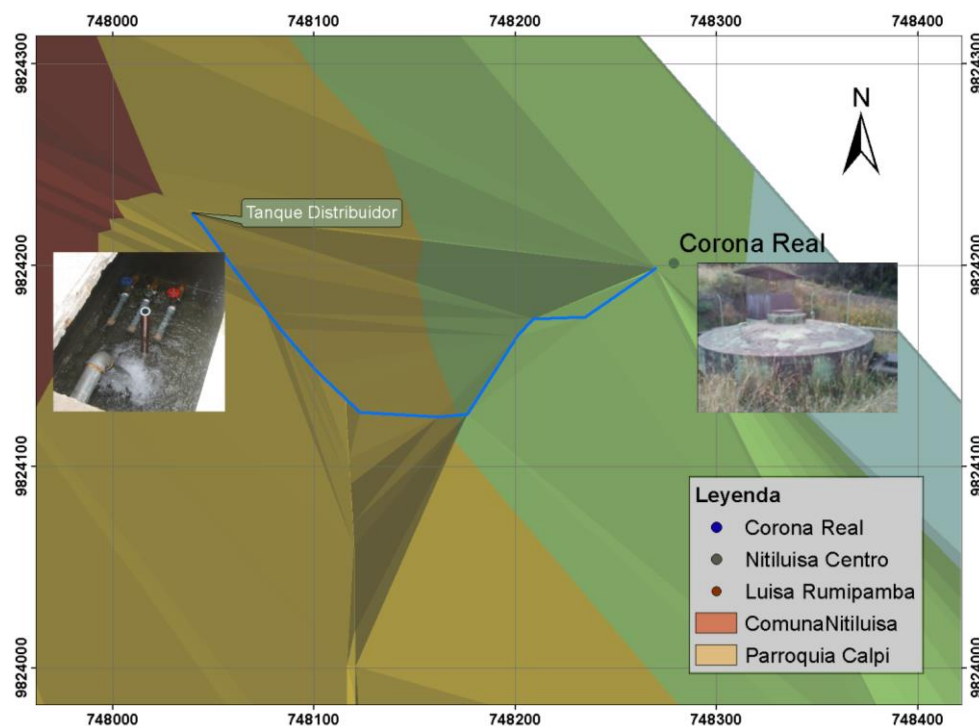


Figura 3.7 Esquema de la línea conducción desde la fuente hasta el tanque rompe presiones

En el caso de las líneas de conducción desde el tanque distribuidor hasta cada barrio se tiene la siguiente información:

La longitud de la línea de conducción secundaria, desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento del barrio Corona Real es 295.9 metros, debido a que la tubería es enterrada no se pudo observar el diámetro en toda la conducción por este motivo se asume el diámetro de salida del tanque distribuidor constante en todo el tramo y con la presión nomina mínima admisible de 0.63 MPa. correspondiente al diámetro de 1 ½ pulgadas.



Escala: 1:1225

Cotas	
Contornos	
Elevación	
3525.747 - 3577.155	
3474.339 - 3525.747	
3422.93 - 3474.339	
3371.522 - 3422.93	
3320.114 - 3371.522	
3268.706 - 3320.114	



Figura 3.8 Línea de conducción del Barrio Corona Real

La longitud de la línea de conducción secundaria, desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento del barrio Nitiluisa Centro es 1.3 km, debido a que la tubería es enterrada no se pudo observar el diámetro en toda la conducción por este motivo se asume el diámetro de salida del tanque distribuidor constante en todo el tramo y con la presión nomina mínima admisible de 0.63 MPa. correspondiente al diámetro de 1 ½ pulgadas.

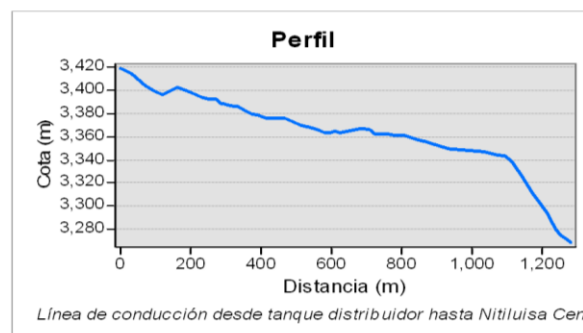
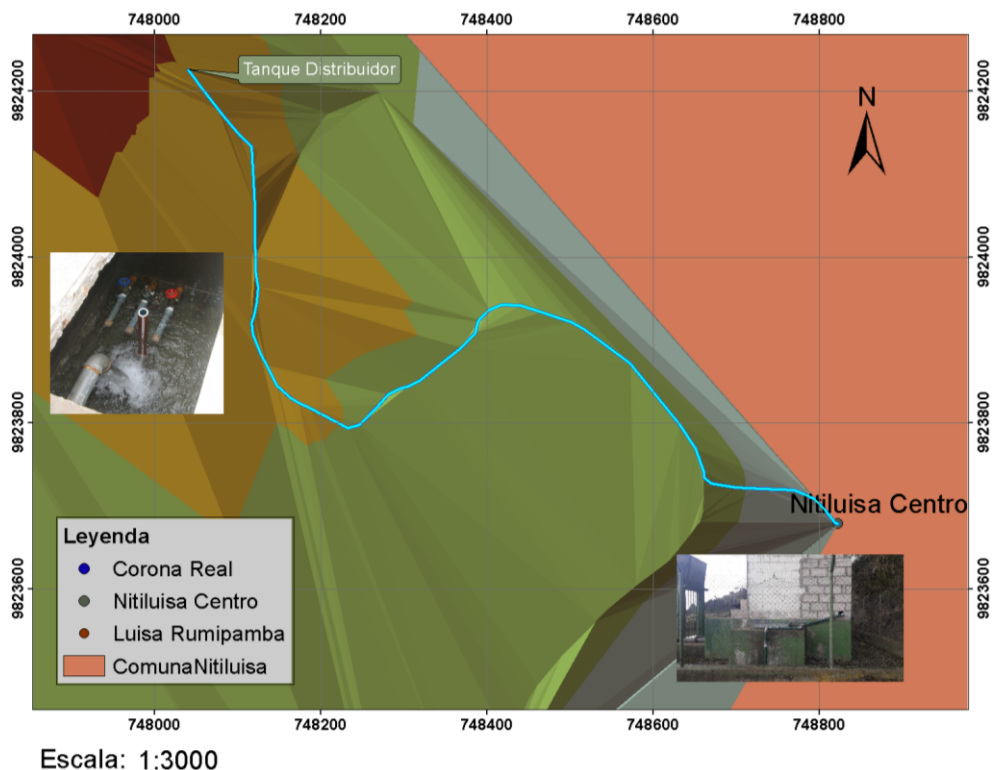
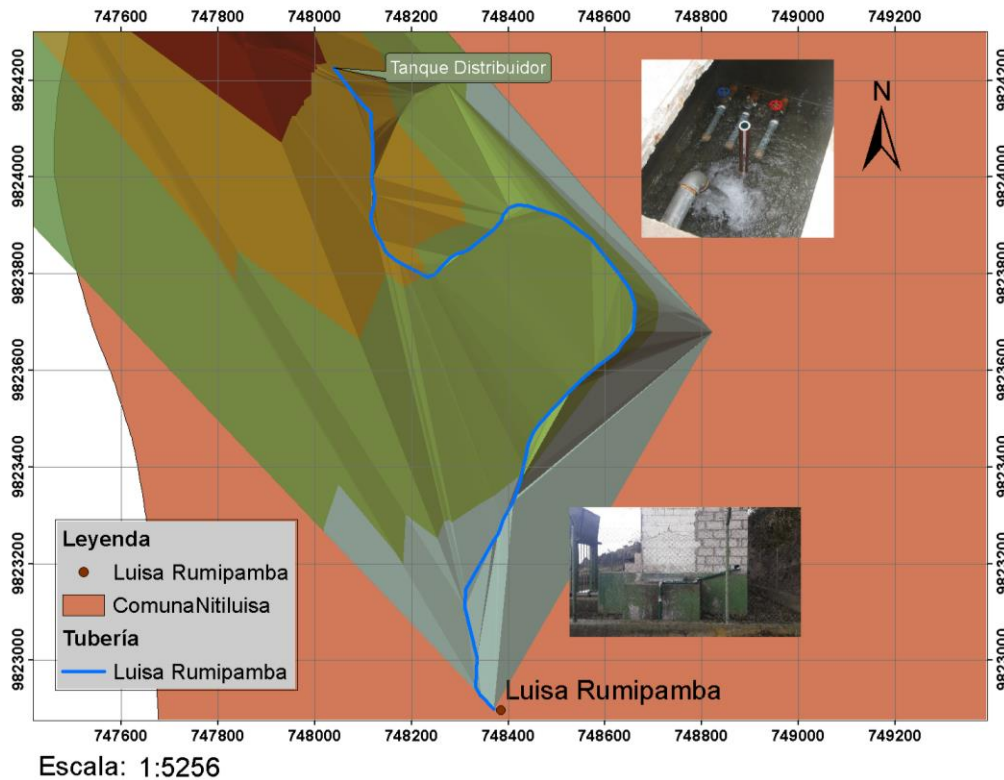


Figura 3.9 Línea de conducción Nitiluisa Centro

La longitud de la línea de conducción secundaria desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento del barrio Luisa Rumipamba es 2.1 km, debido a que la tubería es enterrada no se pudo observar el diámetro en toda la conducción por este motivo se asume

el diámetro de salida del tanque distribuidor constante en todo el tramo y con la presión nomina mínima admisible de 0.63 MPa. correspondiente al diámetro de 1 ½ pulgadas.



Cotas	
Contornos	
Elevación	
3525.747 - 3577.155	
3474.339 - 3525.747	
3422.93 - 3474.339	
3371.522 - 3422.93	
3320.114 - 3371.522	
3268.706 - 3320.114	

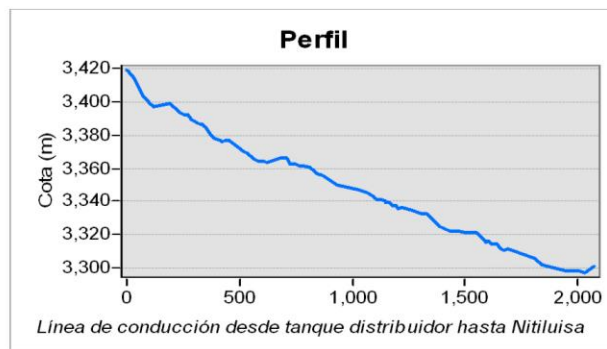


Figura 3.10 Línea de conducción Barrio Luisa Rumipamba

TUBERÍA

La mayor parte de la conducción se encuentra enterrada, sin embargo, con los pequeños tramos visibles se pudo obtener qué tipo de material de tubería fue utilizada (Figura 3.2 y Tabla 3.4).

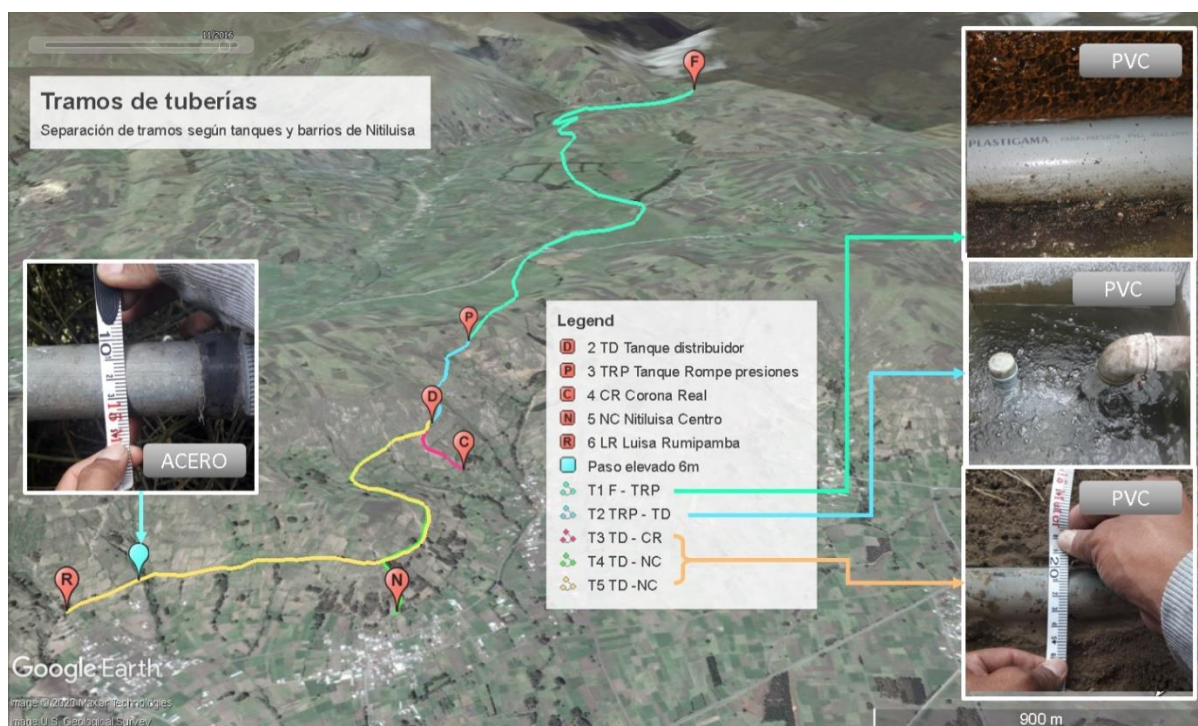


Figura 3.2 Materiales de tuberías en los diferentes tramos de la conducción

Tabla 3.4 Información de las tuberías obtenidas en campo

Tramo	Nomenclatura	Material más usado en el tramo
Fuente - Tanque Rompe presiones	F - TRP	Plastigama Tubo PVC Presión Dn:90x2.2 mm Pn:0.63 MPa
Tanque Rompe presiones Tanque Distribuidor	TRP – TD	Tubo PVC 2"
Tanque Distribuidor – Luisa Corona Real	TD -CR	Tubo PVC 1 ½"
Tanque Distribuidor -Nítilúisa Centro	TD – NC	Tubo PVC 1 ½"
Tanque Distribuidor – Luisa Rumipamba	TD – LR	Tubo PVC 1 ½"

Fuente: visita de campo (11 de mayo del 2019)

3.1.2.2 Caudales actuales en la conducción

Los aforos son un importante parámetro para el análisis de la línea de conducción, por esta razón, se aforaron los caudales que descargan en los tanques y las fugas de caudal en las válvulas averiadas de la conducción, los métodos a emplear dependieron de la forma en la que el agua afloraba a la superficie.

En el tanque de la captación de la vertiente Sombrero Pailacocha se eligió el método de energías debido a que la tubería se encontraba sumergida en el tanque y en posición vertical, lo que imposibilitaba direccionar el flujo a un mismo punto para aplicar el método volumétrico, mientras tanto, en el resto de puntos fue posible dirigir todo el flujo a un recipiente por lo que se eligió el método volumétrico para determinar los caudales, en la Figura 3.3 se ubicó los métodos aplicados en cada punto.

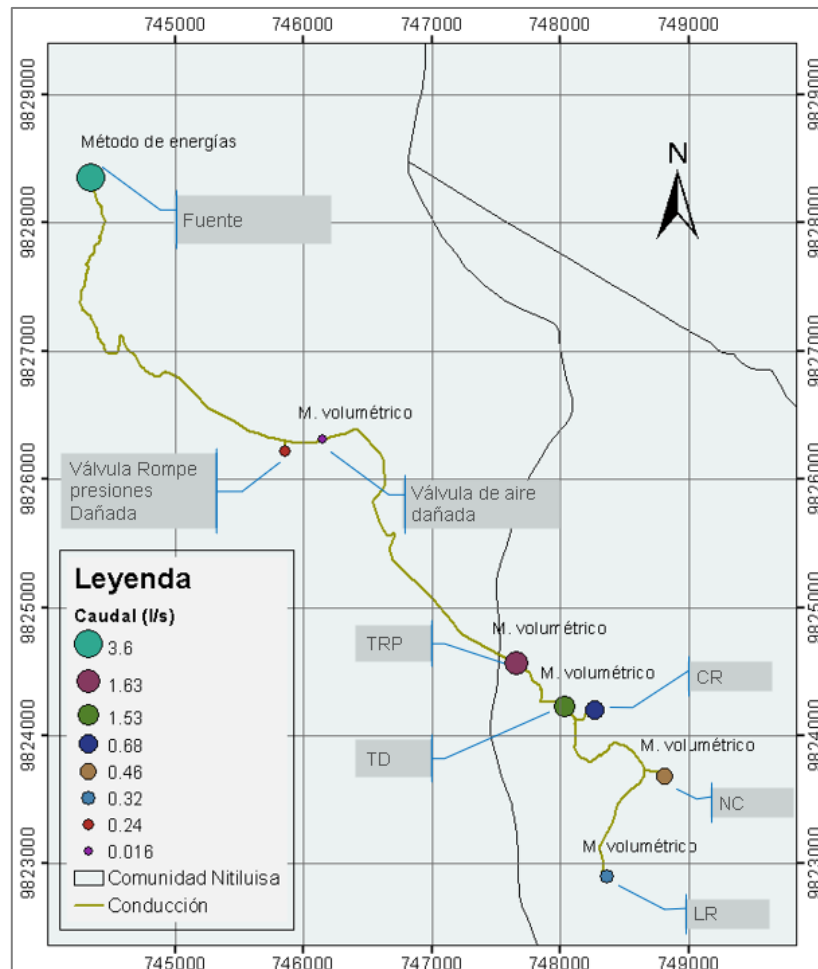


Figura 3.3 Métodos de aforo utilizados

Método de energía

Debido a la configuración de la captación como se ve en la Figura 2.3, el método volumétrico no fue posible aplicar, por lo tanto, se siguió la siguiente metodología:

1. Definir la presión hidráulica en el punto inicial de la tubería, Figura 3.4
2. Aplicar la ecuación de energía, Figura 3.5

3. Calcular el caudal por medio de la ecuación de orificios

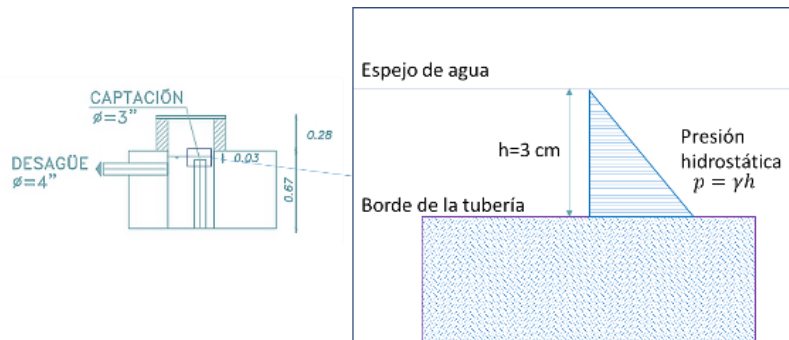


Figura 3.4 Definición de la presión hidrostática

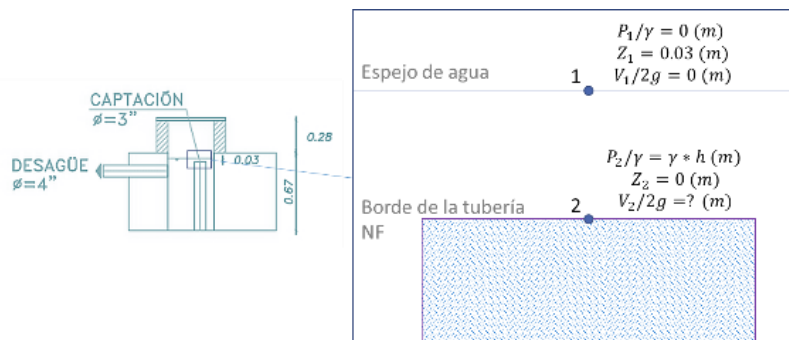


Figura 3.5 Posición de los puntos de control para la aplicación de la Ecuación de energía

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2}{2g} + H \quad (3.1)$$

(Sotelo, 1997)

Ecuación de energía

Aplicando las condiciones de la Figura 3.5 se tiene la siguiente ecuación que nos permitirá determinar la velocidad en el punto dos

$$h + 0 + 0 = 0 + \frac{\gamma h}{\gamma} + \frac{V_2}{2g} + H \quad \therefore V = \sqrt{2gh} \quad (3.2)$$

Se procede a determinar el caudal, para esto se utilizó la ecuación de caudal de orificios:

$$Q = 0.82A_{tub} * V \quad (3.3)$$

(Sotelo, 1997, p. 220)

$$Q = 0.82 * \frac{\pi d^2}{4} * \sqrt{2gh} = 0.82 * \frac{\pi * 0.0856m^2}{4} * \sqrt{2 * 9.81 * \frac{m}{s^2} * 0.03m} = 3.62 l/s$$

Como se observa el caudal obtenido concuerda con el caudal adjudicado para la comunidad de 3.6 l/s

Método volumétrico

Para los aforos en campo se utilizó la definición de caudal expresada en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{\text{Volumen de agua capturado} \left[m^3 \right]}{\text{Tiempo de llenado del balde} \left[s \right]} \quad (3.4)$$

Se colocó en la descarga de la tubería un recipiente, de tal forma que reciba todo el flujo de agua y al mismo tiempo iniciar el cronómetro (Fotografía 9), hasta tener un volumen determinado de llenado, el proceso se realizó tres veces en cada tanque o fuga.

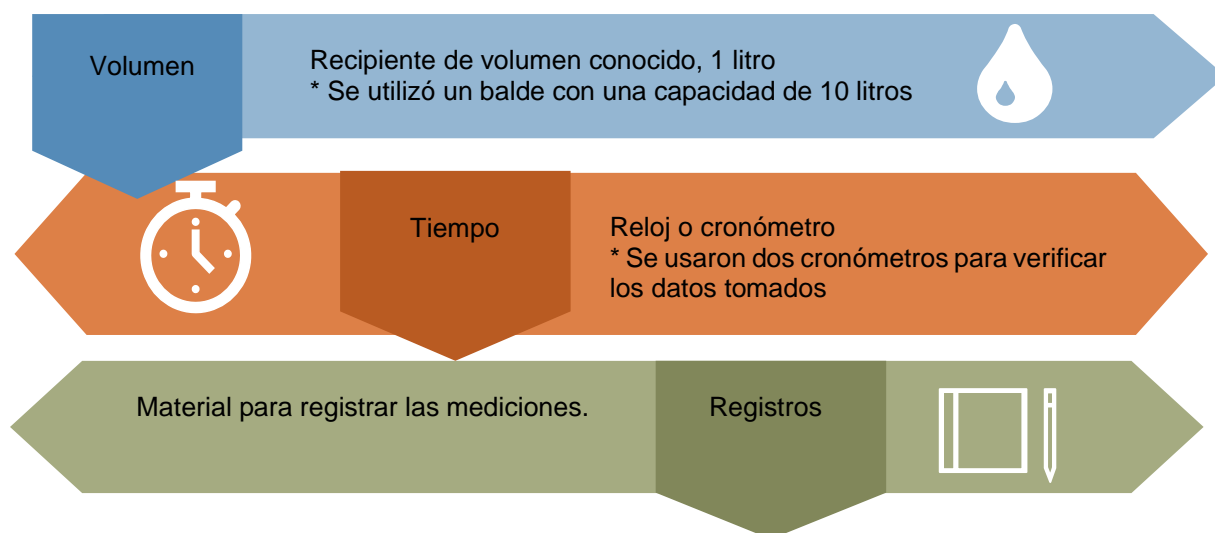


Figura 3.6 Herramientas en la medición en campo



Fotografía 9 Obtención del aforo en el tanque rompe presiones mediante el método volumétrico

Fuente: visita de campo (11 de mayo del 2019)

Tabla 3.5 Datos para la obtención de aforo en el Tanque Rompe Presiones TRP

Ubicación: Tanque rompe presión		Volumen constante de 12[l]	
Tiempo [s]	7.19	7.13	7.73
Caudal [l/s]	1.67	1.68	1.55
Caudal promedio [l/s]	1.63 l/s		

De igual forma se realizó el procedimiento para el resto de los tanques (Tabla 3.5) y reservorios de cada barrio, todos los datos de tiempo y volumen se encuentran en el ANEXO C, teniendo así los resultados de la Tabla 3.6 y Tabla 3.7.

Tabla 3.6 Caudal que llega al Tanque rompe presiones y de distribución

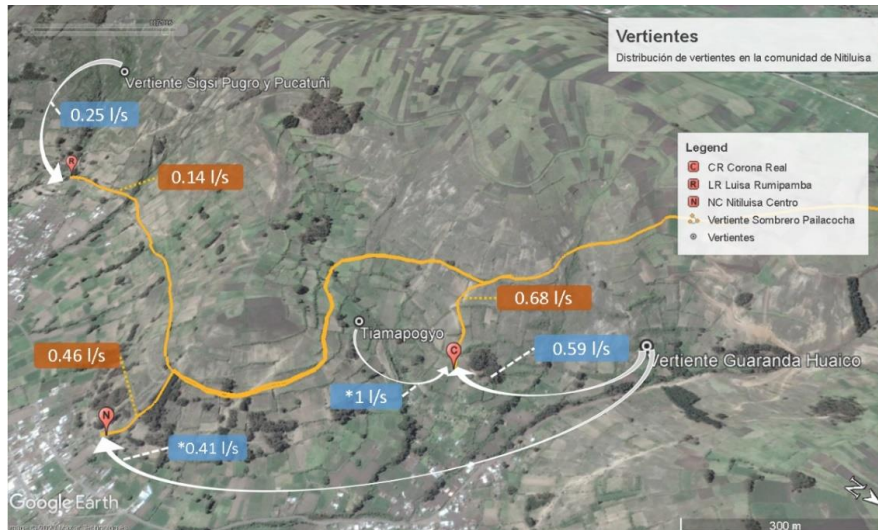
Tanque	Rompe presiones	Distribuidor
Caudal	1.63 l/s	1.53 l/s

Tabla 3.7 Caudal afluente a cada barrio según la vertiente

Barrio	Vertiente	Caudal l/s
Luisa Rumipamba	Sombrero Pailacocha	0.14
	Sigsi Pugro	0.12
	Pucatuñi	0.13
Nitoluisa Centro	Sombrero Pailacocha	0.46
	Guaranda Huaico	*0.41
Corona Real	Sombrero Pailacocha	0.68
	Guaranda Huaico	0.59
	Tiamapogyo	* 1

* Valores de caudal deducidos de información bibliográfica y de campo, Tabla 3.3 Caudales de las vertientes aprovechadas por la comunidad Nitoluisa

Como se observa en la Figura 3.7 todos los barrios tienen afluentes de otras vertientes (color azul), el caudal que se va a tomar en cuenta para el estudio es el caudal de la vertiente Sombrero Pailacocha (Color naranja), que debe dotar 3.6 l/s a toda la comunidad. A lo largo de la conducción, además de definir los caudales en los puntos importantes como tanques y vertientes, se tomaron aforos de puntos de la conducción en donde existe una pérdida de caudal



* Azul: Valores de caudal deducidos de información bibliográfica y de campo, Tabla 3.3 Caudales de las vertientes aprovechadas por la comunidad Nitiluisa

Figura 3.7 Resultado de los caudales medidos en campo para la comunidad de Nitiluisa

En la Tabla 3.8 se encuentran los resultados de las fugas de caudal en los accesorios de la Figura 3.8



Figura 3.8 Puntos de fuga de caudal

Fuente: visita de campo (11 de mayo del 2019)

Tabla 3.8 Información de campo para determinar la fuga de caudal de la conducción

Válvula de desagüe Vd1		Volumen constante de 2.5[l]			Caudal Vd1
Tiempo [s]		10.19	10.33	10.07	0.24 l/s
Caudal [l/s]		0.24	0.24	0.23	
Válvula de aire V18		Volumen constante de 0.4[l]			Caudal V18
Tiempo [s]		25.62	25.27	25.16	0.016 l/s
Caudal [l/s]		0.016	0.016	0.016	

3.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Para el desarrollo del presente documento, se utilizó un equipo RTK y fotogrametría por medio de un dron para las coordenadas de difícil acceso para el equipo RTK. Para esto fueron colocadas 3 marcas cerca de la captación, como georreferenciación, y se procedió a contrarrestar la información topográfica por medio de los puntos RTK y la fotogrametría.

3.2.1 Sistema de referencia

Consiste en un conjunto de modelos para la descripción de movimientos y posiciones en la tierra, generalmente es usado el sistema de Referencia World Geodetic System (WGS84) con proyecciones UTM. Las proyecciones UTM se obtienen por la proyección cilíndrica en el que el eje del cilindro es la línea ecuatorial. La ventaja sobre este sistema es que se emplea universalmente, no distorsionan la superficie, conservan los ángulos y son fácilmente localizables. (Quirós, 2014, p. 39)

Coordenadas UTM

De la forma que están configurados los husos horarios existen 60 puntos con las mismas coordenadas en el planeta, por lo que es importante determinar el huso horario correspondiente a la zona de estudio para definir las coordenadas UTM (Quirós, 2014, p. 41)



Figura 3.9 Ecuador y sus husos horarios

Como se puede apreciar en la Figura 3.9 Ecuador forma parte de los husos horarios 17 Norte, 17 Sur, 18 Norte y 18 Sur. Para el procesamiento de los datos de la comunidad de Nitiluisa

se utiliza el huso horario UTM 17 Sur, datos que nos permiten georreferenciar toda la información obtenida en el trabajo topográfico de campo

3.2.2 Reconocimiento de campo

La conducción posee dos tramos representativos, el primero que bordea una elevación montañosa y que la acompaña un canal de riego de hormigón (Fotografía 10), y un segundo tramo en el que la tubería se encuentra en terrenos mayormente llanos y está enterrada a mayor profundidad respecto al primer tramo.

En el primer tramo se observó principalmente que la tubería se encuentra enterrada a una profundidad tal, que en ciertos tramos están expuestos al aire libre y se encuentra sin protección (Fotografía 11) y se pueden apreciar válvulas de aire dañadas (Fotografía 12).



Fotografía 10 Canal de riego que está colindante a la línea de conducción



Fotografía 11 Tubería de acero en paso elevado



Fotografía 12 Válvula de aire dañada

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

En el segundo tramo, la única válvula para purga se encuentra dañada (Fotografía 13). Existen pasos elevados a lo largo de la conducción como se observa en la Fotografía 14 cuya longitud aproximada es de 6 metros y cruza una quebrada de aproximadamente 40 metros de profundidad.



Fotografía 13 Válvula para purga dañada



Fotografía 14 Paso elevado

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

3.2.3 Levantamiento con GPS RTK

El sistema GPS (Sistema de posición satelital) posiciona un punto tridimensionalmente mediante señales por constelaciones de satélites que orbitan alrededor de la Tierra.

Equipos para el levantamiento topográfico:

La Antena GPS recibe y amplifica la señal recibida por los satélites, el receptor GPS decodifica la señal recibida por la antena y capta radiofrecuencias enviadas por los satélites, el terminal que procesa los datos y almacena los puntos con una interfaz para conocer el estado de la recepción y un trípode (Mantilla, 2012, p. 63).



Fotografía 15 Receptor (izquierda) y Antena (derecha) SOKKIA usada para el levantamiento

Fuente: visita de campo (05 de marzo del 2020)

La medición de puntos se realizó mediante el método estático, que consiste en ubicar el receptor en un punto de coordenadas conocidas, mientras que la antena se coloca en puntos de control para registrar los puntos en la terminal. (Costales, 2018, p. 19)



Figura 3.10 Punto de georreferenciación

Los puntos fueron tomados de tal forma que formen una faja que encierre a la tubería de conducción y marcando puntos importantes como tubos vistos o válvulas.

3.2.4 Fotogrametría

La fotogrametría se dedica al estudio de fotografías bajo condiciones específicas, para la realización de planos y mapas con exactitud, una de las más usadas es la fotogrametría aérea que ayuda en la obtención de la topografía en zonas de difícil acceso. Los elementos principales son: Distancia focal y altura de vuelo (Quirós, 2014). En la conducción existe un tramo sin puntos RTK, debido a la falta de señal para obtener las coordenadas en los primeros tramos de la conducción por la gran cantidad de vegetación de la zona, se decidió realizar un vuelo con dron, para poder digitalizar y obtener las coordenadas mediante fotogrametría.

Tabla 3.9 Ventajas y desventajas de la fotogrametría aérea

Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> * Levantamientos más rápidos * Acceso a terrenos de difícil acceso * Se registran todos los detalles del terreno en la fotografía 	Desventajas
	<ul style="list-style-type: none"> * La vegetación evita la visión de elementos que estén bajo ella * Depende del clima 	

Modificado de: (Quirós, 2014)

La fotogrametría con ayuda de puntos de control en campo es procesada en programas especializados y así se puede obtener ortomosaicos y modelos digitales de elevación (DEM).

- Ortomosaico: Es una imagen corregida por irregularidades, pendientes y la inclinación de la cámara.
- Modelo digital del terreno: Es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de un terreno en cota. (Hernández, 2006, p. 30)



Figura 3.11 Ortofoto del inicio de la conducción de agua para la comunidad de Nitiluisa



Figura 3.12 Modelo digital de elevación

3.2.5 Manejo de información

3.2.5.1 Procedimiento de fotografías

Existen programas como Pix3D, Agisoft Photoscan o DroneDeploy que ofrecen las herramientas para proyectar las fotografías y generar modelos DEM (Costales, 2018, p. 12)

El software utilizado es Agisoft, que permite procesar imágenes digitales y generar espacios 3D y medir objetos en diferentes escalas. (Costales, 2018, p. 14). El programa posee licencia, sin embargo, tiene la opción de usarlo como prueba por 30 días, su precio a la fecha es de \$

3499 americanos según su página oficial. Como se vio en el estado del arte existen otros programas, pero por lo descrito en esa sección se seleccionó Agisoft Photoscan para el procesamiento de las fotografías.

Puntos de control terrestre

Para obtener un resultado con mejor precisión, es necesario georreferenciar la zona de análisis a partir de una implantación de equipos con posicionamiento satelital. Estos puntos deben ser marcados de manera clara. (Costales, 2018, p. 11)



Figura 3.13 Marca para georreferenciación de la fotogrametría por dron

Con los datos obtenidos mediante la fotogrametría se obtuvieron los puntos de la línea de conducción de difícil acceso mediante el software Agisoft Photoscan, en el cual fue necesario retirar toda la vegetación de las zonas muy densas. Finalmente se exportó el modelo digital de elevaciones (DEM) del software con las nuevas cotas de elevación de la conducción.



Figura 3.14 Antes y después de la edición de las fotografías en Agisoft Photoscan

Con ayuda de programas como ARCGIS, Civil 3D y Excel se gestiona toda la información topográfica obtenida en campo, con el fin de obtener las coordenadas de toda la conducción de forma que se pueda manejar de mejor manera para la modelación, proceso detallado en el ANEXO E.

Como resultado final se tiene el trazado y los perfiles de las tuberías que comprender el sistema de abastecimiento de agua de consumo de la comunidad de Nitiluisa.

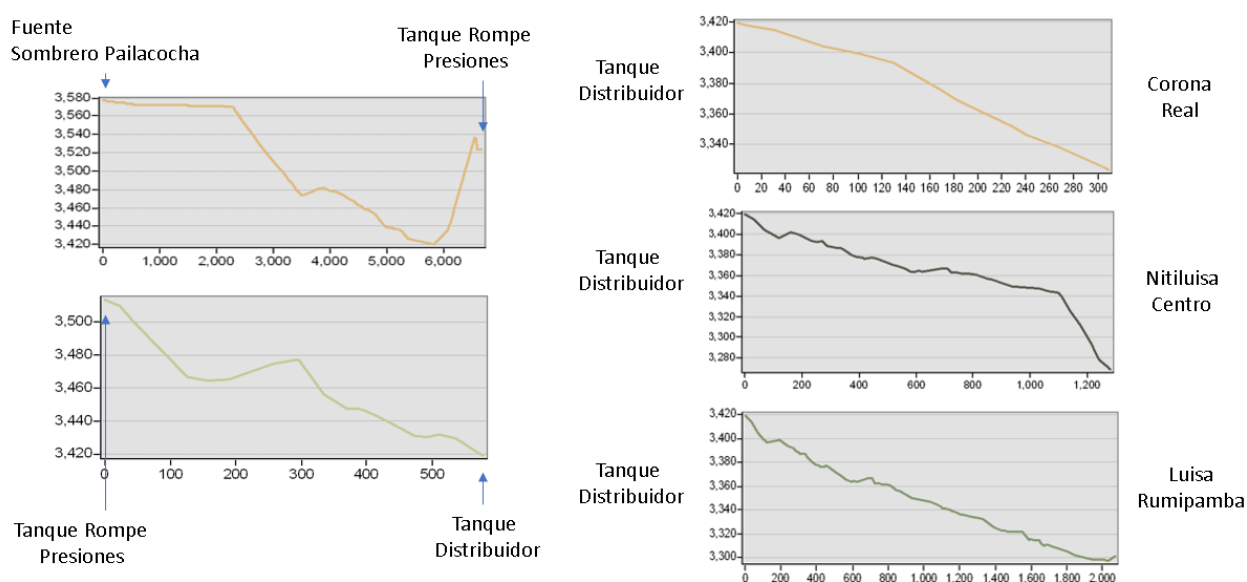


Figura 3.15 Perfiles representativos del sistema de abastecimiento de agua de Nitiluisa

3.3 ANÁLISIS DEMOGRÁFICO

Para un correcto análisis demográfico se toma en cuenta recomendaciones y criterios establecidos en normas de abastecimiento de agua como la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito (EMAAP-Q) y las normas establecidas por el INEN (Tabla 3.10).

Tabla 3.10 Período de diseño según normativas

CONDICIONES DE PERIODO DE DISEÑO		VALOR (años)	
Normas	1.	EMAPS-Q	30
		EX IEOS	30
		INEN	15

La vida útil de los componentes del sistema varía según el tipo y el material como lo vemos en la Tabla 3.11

Tabla 3.11 Vida útil de componentes de un sistema de agua potable

CONDICIONES DE PERIODO DE DISEÑO			VALOR (años)
INEN	2.-	OBRAS DE CAPTACIÓN	50
		CONDUCCIONES DE PVC	30
		TANQUE DE ALMACENAMIENTO	30

Modificado de (INEN, 1992)

El período de diseño debe considerar no solo el tiempo según normativas, también debe incluir el análisis de la vida útil de los componentes del sistema, por lo tanto, el período de diseño tomado es de 30 años para la conducción de agua cruda de la Comunidad de Nitiluisa, que se tomará en un caso desde el año que fue implantada la conducción (2001), y en otro caso a partir del año 2020, año en el que se plantean las opciones de mejora en el presente documento.

3.3.1 Datos censales

Debido a la información insuficiente para determinar la población futura de la comunidad de Nitiluisa se utilizará el método comparativo gráfico que recomienda las normas RAS para una población con un nivel de complejidad baja, al que pertenece Nitiluisa. Este método consiste en obtener la proyección de la comunidad relacionando el crecimiento poblacional con una zona con el mismo desarrollo y clima, pero con un mayor número de habitantes, que en este caso sería su parroquia Calpi, en la que se tiene datos censales desde el año 1950 hasta el 2010.

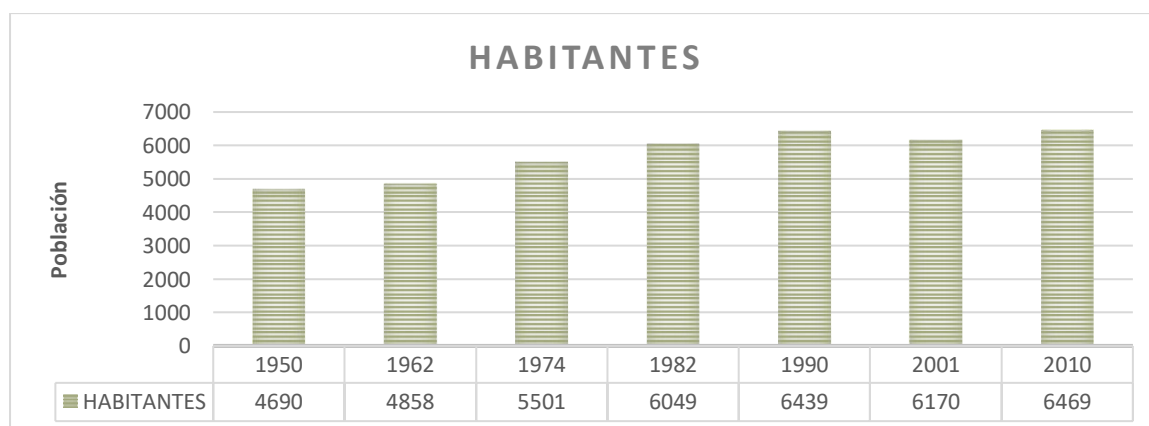


Figura 3.16 Registro de población en diferentes años de la Parroquia de Calpi

Fuente: (CEDIG, 1985) (INEC, 2010) (INEC, 2001)

Como se observa en la Figura 3.16 en el año 2001 hay un decrecimiento de la población debido a la migración resultado de la crisis bancaria que atravesaba el país, con este antecedente la ecuación de proyección se determinará con los datos censales de los años anteriores al 2001 y se verificará si con esta ecuación se obtiene un mínimo de error entre la población proyectada para el 2010 y la población real.

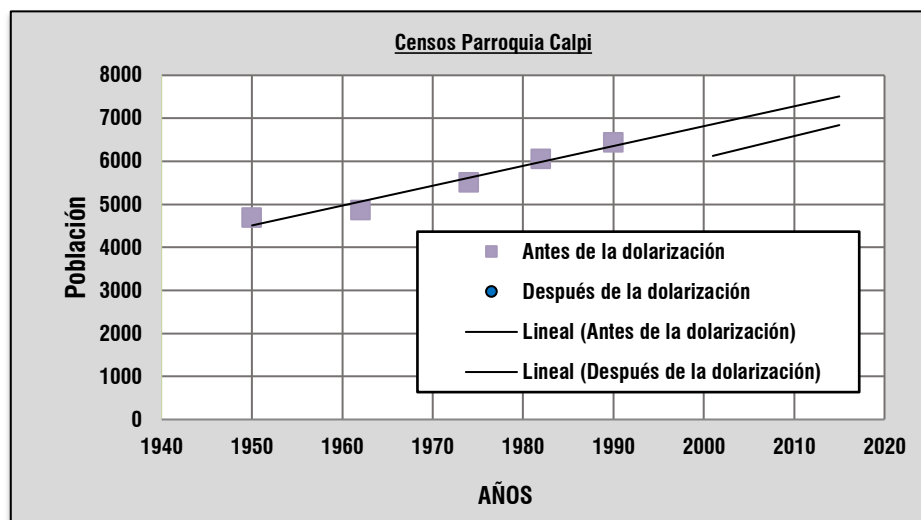


Figura 3.17 Líneas de tendencia para la población en los períodos 1950-1990 y 2001-2015

Con los datos de la figura 3.17 se procede a obtener la ecuación de proyección. Se han considerado los siguientes métodos de crecimiento poblacional: aritmético, geométrico y exponencial elegidos según el tipo de población y sus características de desarrollo.

Método Aritmético

Este método sugiere que la población crece con una tasa constante, gráficamente es una línea recta. En base a los censos de 1950 a 1990 se obtuvo el constante promedio de la tasa de crecimiento para el método aritmético, en la Tabla 3.12 se presenta el resultado

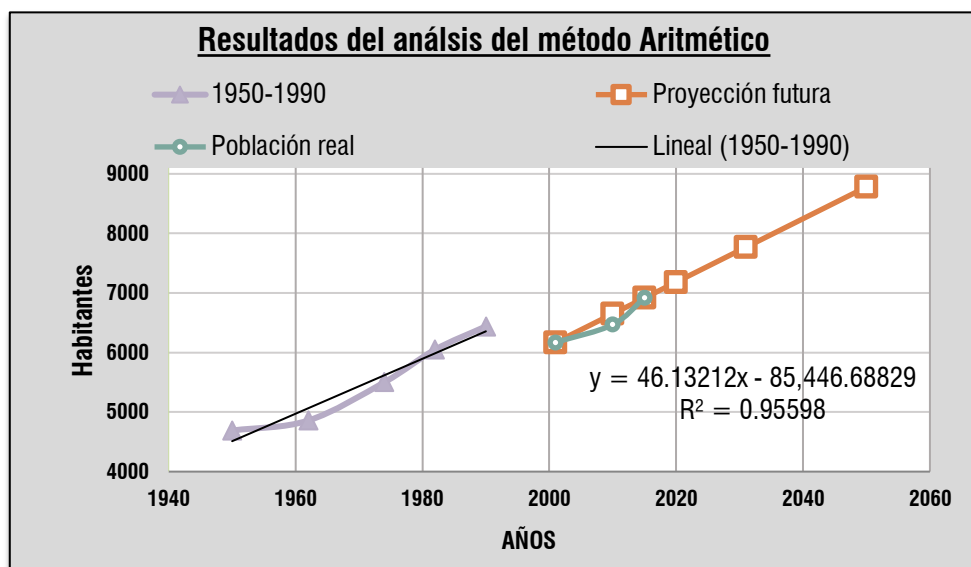
$$P_f = P_a + n * r \quad ; \quad r = \frac{P_a - P_o}{t_a - t_o} \quad (3.1)$$

(Corcho & Duque, 2005, p. 13)

Tabla 3.12 Tasa de crecimiento aritmético de la población de 1950 a 1990

AÑO	TOTAL(Hab)	r
1950	4690	0.0029
1962	4858	0.0110
1974	5501	0.0124
1982	6049	0.0080
1990	6439	
		r=0.009

Con una tasa de crecimiento aritmético de 0.009 entre los años 1950-1990 se proyecta la población de diseño desde el año 2001 al 2050

**Figura 3.18** Proyección aritmética con la tasa de crecimiento de los años 1950-1990

En la Figura 3.18 se puede apreciar que con la tasa de crecimiento histórica antes del año 1990 se tiene una buena correlación entre los datos censados 2001, 2010 y 2015 y la línea de proyección futura, dando así un coeficiente de correlación de 0.955

Método geométrico

En base a los censos de los años 1950 a 1990 se obtuvo el constante promedio de la tasa de crecimiento para el método geométrico, en la Tabla 3.13 se presenta el resultado

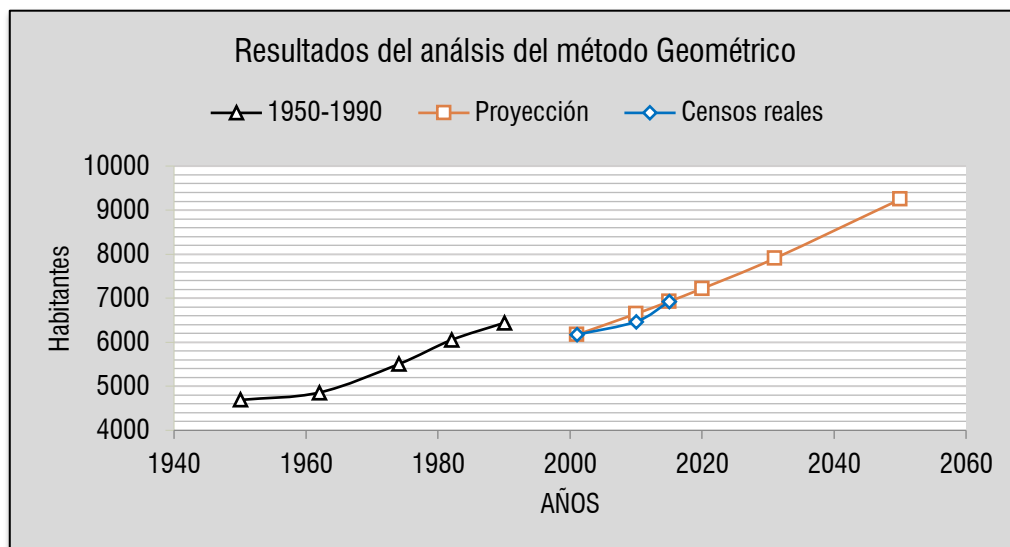
$$P_f = P_a * (1 + r)^n \quad ; \quad r = \frac{\ln(P_a/P_0)}{t_a - t_0} \quad (3.2)$$

(Corcho & Duque, 2005, p. 14)

Tabla 3.13 Tasa de crecimiento geométrico de la población de 1950 a 1990

AÑO	TOTAL (Hab)	r
1950	4690	0.0029
1962	4858	0.0104
1974	5501	0.0119
1982	6049	0.0078
1990	6439	
		r=0.0083

Con una tasa de crecimiento geométrico de 0.0083 de los años 1950-1990 se proyecta la población de diseño desde el año 2001 al 2050:

**Figura 3.19** Proyección geométrica con la tasa de crecimiento de los años 1950-1990

Método Exponencial

Este método se enfoca a la proyección en poblaciones que tienen limitación de recursos, se ajusta al tipo de población de Calpi.

$$P_f = P_a * e^{rn} ; \quad r = \frac{\ln P_a - \ln P_0}{n} \quad (3.3)$$

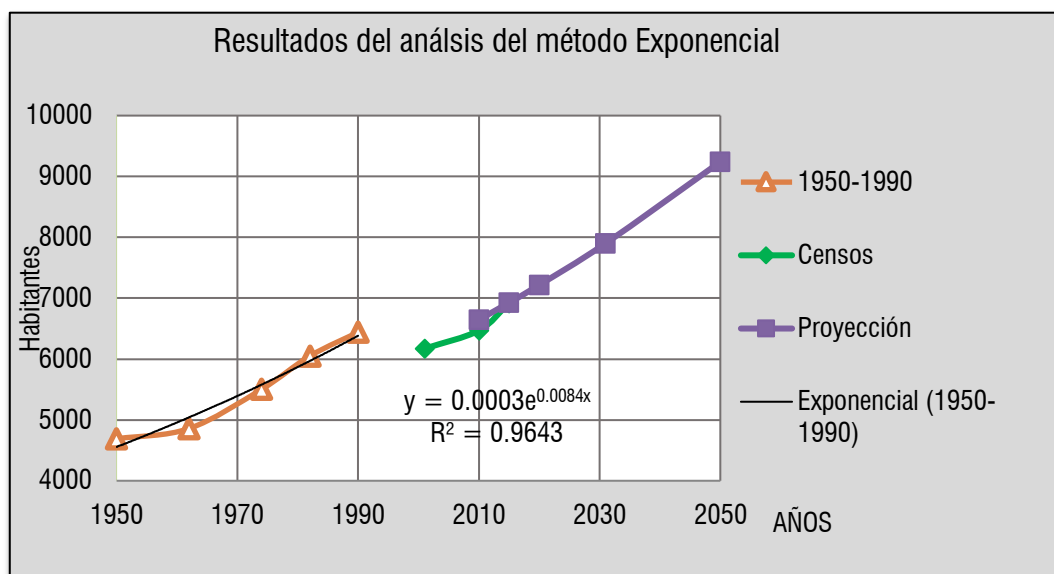
(Botero, 1981, p. 81)

En base a los censos de los años 1950 a 1990 se obtuvo el constante promedio de la tasa de crecimiento para el método exponencial, en la Tabla 3.14 se presenta el resultado.

Tabla 3.14 Tasa de crecimiento exponencial de la población de 1950 a 1990

AÑO	TOTAL (Hab)	r
1950	4690	0.0029
1962	4858	0.0103
1974	5501	0.0118
1982	6049	0.0078
1990	6439	
		r=0.0082

Con una tasa de crecimiento exponencial de 0.0082 de los años 1950-1990 se proyecta la población de diseño desde el año 2001 al 2050:

**Figura 3.20** Proyección exponencial con la tasa de crecimiento de los años 1950-1990

En la Figura 3.20 se puede apreciar que, con la tasa de crecimiento histórica antes del año 1990, se tiene una buena correlación entre los datos censados 2001, 2010 y 2015 y la línea de proyección futura, dando así un coeficiente de correlación de 0.9

Método gráfico

Para este método se utiliza el software Excel, para determinar líneas de tendencia para diferentes ecuaciones y obtener el coeficiente de correlación más cercano a uno.

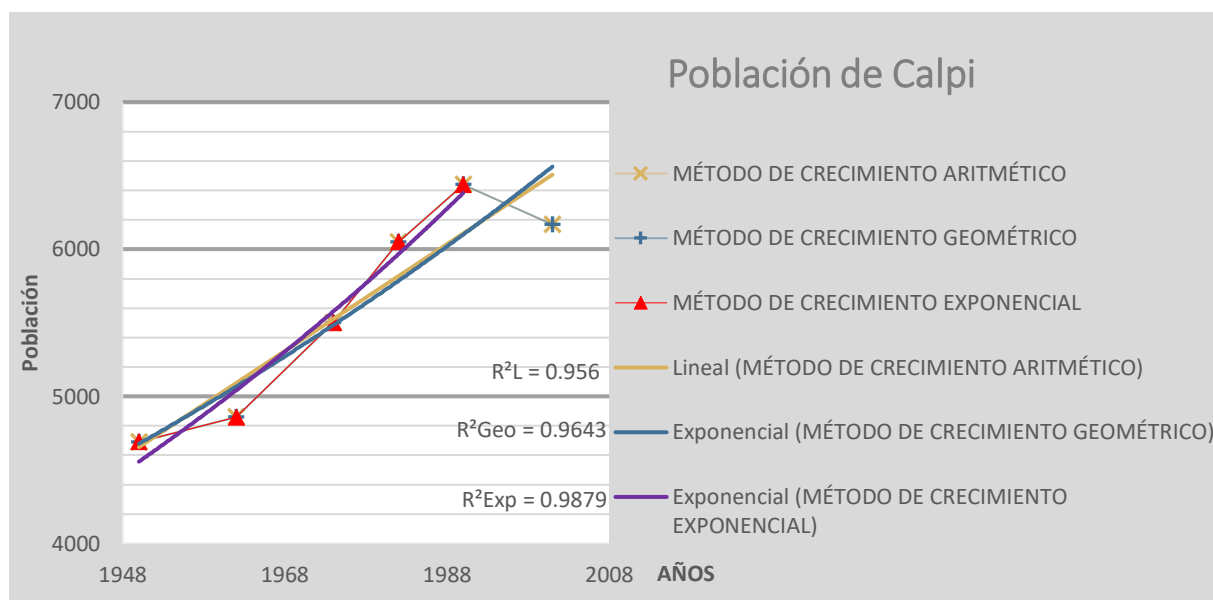


Figura 3.21 Líneas de tendencia para diferentes ecuaciones de la Parroquia Calpi

Tabla 3.15 Resumen de coeficientes de correlación para las ecuaciones: lineal, exponencial y logarítmica

Ecuación	r
Lineal	0.955
Exponencial	0.964
Logarítmica	0.955

Como conclusión, de acuerdo con la tabla 3.15 el método que más se ajusta al cálculo de la población futura de la Parroquia de Calpi es el exponencial, debido a que posee el coeficiente de correlación más cercano a uno, teniendo así la siguiente ecuación para hacer las proyecciones de la zona:

$$P_f = P_o * e^{0.0082t} \quad (3.4)$$

Con esta ecuación se determinó la población para el año 2010 tomando como población inicial el año 2001, con esto se obtuvo un resultado de 6645 habitantes, dando un porcentaje de error del 2.7%, respecto a una población real de 6469 habitantes.

Con la ecuación de proyección determinada el siguiente paso es obtener los datos de población registrados en el INEC, para los años 2001 y 2010 en la comunidad de Nitiluisa para cada barrio, con ayuda de los códigos de zona que se encuentran en mapas

cartográficos del INEC (ANEXO D), los códigos se determinan según los parámetros de la Tabla 3.16.

Tabla 3.16 Esquema de codificación de unidades geográficas menores de la cartografía estadística

COBERTURA	TIPO	CÓDIGO
PROVINCIA	Polígono	0 0
CANTON	Polígono	0 0 0 0
PARROQUIA	Polígono	0 0 0 0 0 0
ZONA (amanzanada o dispersa)	Polígono	0 0 0 0 0 0 0 0 0
SECTOR (amanzanado o disperso)	Polígono	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
MANZANA	Polígono	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
LOCALIDAD	Punto	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

0 < 900 - Cabeceras, Áreas Urbanas
900 < 999 - Área Rural Amanzanada
999 - Área Rural Dispersa

Fuente: (Valle, 2015)

Para el caso de la comunidad de Nitiluisa se tienen los siguientes datos para la obtención de los códigos cartográficos

Tabla 3.17 Código INEC para los barrios de la comunidad de Nitiluisa

Cobertura	Zona	Código
Provincia	Chimborazo	06
Cantón	Rio.bamba	06 01
Parroquia	Calpi	06 01 52
Zona	Rural	06 01 52 999
Sector	Barrios (Corona Real, Nitiluisa Centro, Luisa Rumipamba)	Depende los mapas cartográficos y el año de censo (Figura 3.22y Figura 3.23)

En la Figura 3.22 y Figura 3.23 se encuentran los mapas cartográficos enfocándose en la zona de estudio de la comunidad de Nitiluisa.

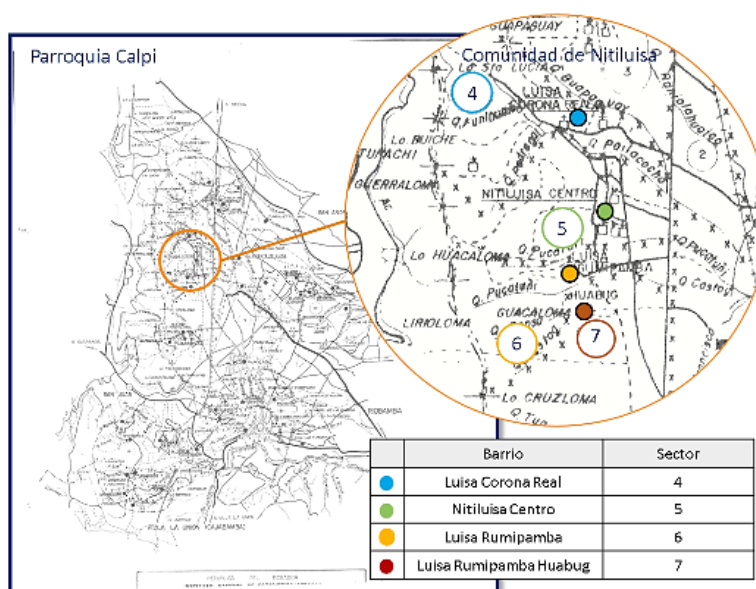


Figura 3.22 Determinación del sector de cada barrio de Nitiluisa para el año 2001

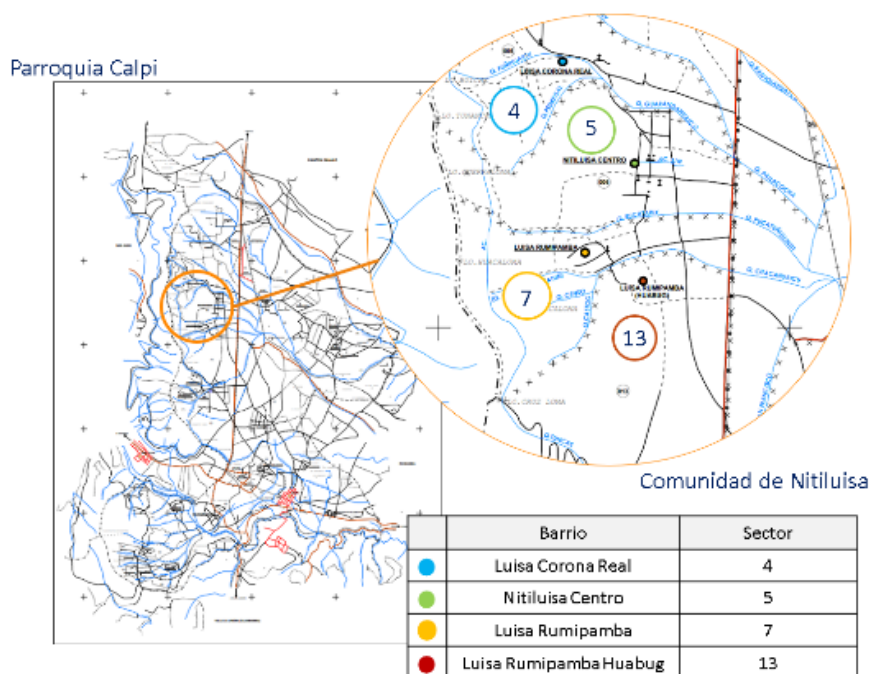


Figura 3.23 Determinación del sector de cada barrio de Nitiluisa para el año 2010

Además de los datos oficiales del INEC, se tiene un valor aproximado de la población para el año 2015 obtenido de un taller de participación ciudadana realizado por las autoridades de la zona (GAD Parroquial de Santiago de Calpi, 2015), con el cual se confirmó la validez de la ecuación de proyección de población determinada previamente (Tabla 3.18).

Tabla 3.18 Población de Nitiluisa en cada barrio para los años censales 2001, 2010 y 2015

BARRIO	Código INEC	2001 (hab)	Código INEC	2010 (hab)	2015 (hab)
Corona Real	06015299904	246	06015299904	199	-
Nitiluisa Centro	06015299905	227	06015299905	255	-
Luisa Rumipamba	06015299906	295	06015299907	329	-
Luisa Rumipamba HUAMBUG	06015299907	223	06015299913	274	-
Total		991		1057	1200

Modificado de (INEC, 2010) (INEC, 2001) (GAD Parroquial de Santiago de Calpi, 2015)

Para determinar la población de Nitiluisa se utilizó la ecuación exponencial antes mencionada, para una población inicial de 1200 personas para el año 2015, con lo que se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 3.19 Población actual y futura para Nitiluisa

Parámetro	Valor / Ecuación	
Ecuación	$P_f = P_o * e^{0.0082t}$	
Población inicial	1200	
Año inicial	2015	
Año proyectado	t	Población futura
2020	5	1251
2031	16	1369
2050	35	1601

Para determinar la población en cada barrio de la comunidad de Nitiluisa se realizó un cálculo porcentual en función del número de habitantes en el Censo Nacional del INEC del año 2010

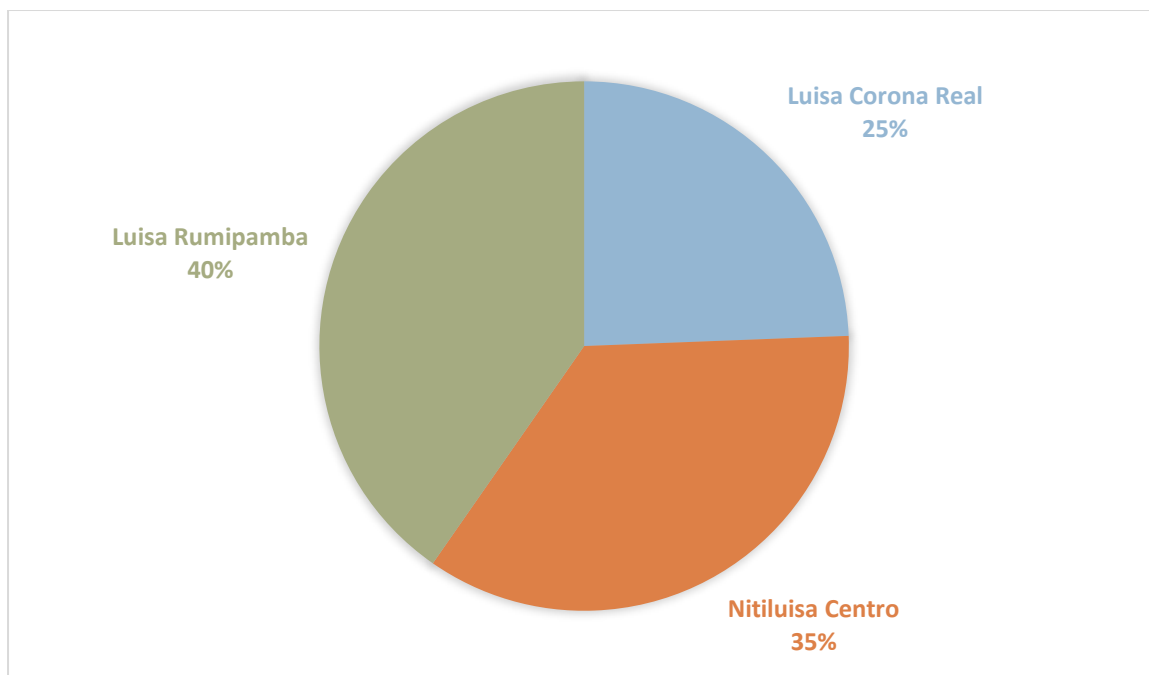


Figura 3.24 Porcentaje de población de cada barrio de la comunidad de Nitiluisa

3.3.2 Interpretación de Resultados

Según los datos obtenidos de las proyecciones de crecimiento poblacional, mediante la relación entre el crecimiento poblacional de Calpi y Nitiluisa se eligió el método exponencial, ya que generó resultados de población muy cercanos a los últimos obtenidos por las autoridades de Calpi, dando como resultado las proyecciones poblacionales de la Tabla 3.20, que se utilizaron para la evaluación de la conducción actual y las recomendaciones de diseño para la conducción de agua de consumo en la comunidad de Nitiluisa.

Tabla 3.20 Población de la comunidad de Nitiluisa para los años 2020, 2031 y 2050

Localidad	2020 (hab)	2031 (hab)	2050 (hab)
Luisa Corona Real	236	258	302
Nitiluisa Centro	302	330	386
Luisa Rumipamba	389	426	489
Luisa Rumipamba Huabug	324	355	415
Total	1251	1369	1601

En la base de datos del INEC se contempla que Nitiluisa está conformada por cuatro barrios: Luisa Corona Real, Nitiluisa Centro, Luisa Rumipamba y Luisa Rumipamba Huabug, sin

embargo, en la información dotada por la comunidad muestra que se tiene solamente tres barrios: Corona Real, Nitiluisa Centro y Luisa Rumipamba por lo tanto se tomará al barrio Luisa Rumipamba y Luisa Rumipamba Huabug según el INEC como un solo barrio, debido a la cercanía entre los dos barrios como se observa en la Figura 3.23, estos dos barrios están representados por los números 7 y 13 .

3.4 CRITERIOS DE DISEÑO

Dotación de agua potable

Para la comunidad de Nitiluisa se utilizan los valores de dotación de la Tabla 3.21, de acuerdo a la normativa y bibliografía, tomando en cuenta que es para una zona rural y para uso doméstico en base a la información a la sección 2.1.4.2

Tabla 3.21 Dotaciones recomendadas específicas para la comunidad de Nitiluisa

Norma	Descripción	Dotación Lts/hab/día
INEN 5	Población menor a 5000 en clima frío	120
SENAGUA	Nivel Ila 20% de fugaz	60
Bibliografía Lopez,1990	Tipo de uso doméstico	135

Se puede observar en la tabla 3.21 que la dotación de acuerdo con la SENAGUA presenta un valor muy bajo en contraste con el resto de información, por lo tanto, se tomará la dotación de 120 l/hab/día dada por la norma INEN 5, que además de estar en un promedio de las dotaciones, también tienen un valor cercano a la recomendación de la bibliografía técnica. Por otro lado, la variación de consumo es importante para determinar los caudales para diseño, por lo que se tomaron los siguientes valores:

Tabla 3.22 Variación de consumo

Requerimiento	Valor	Motivo
$K_{(máx. día)} = k_1$	1.25	Caso en zonas rurales, SENAGUA
$K_{(máx. hora)} = k_2$	3	Caso en zonas rurales, SENAGUA

Caudales

Los caudales nos permiten definir el consumo promedio diario como el promedio de los consumos diarios durante un año de registros expresado en [l/s]. Así mismo, definimos el Consumo Máximo Diario, como el día de máximo consumo de una serie de registros

observados durante un año y se define también el Consumo Máximo Horario, como la hora de máximo consumo en un día.

Para la comunidad de Nitiluisa se calculan los caudales para el año actual 2020, para el año 2031 que es el año que debería ser considerado como el último del período de diseño de la conducción actual y para el año 2050 que es el nuevo año del periodo de diseño para la propuesta de mejora de la conducción de acuerdo con las poblaciones futuras obtenidas en el sección 3.3.2.

$$Q_{med} = \frac{(Dotación) \times (Población)}{86,400} * f = \frac{120 \frac{l}{hab} \times (Población)}{86,400} 1.2$$

$$Q_{max\ dia} = Q_{med} * k_2 \quad Q_{max\ hora} = Q_{med} * k_2$$

Tabla 3.23 Caudales de diseño para la comunidad de Nitiluisa

AÑO	2020	2031	2050
Población	1279 hab	1369 hab	1601 hab
Qmed	1.4 l/s	1.5 l/s	1.8 l/s
Qmax día	1.8 l/s	1.9 l/s	2.2 l/s
Qmax hora	4.3 l/s	4.6 l/s	5.3 l/s

Estos caudales son importantes para determinar el flujo de agua que se debe transportar y almacenar para todo el sistema, como se detalla en la sección 2.1.4.4.

Según las normas del INEN si no existen datos sobre variaciones horarias de consumo del agua en poblaciones menores de 5000 habitantes este volumen se considera el 30% del volumen medio diario futuro, en este caso no se toma en cuenta el volumen por incendio ni el volumen por emergencias en base a la sección 2.1.4.5, además, en ningún caso será menor a 10 m³.

Para la distribución de caudal hacia cada barrio se tomará en cuenta dos escenarios, el primero que se rige según la normativa y el segundo por aspectos sociales de la comunidad.

Escenario 1

De acuerdo con la Ley orgánica de recursos hídricos, usos y aprovechamiento de agua para el diseño de un sistema de agua potable se debe asegurar el acceso total de agua a toda la población. Por lo tanto, la estimación de la población para cada sector a servir es de vital importancia para generar un diseño que satisfaga el abastecimiento de agua a cada persona de la zona en estudio. En el 0 se encuentran calculados los caudales diarios y horarios para cada barrio, tomando en cuenta la población futura de cada uno y con esos resultados se puede obtener los caudales de suministro de agua y volumen del tanque de almacenamiento, en la Tabla 3.24 se indica la población futura de cada barrio con sus respectivos caudales.

Tabla 3.24 Caudales para cada barrio para el año de diseño, 2050

Año	2050	Año	2050
Corona Real	302 hab	Luisa Rumipamba	489 hab
Qmed	0.5 l/s	Qmed	0.8 l/s
Qmax día	0.6 l/s	Qmax día	1.0 l/s
Qmax hora	1.5 l/s	Qmax hora	2.4 l/s
Año	2050	Año	2050
Nitiluisa Centro	386 hab	Luisa Rumipamba Huabug	415 hab
Qmed	0.6 l/s	Qmed	0.7 l/s
Qmax día	0.8 l/s	Qmax día	0.9 l/s
Qmax hora	1.9 l/s	Qmax hora	2.1 l/s

El caudal de diseño para la captación se determina en base al caudal máximo diario QMD, mientras que el caudal para el diseño de la línea de conducción dependerá de dos casos en específico, generalmente una línea de conducción debe diseñarse para el caudal máximo diario (QMD) que se considerará como un caudal típico, pero cuando la longitud de la conducción es importante, se tomará el caudal medio diario (qmd) que se considerará como un caudal especial y debe ser complementada con un tanque de almacenamiento para llegar al caudal máximo diario tomando en cuenta la factibilidad económica. Para las líneas de transmisión que permiten el transporte del agua hacia los tanques de almacenamiento y distribución serán diseñadas con el caudal máximo diario (QMD) y para determinar el volumen de almacenamiento se determinara con el 30% de la demanda media diaria anual (qmd) en la Figura 3.25 se ilustra esta diferenciación de caudales (EMAAP-Q, 2008, pp. 36-37).

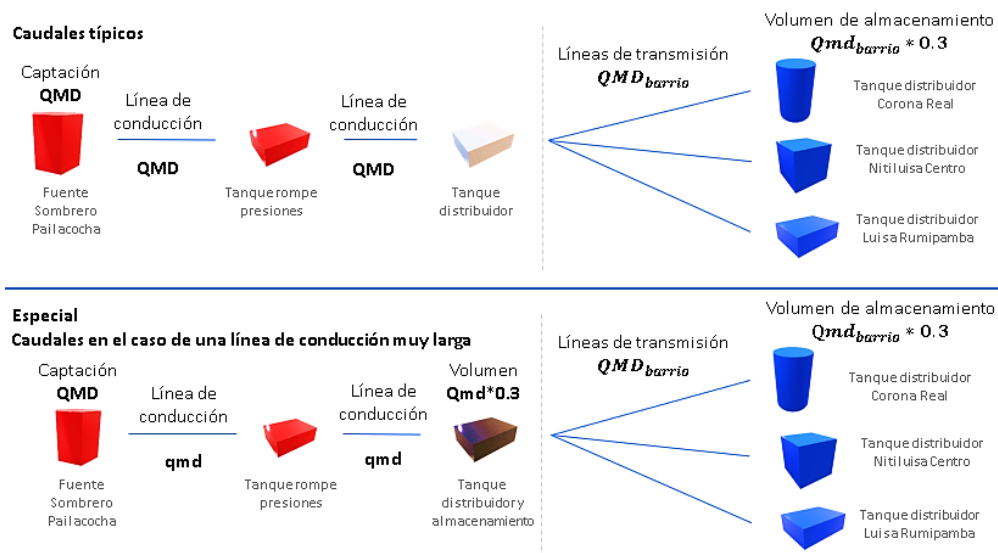


Figura 3.25 Caudales de diseño en función de la población

Por lo tanto, los caudales de diseño con sus respectivos volúmenes de almacenamiento para los barrios de la comunidad de Nitiluisa se indican en la Tabla 3.25.

Tabla 3.25 Distribución de caudal y volumen de almacenamiento, escenario 1

Comunidad Nitiluisa		Caudal	2031	2050
Caudal para captación		QMD	2.9 l/s	3.3 l/s
Caudal línea de conducción	Típico	QMD	2.9 l/s	3.3 l/s
	Especial	qmd	2.3 m ³	2.7 m ³
Corona Real				
Caudal para captación		QMD	0.54 l/s	0.63 l/s
Volumen de almacenamiento		qmd*0.3	11.15 m ³	13.05 m ³
Nitiluisa Centro				
Caudal para captación		QMD	0.69 l/s	0.80 l/s
Volumen de almacenamiento		qmd*0.3	14.26 m ³	16.68 m ³
Luisa Rumipamba				
Caudal para captación		QMD	1.30 l/s	1.51 l/s
Volumen de almacenamiento		qmd*0.3	33.7 m ³	39.1 m ³

Escenario 2

La Ley orgánica de recursos hídricos, usos y aprovechamiento de agua en el artículo 74 del capítulo V sobre derechos colectivos de comunas, comunidades, pueblos y nacionalidades nos dice que se debe garantizar la gestión tradicional y manejo del agua practicadas por las comunidades, pueblos y nacionalidades. Se respetarán las costumbres, formas y usos del reparto interno de los caudales en la comunidad, por lo tanto, uno de los escenarios considerados es la división en partes iguales del caudal hacia cada uno de los tres barrios,

de acuerdo con lo mencionado por los directivos de la comunidad, los caudales para este escenario se muestran en la Figura 3.26.

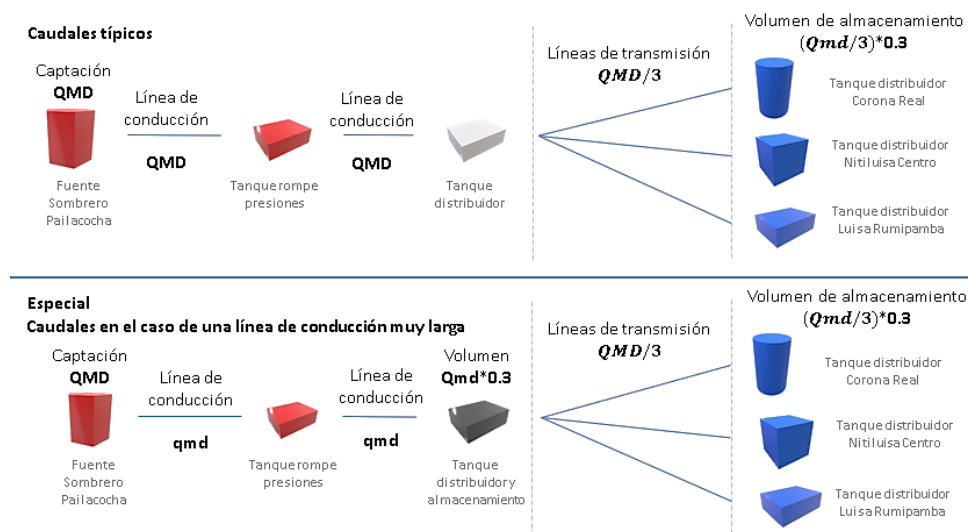


Figura 3.26 Caudales de diseño en base a la línea de conducción considerando caudales iguales

De acuerdo con las consideraciones mostradas en el gráfico anterior los caudales necesarios para el escenario 2 se indican en la Tabla 3.26.

Tabla 3.26 Distribución de caudal y volumen de almacenamiento, escenario 2

Caudales iguales		2031	2050
Comunidad Nituluisa	Caudal	Q típicos	Q típicos
Caudal para captación	QMD	2.9 l/s	3.3 l/s
Caudal línea de conducción	Típico	QMD	2.9 l/s
	Especial	qmd	2.7 l/s
Caudal líneas de transmisión	QMD	1.0 l/s	1.1 l/s
Volumen de almacenamiento	qmd*0.3	59.1 m ³	69.2 m ³
Caudal hacia cada comunidad	QMD/3	0.95 l/s	1.11 l/s
Volumen de almacenamiento	qmd*0.3	19.7 m ³	23.1 m ³

Velocidades

La velocidad mínima es determinada para evitar sedimentación en la tubería, en el caso de materiales plásticos se considera una velocidad de 0.45 m/s (EMAAP-Q, 2008, p. 56)

Tabla 3.27 Velocidades máximas en tuberías según Norma INEN 5 y EMAAPS

Materiales de las tuberías	INEN (m/s)	EMAAPS (m/s)
Plástico	4.5	8.0

Modificado de: (INEN, 1992, p. 118) (EMAAP-Q, 2008, p. 56)

Número de Reynolds

La viscosidad absoluta y la cinemática están en función de la temperatura del fluido y en el caso del agua en Nitiluisa se tiene una temperatura de 15° por lo que la densidad es de **999.58 kg/m³** y la viscosidad absoluta **1.1236 * 10⁻³ kg/m*s** (López, 1995, p. 217), sabiendo que la relación entre la densidad y la viscosidad absoluta es la viscosidad cinemática se tiene un resultado de **1.2360 * 10⁻⁶ m²/s** que será utilizado para la determinación del número de Reynolds.

En tubos comerciales esta rugosidad no es homogénea por lo que no se puede obtener un valor exacto, sin embargo, se lo caracteriza según un valor medio (Sotelo, 1997, p. 281). Según López (1995) la rugosidad absoluta para el PVC es de 0.0015 (p. 218) y según la EMAAP-Q (2008) este valor es de 0.12 (p. 58), como caso práctico se toma la rugosidad absoluta según la normativa del país de **0.12 mm**.

Tabla 3.28 Resumen de parámetros para el cálculo del número de Reynolds

Parámetro	Nomenclatura	Valor
Temperatura	T	12°
Densidad	ρ	999.58 kg/m ³
Viscosidad absoluta	μ	1.1236 * 10 ⁻³ kg/m*s
Viscosidad cinemática	ν	1.1240 * 10 ⁻⁶ m ² /s
Rugosidad absoluta	ϵ, k_s	0.12 mm

Pérdidas por fricción

Para la determinación de las pérdidas por fricción tenemos varias ecuaciones, la ecuación de Darcy Weisbach es una ecuación deducida físicamente y válida para todo tipo de flujo, material, longitud y diámetro. El factor de fricción se la puede calcular de manera exacta con las ecuaciones de Colebrook – White. Por otro lado, la ecuación de Hazen Williams es de origen experimental y explícita para la velocidad y el caudal, haciendo su aplicación mucho más sencilla, sin embargo, su aplicabilidad no debe justificarse por este hecho sino por los efectos que pueden causar teniendo en cuenta el punto hidráulico y económico. Debemos también recordar las limitaciones de la ecuación de Hazen Williams descritas en el punto

2.1.4.8 en donde una de ellas describe que se debe aplicar en tuberías mayores a 100 mm y en este caso la tubería más grande es de 90 mm, por lo tanto, se utilizará la ecuación de Darcy – Weisbach. (Flechas, 2010)

Pérdidas Locales

A lo largo de la conducción se tienen varios elementos que incrementan el valor de las pérdidas en la conducción, la mayoría de los accesorios tienen un valor en concreto según los catálogos del fabricante de las tuberías instaladas e información bibliográfica, pero la información sobre las válvulas instaladas es incierta, por lo que para la obtención del coeficiente k se realizó el siguiente procedimiento:

Válvula de aire

En la conducción se desconoce la procedencia de varios elementos utilizados, sin embargo, con la poca información obtenida en campo se determinó que las válvulas de aire son similares a la siguiente válvula:



Figura 3.27 Tipo 1 de válvula de aire en la conducción

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

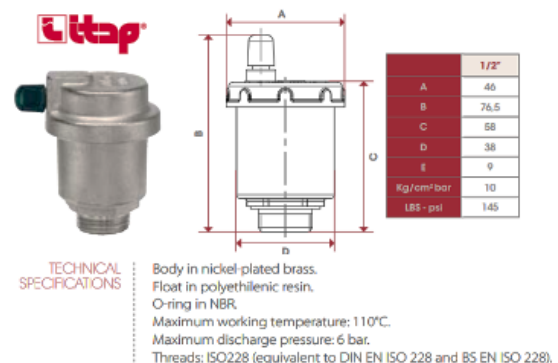


Figura 3.28 Especificaciones de la válvula de aire utilizada

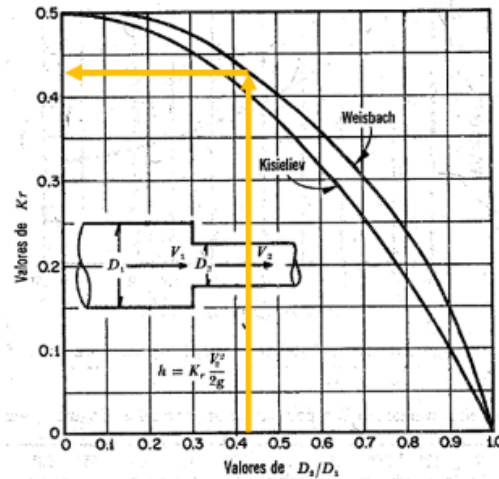
Fuente: (Itap, 2016)

Debido a que se tienen la conexión a un accesorio de menor diámetro que la tubería, se va a tomar en consideración la pérdida de carga producida por dos accesorios independientes, una T (Tabla 3.29) y un estrechamiento brusco (Figura 3.29). El diámetro de la T será de 90 mm y la salida del estrechamiento 38 mm según las características de la válvula mostrada en la Figura 3.28.

Tabla 3.29 Coeficiente de pérdida k para una T de Plastigama

	DN	m/6m	K
Te	90mm	2.5	0.42

Fuente: Pérdida de carga accesorio tubería comercial

**Figura 3.29** Pérdida de energía en una contracción brusca

Fuente: (Sotelo, 1997)

Tabla 3.30 Coeficiente de pérdida k para una reducción brusca

	D ₁	D ₂	D ₂ /D ₁	W _{eisbach}
Reducción brusca	90 mm	38.1 mm	0.42	0.3

Coeficiente de pérdida en válvulas de aire $k = 0.7$ **Válvulas de alivio**

Para determinar el coeficiente de pérdida para el caso de la válvula de purga se tomará en cuenta la pérdida de un accesorio T para hacer la conexión hacia la válvula con un k de 0.42 (Tabla 3.29) y la pérdida de carga para este tipo de válvulas.

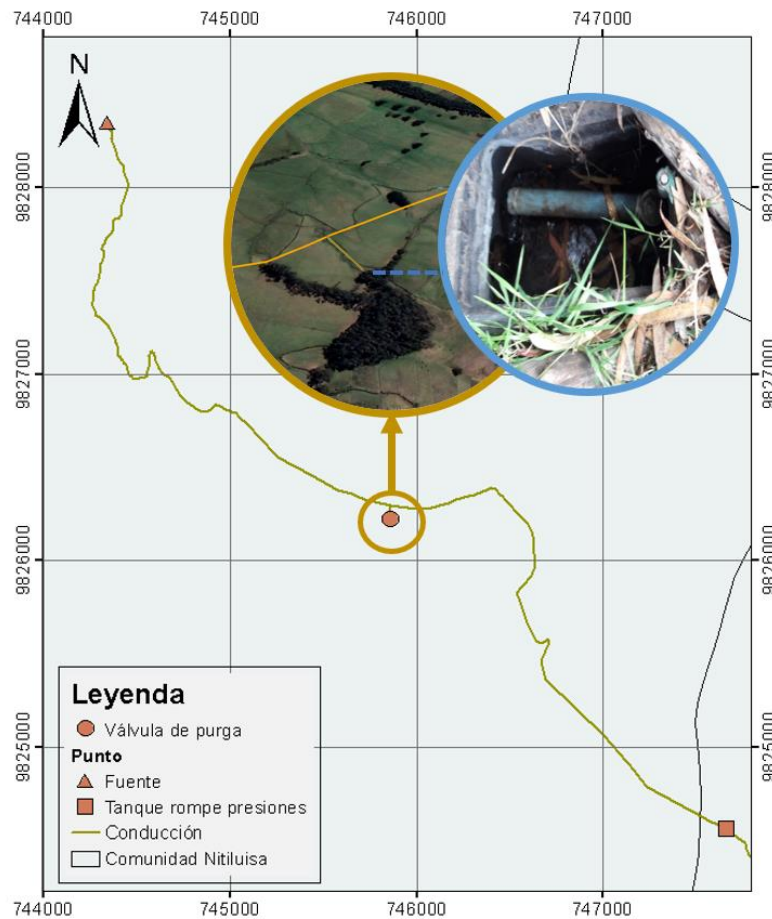


Figura 3.30 Ubicación de la válvula de purga

Debido a que se desconocen las especificaciones del tipo de válvula de purga que se tiene en la conducción, la elección de la válvula para el cálculo hidráulico se tomará según la bibliografía, que nos dice que el factor de pérdida es de 2.5 para válvulas de purga (Martínez, 1993)

Coeficiente de pérdida en válvulas de alivio $k = 2.92$

En resumen, tenemos la siguiente información para todas las posibles pérdidas de carga en la conducción.

Tabla 3.31 Coeficiente de pérdida de accesorios principales

Accesorio	K	Accesorio	K
Pérdida por entrada	0.5	Te	0.4
Codo 90°	0.7	Válvula de aire	0.7
Codo 45°	0.3	Válvula de purga	2.92

3.5 CALIBRACIÓN EN EPANET

Para poder empezar la modelación en EPANET se requiere la siguiente información:

1. La línea de conducción con las coordenadas de los puntos de la tubería. Para este punto se utilizan los resultados de la sección 3.2.5 en donde se manejaron varios programas para el procesamiento de información de coordenadas.
2. Caudales en la conducción que se encuentran registrados en la Tabla 3.7
3. La suma de coeficientes de pérdida de los accesorios (Tabla 3.31) que se localizan en cada tramo de la conducción
4. Diámetros de la conducción obtenidos en campo mostrados en la Tabla 4.4
5. Por los argumentos establecidos en la sección 3.4 respecto a las ecuaciones de pérdida de fricción, la ecuación a utilizarse para la modelación es la de Darcy – Weisbach.

3.5.1 Línea de conducción

EPANET utiliza archivos con la extensión .INP para la importación de la línea de conducción, para lo cual se utilizaron varios programas para la obtención de este tipo de archivos:

CIVIL 3D de Autodesk

Para obtener la línea de conducción se utilizan polilíneas que representan a la línea de tubería y se colocaron en capas individuales (Figura 3.31), de esta forma se procede a exportar cada sección de la conducción y analizar en mejor detalle el estado hidráulico de la tubería.

S...	Name	O...	Fre...	L...	Color	Linetype	Lineweig...	Trans...	Plot St...	P...	N...	Description
✓	0	☹	☀	📁	wh...	Continu...	— Defa...	0	Color_7	☹	📁	0
📁	Fuente-TRP	☹	☀	📁	30	Continu...	— Defa...	0	Color_30	☹	📁	Fuente-TRP
📁	TD-Corona Real	☹	☀	📁	152	Continu...	— Defa...	0	Color_...	☹	📁	TD-Corona Real
📁	TD-Luisa Rumipamba	☹	☀	📁	152	Continu...	— Defa...	0	Color_...	☹	📁	TD-Luisa Rumipamba
📁	TD-Nitiluisa Centro	☹	☀	📁	152	Continu...	— Defa...	0	Color_...	☹	📁	TD-Nitiluisa Centro
📁	Title Block	☹	☀	📁	wh...	Continu...	— Defa...	0	Color_7	☹	📁	Title Block
📁	TRP-TD	☹	☀	📁	63	Continu...	— Defa...	0	Color_63	☹	📁	TRP-TD

Figura 3.31 Definición de capas en CIVIL 3D de los tramos de la conducción para EPANET

EPACAD

Es un programa de software libre que permite convertir una red de AutoCAD o Civil3D en un archivo aceptable para EPANET, creado por la Universidad Politécnica de Valencia. El primer paso es guardar el archivo creador en Civil 3D con la extensión .dxf para poder abrirlo en

EPACAD (Figura 3.32), y se seleccionan las capas en donde se ha dibujado cada polilínea de la conducción (Figura 3.33).

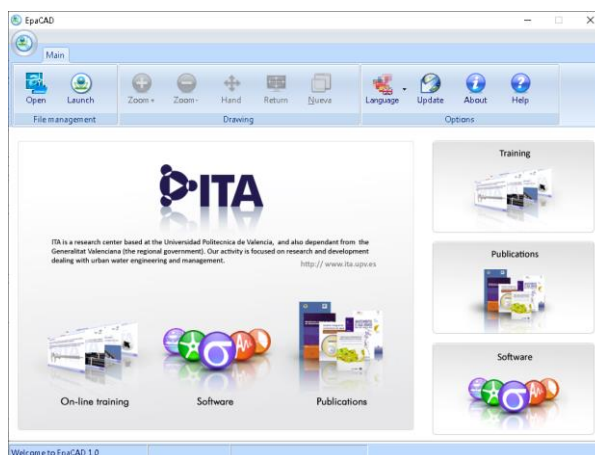


Figura 3.32 Interfaz del programa EPACAD

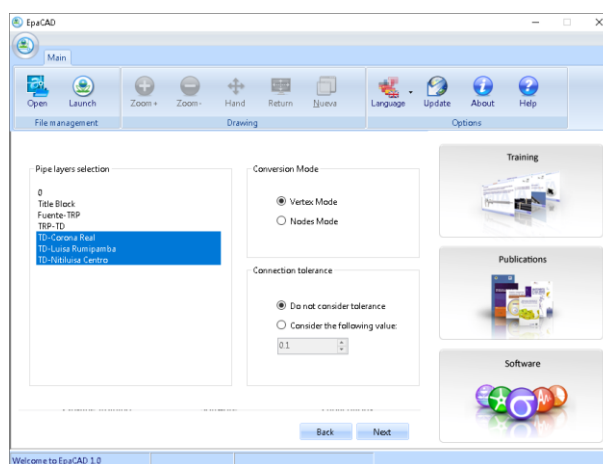


Figura 3.33 Interfaz para la elección de capas

Para este proceso se generaron tres archivos de EPANET, en los cuales se consideraron los diferentes tramos de la conducción que se detallan en la Tabla 3.32.

Tabla 3.32 Archivos de análisis en EPANET

Archivos EPANET	Tramos / Capas elegidas
1	Fuente – TRP
2	TRP – TD
3	TD – Corona Real, TD – Luisa Rumipamba y TD – Nitiluisa Centro

Finalmente se da clic en siguiente y finalizar para cada archivo que se creará en EPANET con sus capas respectivas. Para guardarlo inmediatamente me dirige a una ventana emergente en donde se elige la ubicación del archivo, y ahí podremos ver que la extensión de los nuevos archivos es .INP.

EPANET

Con las redes creadas en la extensión .INP , se abren cada uno de los archivos para comenzar con la edición de la configuración de la conducción y trabajar con la simulación hidráulica, Figura 3.34.

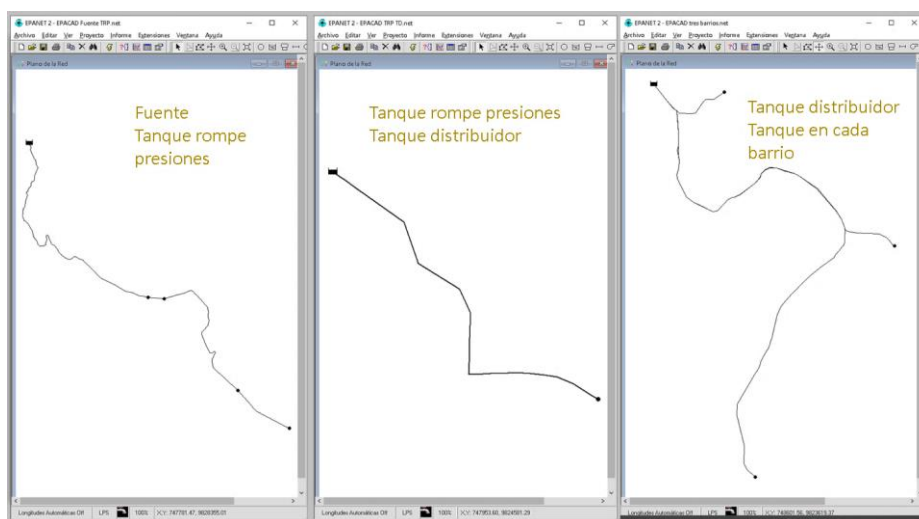


Figura 3.34 Archivos generados en EPANET según Tabla 3.32

Antes de comenzar con la simulación el primer paso es revisar las unidades, esto se debe verificar en opciones de cálculo, en el menú proyecto. Las unidades de caudal son LPS (litros por segundo) del sistema internacional y la ecuación de Darcy – Weisbach con la que se definirán las pérdidas por fricción.

Propiedad	Valor
Unidades de Caudal	LPS
Ecuación de Pérdidas	D-W

Figura 3.35 Opciones hidráulicas para la simulación en EPANET

Fuente: (EPANET, 2020)

Los datos ingresados en EPANET para la simulación fueron: los diámetros de cada tramo de la conducción, el coeficiente de rugosidad para Darcy Weisbach, la rugosidad de la tubería y la demanda del caudal que llegaba a los diferentes puntos de la conducción.



Figura 3.36 Datos requeridos para cada tramo, caso: primer tramo desde la fuente

3.6 PROPUESTAS DE MEJORA

Uno de los problemas que se prevé que tiene la conducción, son las presiones que soporta la tubería, para esto se modificará la clase de tubería con un diámetro adecuado para conservar las velocidades admisibles. En esta opción se plantea cambiar el tipo de tubería, en los tramos en donde las presiones sean negativas o mayores a las presiones de trabajo de la tubería instalada, se realiza un análisis técnico en donde se contemplen diferentes tipos de tuberías de acuerdo con las presiones admisibles y diámetros. Por otro lado, se considerarán los dos escenarios descritos en el punto 3.4 respecto a la repartición de caudales.

4.1.1.1 Tanques

Una de las estructuras más importantes son los tanques de captación, distribución y almacenamiento, en consecuencia, a continuación, se detalla las características y observaciones más importantes en los diferentes tanques:

Tanque de la Fuente de captación



Figura 16 Tanque de captación en la Fuente Pailacocha

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Tabla 4.1 Información importante del Tanque de la captación

Parámetro	
Nombre de la fuente	Sombrero Pailacocha
Caudal Adjudicado para consumo	Según la sentencia para adjudicación de agua de consumo para Nitiluisa el caudal es de 3.6 l/s
Cota	3577.16 m.s.n.m.
Abscisa	00 km + 000.00 m
Dimensiones	Alto: 0.67 m Largo: 1.45 m Ancho: 1.28 m
Tuberías	Desagüe: 2 tuberías de 4" Conducción: 1 tubería de 3" PVC Plastigama PN 0.63
Observaciones	La tubería de la conducción está ubicada de forma vertical de tal forma que los sedimentos se mantienen al fondo del tanque

Tanque Rompe Presiones



Figura 4.2 Tanque Rompe Presiones

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Tabla 4.2 Información importante Tanque rompe presiones

Parámetro	
Caudal de llegada al tanque	Obtenido mediante una medición en campo, el caudal es de 1.63 l/s
Cota	3513.13 m.s.n.m.
Abscisa	06 km + 536.48 m
Dimensiones	Alto: 0.67 m Largo: 1.45 m Ancho: 1.28 m
Tuberías	Entrada: 3" Acero Salida: 2" PVC
Observaciones	No existe un sello hermético en el tanque lo que provoca que sedimentos ingresen a la conducción

Tanque Distribuidor

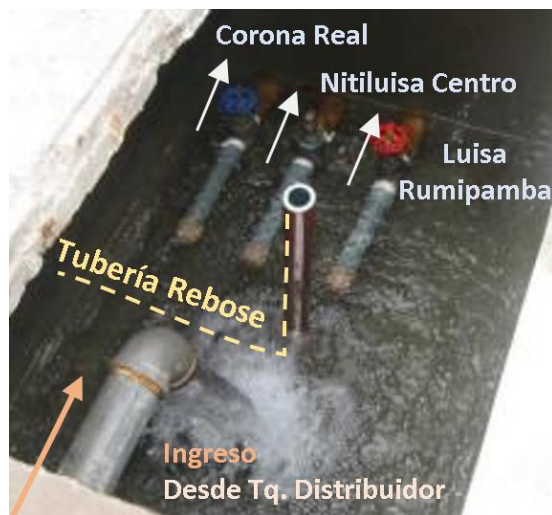




Figura 4.3 Tanque distribuidor

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Tabla 4.3 Información importante Tanque principal de distribución

Parámetro	
Caudal de llegada al tanque	Obtenido mediante una medición en campo, el caudal es de 1.53 l/s
Cota	3419.46 m.s.n.m.
Abscisa	07 km + 114.95m
Dimensiones	Alto: 0.8 m Largo: 1.3 m Ancho: 1.0 m
Tuberías	Entrada: 2" Acero Salida: 1½" PVC
Observaciones	<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 5px;"> <div style="width: 45%;"> <p>La tapa del tanque tiene corrosión y orificios que contaminan el agua de consumo</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>Se encontraron partículas blancas que obstruyen el paso adecuado de flujo hacia cada barrio</p> </div> </div>

4.1.1.2 Tubería

Debido a que la tubería es enterrada y se está trabajando sobre una conducción ya construida, no se tiene la certeza de los materiales utilizados, así como la presión nominal de las tuberías en todos los tramos de conducción o si existen pérdidas por roturas o desvío de caudal que no se pueden notar a simple vista.

Sin embargo, se tienen los valores de ciertos tramos de tubería vista dando como resultado la siguiente tabla para cada sección de tubería:

Tabla 4.4 Valores de tuberías obtenidos en campo

Tramo	Diam	Material	Presión nominal	Longitud (m)	Condición
Fuente -Tq. Rompe presiones	3"	PVC	0.63 Mpa	6530.48	Tubería enterrada
	3"	Acero	-	6.00	Paso sobre canal
Tq. Rompe presiones – Tq. Distribuidor	2"	PVC	-	578.47	Tubería enterrada
Tq. Distribuidor – Corona Real	1½"	PVC	-	309.04	Tubería enterrada
Tq. Distribuidor – Nitiluisa Centro	1½"	PVC	-	1280.19	Tubería enterrada
Tq. Distribuidor – Luisa Rumipamba	1½"	PVC	-	2071.00	Tubería enterrada
	1½"	Acero	-	37.1 m	Paso elevado

4.1.1.3 Accesorios

A lo largo de la conducción se observaron válvulas en varios tramos, sin embargo, no todas estaban funcionando al 100% o se encontraban dañadas como se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 4.5 Válvulas a lo largo de la conducción

Tramo	Válvulas de aire	Válvulas de purga	Dañadas
Fuente -Tq. Rompe presiones	18	1	80% aire y 1 purga
Tq. Rompe presiones – Tq. Distribuidor	1	-	
Tq. Distribuidor – Corona Real	2	-	
Tq. Distribuidor – Nitiluisa Centro	4	-	
Tq. Distribuidor – Luisa Rumipamba	5	-	

Según información por parte de los comuneros, después de 5 años de la construcción de la conducción se comenzaron a tener fallos de abastecimiento y las válvulas deben ser reemplazadas cada cierto tiempo.

4.1.2 Análisis legal y de normativa

Para determinar el estado actual de la conducción se van a tomar en cuenta las normativas vigentes en el país y generar una conclusión sobre la conducción.

Tabla.4.6 Revisión con la Ley orgánica de recursos hídricos usos y aprovechamiento del agua

Artículo	Ley	Conducción
93	Estudios y proyectos de infraestructura hídrica	No existe un estudio hidráulico adecuado en la red
149 ^a	Poner obstáculos en el fondo de los canales u otros artificios para elevar el nivel del agua	Se ha cambiado la apertura de las válvulas de cada población para beneficiar a uno de los barrios
149c	Realizar obras de captación, conducción, distribución, sin contar con la autorización respectiva	No existe un documento que valide que las obras de la conducción tengan una autorización
	Alterar o modificar el dominio hídrico público, sin contar con la autorización correspondiente;	Existen modificaciones de válvulas desde el tanque principal de distribución sin previo análisis y sin autorización de la entidad competente
	Incumplir normas técnicas que contravengan el uso y aprovechamiento autorizados de los recursos hídricos;	La conducción no cumple con las normas técnicas del país

Tabla 4.7 Revisión con la Normas INEN

Punto	Normativa	Conducción
5.2.4.8	Cuando la línea de conducción sea única se debe separar la tubería en tramos de 3km	La línea de conducción es una sola y no tiene divisiones para dar un mantenimiento adecuado
5.2.4.18	La conducción debe tener pendientes mínimas en el orden del 0.2% a 0.3% en tramos ascendentes y 0.4% a 0.6% en tramos descendentes. En tramos planos la pendiente mínima será de 0.05 %	En la conducción la tubería si contempla valores de pendiente menores a las mínimas establecidas por la normativa ANEXO F
5.2.4.35	Las tuberías deben estar enterradas al menos 50 cm desde la clave la tubería	Existen tramos en la que tubería se puede visualizar sobre el terreno, se puede corroborar en el ANEXO O en las fotografías

4.1.3 Análisis técnico

4.1.3.1 Evaluación de caudales

En el ANEXO A se tiene el documento que avala el caudal de agua de consumo adjudicado a la comunidad de Nitiluisa, en el que se menciona que el caudal de aprovechamiento es de 3.6 l/s para uso doméstico.

Se analiza si el caudal adjudicado es suficiente para el aprovechamiento en dos años importantes, el año 2031 que es el fin del período de diseño de la conducción actual y el año 2050 en el que se realizan las recomendaciones de diseño en el presente documento

Caudal para toda la comunidad

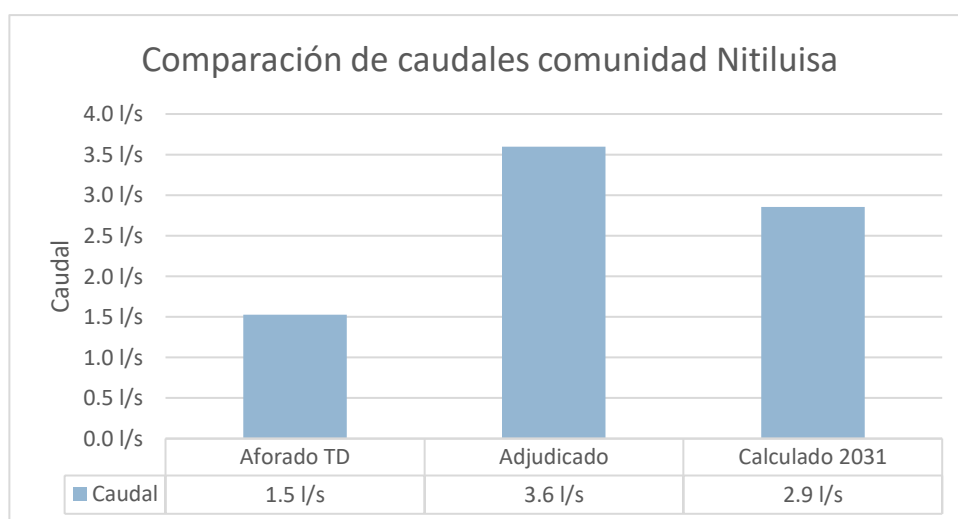


Figura 4.4 Comparación de los caudales actuales con el necesario para el año 2031

Para la población futura en el año 2031 se requiere un caudal de 2.9 l/s para toda la comunidad, si se compara con el caudal adjudicado de 3.6 l/s cumple con los requerimientos para el abastecimiento de agua en la comunidad, sin embargo, si se compara con el caudal aforado que llega al tanque distribuidor de 1.53 l/s tan solo cumple con el 50% del caudal necesario para el período de diseño de la conducción actual.

Con los datos de la proyección poblacional, se conoce que el número de habitantes en este año 2020, es de 1279 habitantes, que requieren un caudal de 2.7 l/s para satisfacer la demanda de agua, pero como se ve en la Tabla 4.2 el caudal aforado en el tanque rompe presiones es 1.63 l/s, tampoco satisface la demanda actual, por lo que, una corrección y

mejoramiento de la línea de conducción es de importancia para cumplir con los requerimientos de agua de consumo en la comunidad.

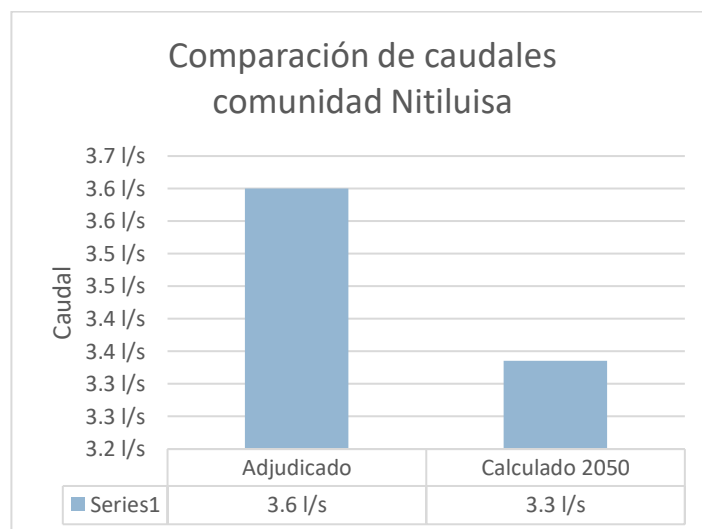


Figura 4.5 Comparación de los caudales para el año 2050 para la comunidad

El caudal de diseño para el año 2050 es 3.3 l/s, lo que confirma que el caudal adjudicado de 3.6 l/s es suficiente para satisfacer la demanda de agua de consumo en la comunidad

Caudales dirigidos hacia cada barrio

Escenario 1: caudales según la población

En este escenario el caudal se analiza con respecto a la población futura de cada barrio, tomando en cuenta la proyección poblacional en la sección 3.2 de análisis demográfico y los caudales obtenidos en la Tabla 3.25.

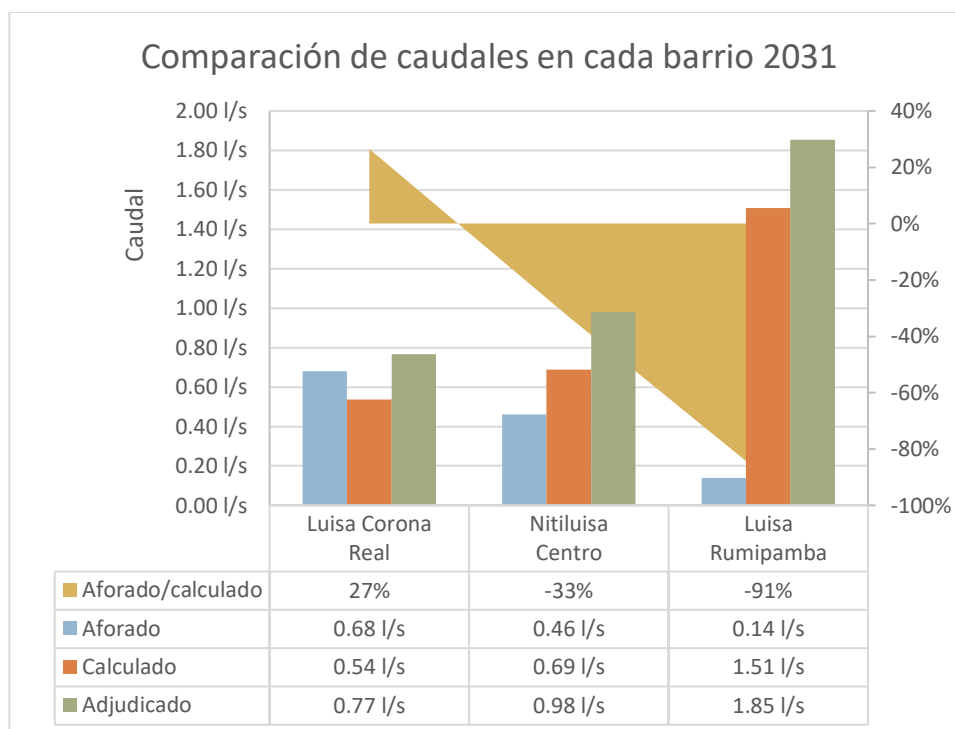


Figura 4.6 Caudales aforados y calculados para cada barrio para el año 2031

En la Figura 4.6 se observa que cada barrio tiene un caudal adecuado en función de la población futura para el año 2031, vemos que solo para el barrio Luisa Corona Real el caudal aforado en la visita de campo, es suficiente para abastecer de agua a los habitantes, sin embargo, para Nitiluisa Centro y Luisa Rumipamba el caudal que llega desde la fuente Sombrero Pailacocha no cumple con los caudales calculados.

Se debe recordar que el barrio Luisa Corona Real tiene la menor cantidad de habitantes, mientras que, Luisa Rumipamba tiene el más alto número de habitantes y sin embargo tiene el menor caudal aforado de los tres barrios, con el 91% menos de caudal respecto al calculado.

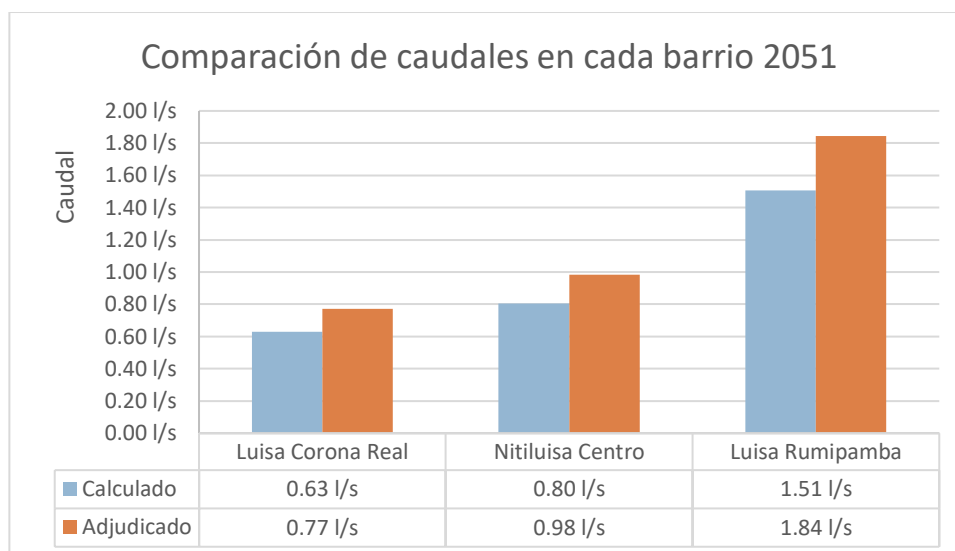


Figura 4.7 Comparación de caudales para el año 2050

En la **Figura 4.7**, se muestra los caudales calculados para el año 2050 y se los comparan con el caudal adjudicado para cada barrio. Los resultados indican que el caudal de 3.6 l/s es suficiente para abastecer a los tres barrios hasta el año 2050, si se considera una distribución en función de la población.

Escenario 2: caudales en partes iguales

En este escenario se considera el caudal adjudicado de 3.6 l/s y se lo divide en partes iguales para los tres barrios independientemente de la población.

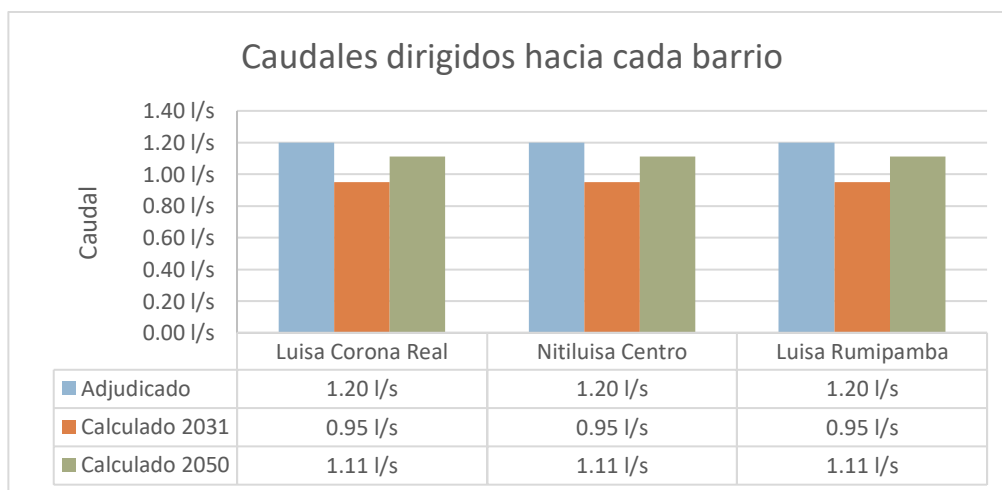


Figura 4.8 Caudales para cada barrio escenario 2

El caudal máximo diario (QMD) para la población futura del año 2031 y 2050 permite determinar el caudal necesario para cada comunidad y en este caso el QMD de la comunidad en cada año dividido para tres es el que se refleja en la Figura 4.8.

Se concluye que en este escenario los caudales adjudicados son suficientes para cumplir con los caudales calculados para los años 2031 y 2050 en base al caudal máximo diario.

Comparación entre los dos escenarios para el año 2050

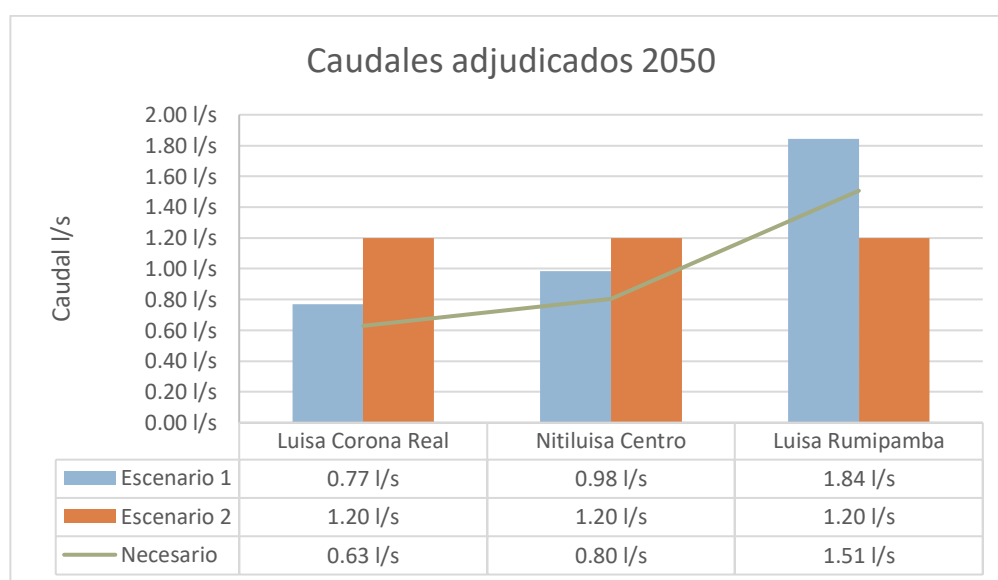


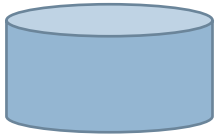
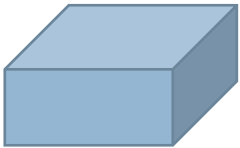

Figura 4.9 Comparación de caudales para cada barrio por escenarios

En la Figura 4.9 se muestran los caudales necesarios para cada barrio en la línea de color verde, y se puede concluir que los caudales en el escenario 1 cumplen con los requerimientos según la población a servir, en el escenario 2 se cumple los requerimientos para los barrios Luisa Corona Real y Nitiluisa Centro y no se cumple para el barrio Luisa Rumipamba con un 26 % de déficit de caudal.

4.1.3.2 Evaluación de tanques de almacenamiento

En este punto se analiza el volumen de los tanques de almacenamiento construidos en cada barrio, sin considerar la altura libre de agua del tanque, con el volumen obtenido en el período de diseño desde el año de construcción de la conducción y el volumen de tanques requeridos para el año 2050.

Tabla 4.8 Dimensiones y volumen de los tanques construidos actualmente

Tanque construido	Corona Real		Nitiluisa Centro			Luisa Rumipamba		
								
Dimensiones (m)	Diámetro	Altura	Largo	Ancho	Altura	Largo	Ancho	Altura
ANEXO B	4.8	3.3	3.9	3.9	1.7	4.3	3.4	2.1
Volumen	25.0 m ³		25.9 m ³			29.3 m ³		

Como se ha mencionado en el escenario 1 se considera la población futura de cada barrio y el escenario 2 una repartición uniforme del caudal a los barrios, con este antecedente y la información obtenida previamente, tanto de caudales como de volúmenes en la sección 3.4, se tiene los siguientes resultados para el sistema de conducción actual y el sistema con el mejoramiento:

Tabla 4.9 Comparación del volumen de los tanques de almacenamiento

	Corona Real	Nitiluisa Centro	Luisa Rumipamba	Caudal adjudicado
Volumen Construido	25.0 m ³	25.9 m ³	29.3 m ³	Total
Escenario 1 (2050)				
Caudal	0.77 l/s	0.98 l/s	1.84 l/s	3.60 l/s
Volumen	19.6 m ³	25.0 m ³	46.8 m ³	
Escenario 2 (2050)				
Caudal	1.20 l/s	1.20 l/s	1.20 l/s	3.60 l/s
Volumen	31.1 m ³	31.1 m ³	31.1 m ³	

En la Tabla 4.9 se encuentran los volúmenes necesarios para cada escenario, al compararlos con el volumen máximo de agua que almacenan los tanques construidos, se determina que en la mayoría de casos no cumplen con el volumen requerido, a excepción de los tanques de almacenamiento de Corona Real y Nitiluisa Centro en el escenario 1.

Para el dimensionamiento de los tanques se utilizan planos técnicos proporcionados por el MIDUVI, en base a tanques tipo de ferrocemento (Ibarra, 1999), utilizados para propósitos de asistencia técnica a comunidades del Ecuador, y no se utilizarán para fines privados o comerciales. Los planos estructurales se encuentran en el ANEXO H

Tabla 4.10 Definición de tanques tipo para los barrios en cada escenario

Barrio	Volumen determinado	Tanque tipo
Escenario 1		
Corona Real	19.6 m ³	Tanque ferrocemento tipo 20
Nitiluisa Centro	25.0 m ³	Tanque ferrocemento tipo 25
Luisa Rumipamba	46.8 m ³	Tanque ferrocemento tipo 50
Escenario 2		
Todos los barrios	31.1 m ³	Tanque ferrocemento tipo 30

Fuente: (Ibarra, Base de datos de tanques de ferrocemento tipo, MIDUVI, 2006)

4.1.3.3 Evaluación de presiones

El uso de EPANET nos permite obtener varios datos, como presión estática, presión dinámica, velocidad y caudales que pasan por la tubería para evaluar de forma técnica la conducción.

Para generar una conclusión técnica se toma en cuenta varios parámetros tomados de las normativas vigentes, los parámetros numéricos a comparar serán la velocidad mínima y máxima y la presión en el punto más bajo de cada tramo de la conducción

Tabla 4.11 Parámetros técnicos de evaluación

Parámetro	Valor	Fuente
Velocidad	0.45-8 l/s	SENAGUA
Presión	0.63 MPa = 64.3 m.c.a.	Tubería PVC Plastigama

Las tuberías de presión no podrán exceder de los siguientes ítems (EMAAP-Q, 2008):

1. Las presiones no deben exceder la presión admisible para el material de la tubería
2. En condiciones excepcionales la presión admisible será de 1.5 veces la presión nominal de la tubería

Para definir la presión de diseño se debe tomar en cuenta la presión máxima de la conducción con el apoyo del perfil topográfico, tomando la altura de carga que soporta la tubería (presión estática) multiplicada por un factor de 1.3 (López, 1995).

En el análisis se pondrá énfasis en los puntos más bajos para determinar si la tubería utilizada soporta las presiones a lo largo de la conducción.

La simulación se divide en dos casos por cada tramo generado, con cargas estáticas y dinámicas en los puntos más críticos, para determinar la carga estática en el nodo final se colocó una demanda de caudal igual a cero, para simular que la conducción está llena pero no existe movimiento de flujo, generando así la máxima carga de presión, para determinar la carga dinámica en el nodo final, se colocará el caudal que llega a los tanques, de acuerdo con los aforos realizados en campo.

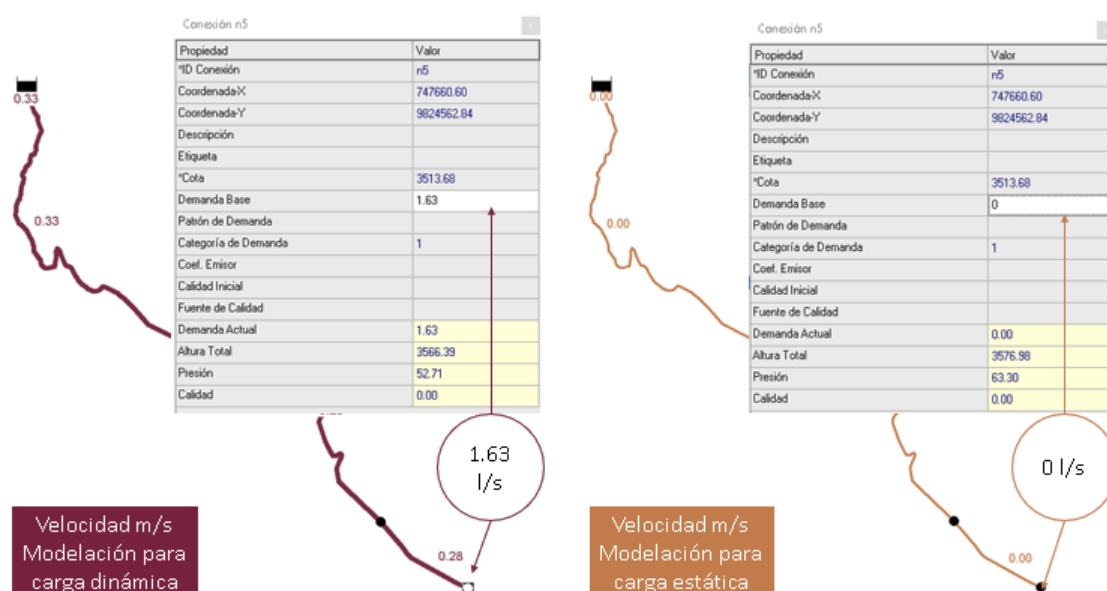


Figura 4.10 Configuración del nodo para la modelación con carga dinámica y estática

REVISIÓN DE PARÁMETROS TÉCNICOS EN LA CONDUCCIÓN ACTUAL

Tramo 1: Tramo Fuente Sombrero Pailacocha – Tanque rompe presiones

Este tramo es el más importante de la conducción, inicia en la fuente hasta el tanque rompe presiones, tiene una longitud de 6.5 km, una cota inicial de 3577.16 m.s.n.m. y una cota final de 3513.68 m.s.n.m. En este tramo se verificó que se encuentra instalada tubería de PVC de Plastigama de presión, con diámetro nominal de 90 mm, con un espesor de 2.2 mm y con una presión nominal de 0.63 MPa.



Fotografía 17 Especificaciones de la tubería utilizada en el primer tramo de la conducción

Fuente: visita de campo (03 de marzo del 2019)

Para definir la presión dinámica se considera la demanda en el nodo final y las pérdidas de caudal en los accesorios dañados a lo largo de la conducción, los cuales están registrados en la Tabla 3.8. Para cada tramo creado se colocarán las pérdidas locales, considerando las pérdidas por entradas, cambios de dirección, tees y válvulas. (ANEXO I)

Tabla 4.12 Pérdidas locales a lo largo del tramo 1 de la conducción

Tramo 1	Coefficiente de pérdidas
Fuente -Val. purga	91.99
Val. Purga - Val. aire	1.66
Val. Aire - Punto más bajo	14.95
Punto más bajo - Tanque rompe presiones	0.26

Con los datos colocados correctamente en EPANET y realizando la simulación se tienen los siguientes resultados:

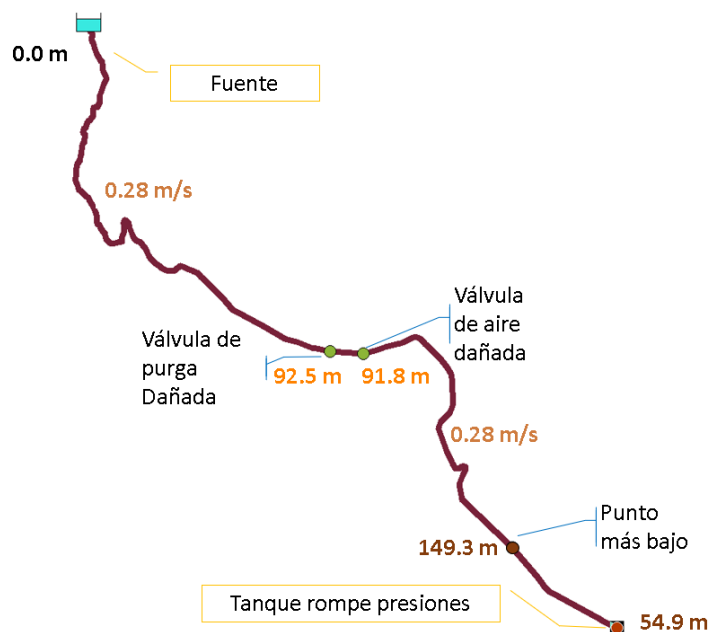


Figura 4.11 Presiones dinámicas para el primer tramo de la conducción

Con las condiciones actuales de la conducción, tomando un diámetro único de 90 mm, un caudal de 1.63 l/s en el tanque rompe presiones y el trazado de la tubería se tienen los resultados de la Figura 4.11, se observa una velocidad media de 0.28 m/s que se encuentra bajo la velocidad mínima permisible, para determinar las presiones dinámicas se consideran tres nodos: en la válvula rompe presiones, en una de las válvulas de aire, en las dos válvulas existe pérdida de caudal y en el punto más bajo de la conducción, se observa que las presiones en estos nodos sobrepasan las presión de trabajo de la tubería de 64.3 metros de columna de agua por lo tanto la tubería instalada no cumple con los requerimientos de presión.

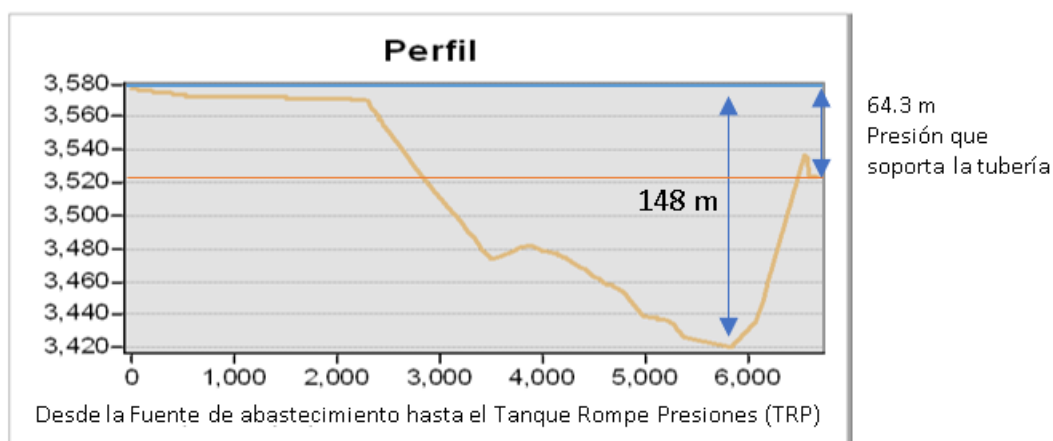


Figura 4.12 Perfil de la tubería del primer tramo

En la Figura 4.12 se puede observar la línea de carga estática con respecto al perfil de la conducción (línea azul), se visualiza que la altura de presión que soporta la tubería de 64.3 m.c.a. no es suficiente para soportar las cargas generadas.

El punto más bajo de la conducción se encuentra bajo la línea de presión de trabajo de la tubería y soporta 148 metros, este valor de presión es 130% mayor al de la admisible por la tubería generando problemáticas de abastecimiento de agua en la comunidad por la falta de un correcto diseño hidráulico

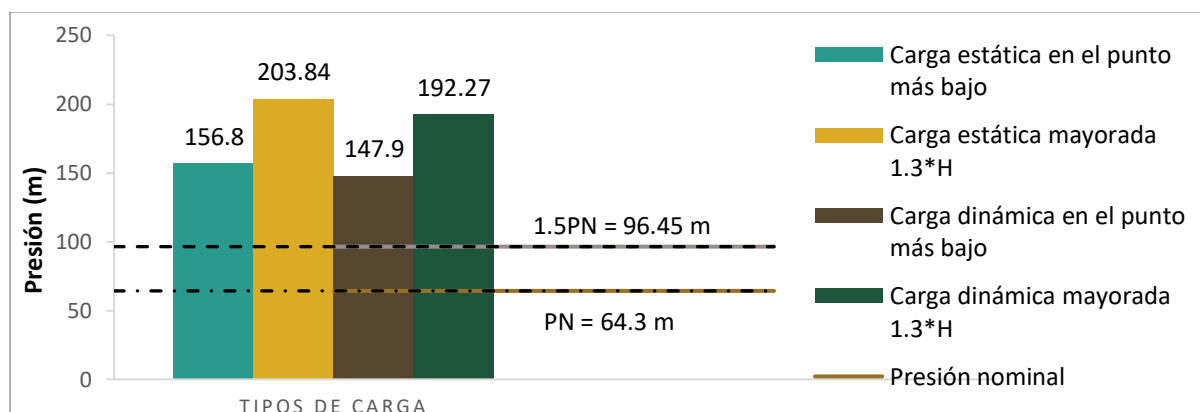


Figura 4.13 Comparación de presión en base a la presión de la tubería

En la Figura 4.13 se puede visualizar de mejor manera las presiones a las que está sometida la conducción e incluso sin el coeficiente de seguridad de 1.3 aplicado a la presión dinámica no es suficiente la presión nominal de la tubería, aún si se aplica el factor de 1.5 para condiciones excepcionales la presión admisible de la tubería no es suficiente. Los resultados obtenidos en EPANET se muestran en la Tabla 4.13

Tabla 4.13 Resultados de la modelación

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción
Tubería F-VALpurga	3445	85.6	0.12	1.89	0.33	1.90	0.030
Tubería VALpurga-purga	210.4	85.6	0.12	1.65	0.29	1.40	0.029
Tubería VALpurga-Puntobajo	2041	85.6	0.12	1.63	0.28	1.37	0.029
Tubería Puntobajo-T distr	840.7	85.6	0.12	1.63	0.28	1.34	0.028

En la Tabla 4.14 se muestran los resultados que obtenemos de presión y velocidad no cumplen con las especificaciones técnicas, la tubería no puede soportar las presiones que se

producen en los puntos más bajos de la conducción y la velocidad no supera a la mínima establecida en la normativa del país.

Tabla 4.14 Resultados de presión, velocidad y pérdida de carga en la conducción, tramo 1

Parámetro	Normativa	En la conducción	Cumple con los parámetros
Presión Dinámica	63.4 m	147.9 m	No
Presión estática	63.4 m	156.8 m	No
Velocidad	$V_{\min}=0.45$ m/s	0.28 m/s	No

Tramo2: Tramo desde el Tanque rompe presiones hasta el tanque de distribución

Este tramo conduce el agua por medio de una tubería de 2 pulgadas, debido a que la tubería está enterrada se asume que toda la tubería es de PVC y se toma la presión mínima para ese diámetro de tubería. La presión mínima de trabajo para tuberías comerciales a presión es 0.63 MPa.

En este tramo no se visualizaron puntos de fuga de caudal y la cota más baja se encuentra al final del tramo en el tanque de almacenamiento del barrio, por lo tanto, en esta sección no se considera secciones de tubería para realizar el análisis, el coeficiente de pérdidas locales es de 9.74, el resultado de la modelación se muestra a continuación.

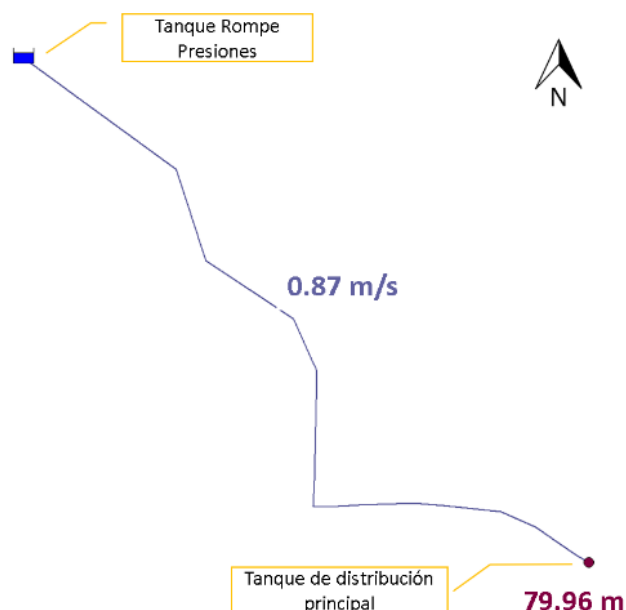


Figura 4.14 Resultados del segundo tramo de la línea de conducción, tramo 2

En la Figura 4.14 se observa que la velocidad media es de 0.87 m/s que cumple con el requerimiento mínimo de velocidad, sin embargo al final del tramo en donde se ubica el tanque de distribución se tiene una presión dinámica de 79.96 m. que sobrepasa la presión admisible de la tubería de 64.3 metros.

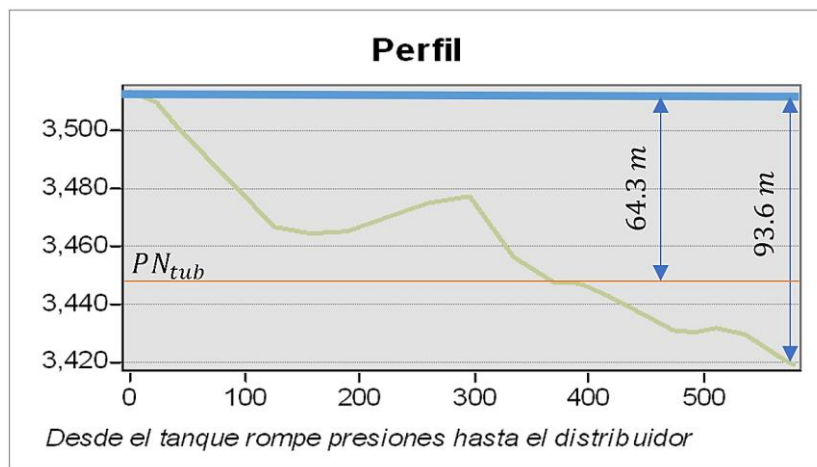


Figura 4.15 Perfil de la tubería entre el tanque Rompe presiones y de distribución

Como se observa en el perfil de la Figura 4.15, cuando la tubería llega a una cota de 3448 m.s.n.m. no soporta las sobrepresiones, siendo la carga más fuerte de 93.67 m al ingreso del tanque de distribución de Luisa Corona Real, sobrepasando el 46% de la presión de trabajo de la tubería.

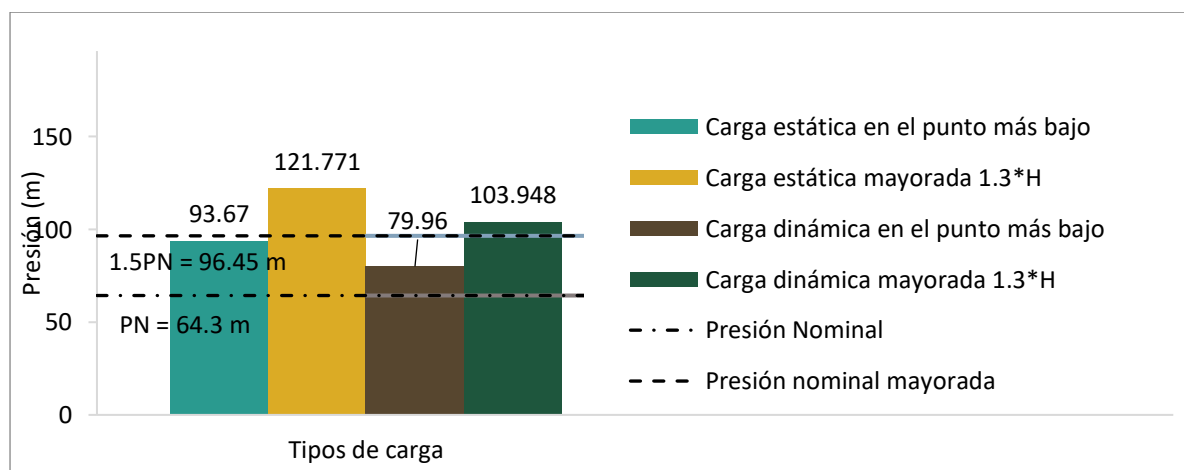


Figura 4.16 Presiones para el tramo entre los tanques de presión y de distribución

Como se observa en la Figura 4.16 las presiones tanto estáticas como dinámicas con o sin factor de seguridad de 1.3, sobrepasan la presión nominal de la tubería instalada, las presiones sin el factor de seguridad no superan el límite de la presión de la tubería en condiciones excepcionales, sin embargo, como su nombre lo dice este evento de sobrepresiones no es constante, por lo tanto, la tubería no es la adecuada para mantener estas presiones. Los resultados obtenidos en EPANET se muestran en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15 Resultados de EPANET para el tramo 2

ID Línea	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción
Tubería p1	47.4	0.12	1.53	0.87	23.60	0.029

Se puede apreciar en la Tabla 4.16 los resultados que obtenemos de presión no cumplen con las normativas, sin embargo, la velocidad para este tramo si cumple con el mínimo.

Tabla 4.16 Resultados de presión y velocidad en la conducción, tramo 2

	Normativa	En la conducción	Cumple con los parámetros
Presión dinámica	63.4 m	79.96 m	No
Presión estática	63.4 m	93.67 m	No
Velocidad	$V_{\min}=0.45$ m/s	0.87 m/s	Si

Tramo 3: Tramos desde el tanque de distribución hacia cada barrio

En el caso de las tuberías que bastecen de agua a cada barrio se tienen diámetros de 1½ pulgadas (38.1 mm) y de igual forma se va a suponer una presión mínima que soportan las tuberías de PVC de 0.63 MPa. La cota inicial del tanque distribuidor es de 3419.3 m.s.n.m, por lo que cuando las tuberías lleguen a la cota 3350 m.s.n.m. su presión de trabajo no será suficiente para soportar las cargas generadas.

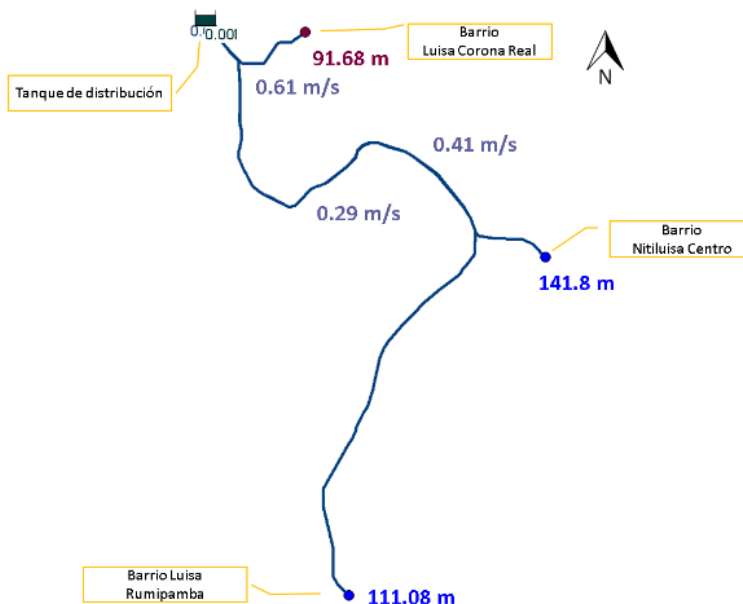


Figura 4.17 Resultados de presión y velocidad para las conducciones hacia los tres barrios

La modelación en EPANET para el tramo 3 que contempla las tuberías de conducción de agua hacia cada barrio mostradas en la Figura 4.17 muestra que las velocidades de las tuberías hacia el barrio Nitiluisa Centro y Luisa Rumipamba no cumplen con la velocidad mínima de 0.45 m/s en contraste con la velocidad hacia Corona Real, las presiones dinámicas en los puntos más bajos representados por nodos ubicados en los tanque de distribución de cada barrio son mayores a la presión admisible por la tubería

En el tramo desde el tanque de distribución hacia Corona Real el punto más bajo es el de conexión con el tanque de almacenamiento, teniendo la máxima carga de presión de 95.7 m, siendo esta el 48% mayor a la admisible por la tubería.

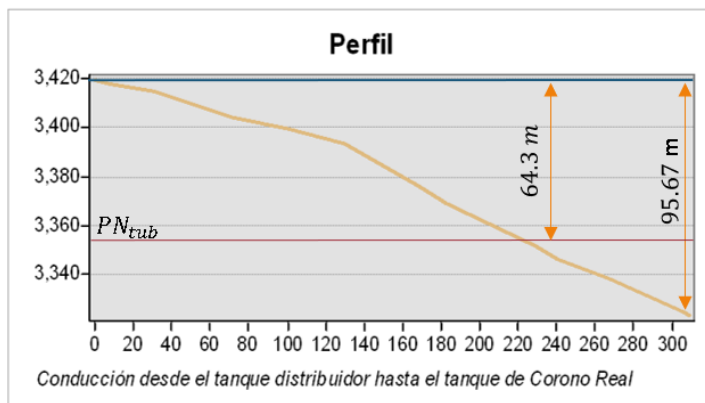


Figura 4.18 Sobrepresiones en el tramo 3 hacia Corona Real

En el tramo de la conducción que inicia en el tanque distribuidor y llega al tanque de almacenamiento de Nitiluisa, la presión más fuerte que soportará la tubería es de 150.6 m, siendo esta el 134% mayor a la admisible por la tubería.

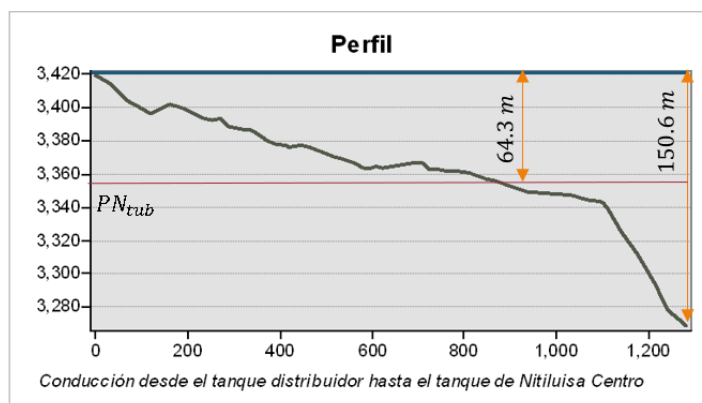


Figura 4.19 Sobrepresiones en el tramo 3 hacia Nitiluisa Centro

En el tramo de la conducción que inicia en el tanque distribuidor y llega al tanque de almacenamiento de Luisa Rumipamba, cuando la tubería llega a la cota de 3355 m.s.n.m. la presión admisible no es suficiente, la mayor presión que soportará la tubería es de 112.2 m siendo 90% mayor a la admisible por la tubería.

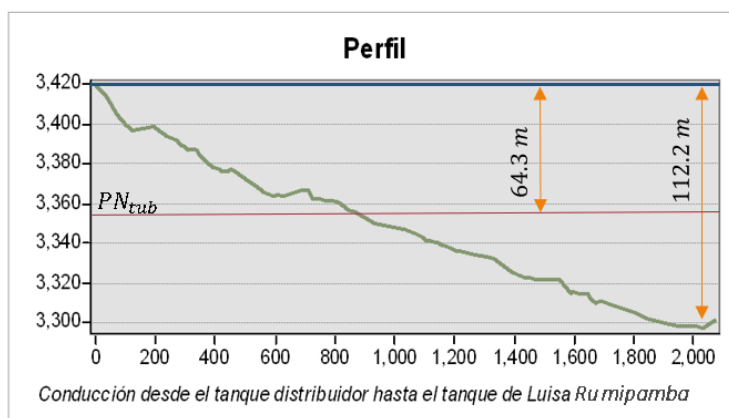


Figura 4.20 Sobrepresiones en el tramo 3 hacia Luisa Rumipamba

Al utilizar el programa EPANET se corrobora que las presiones y velocidades no son las adecuadas para mantener en buenas condiciones el abastecimiento de agua de consumo en la comunidad de Nitiluisa.

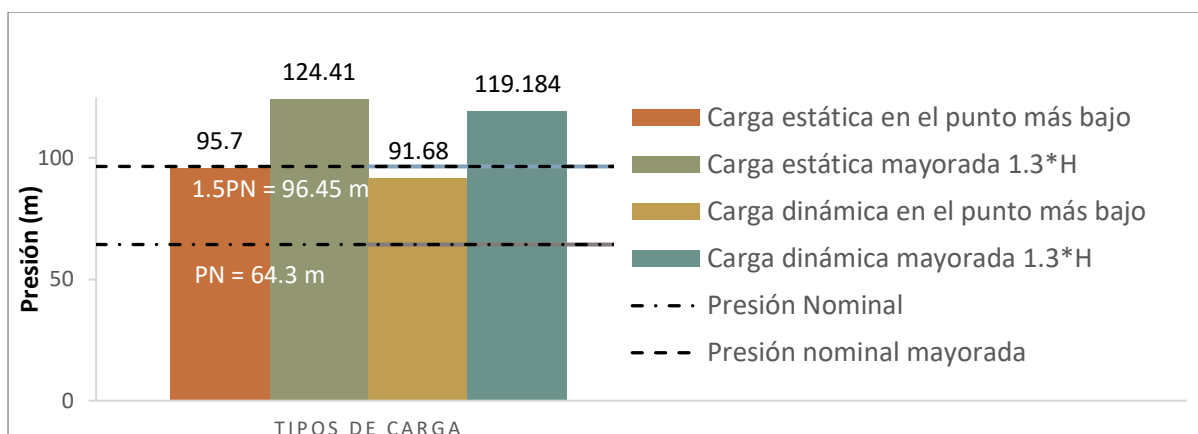


Figura 4.21 Cargas de presión para la conducción de Corona Real

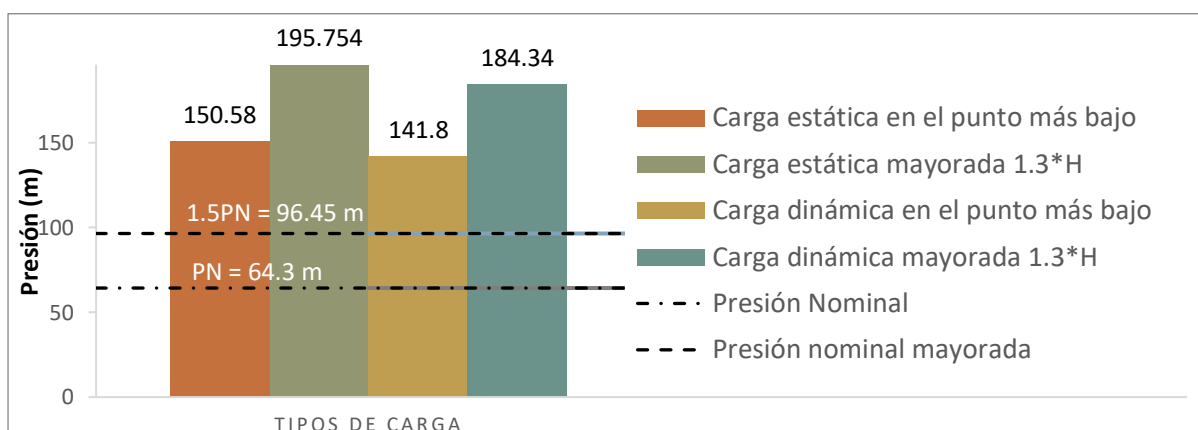


Figura 4.22 Cargas de presión para la conducción de Nitiluisa Centro

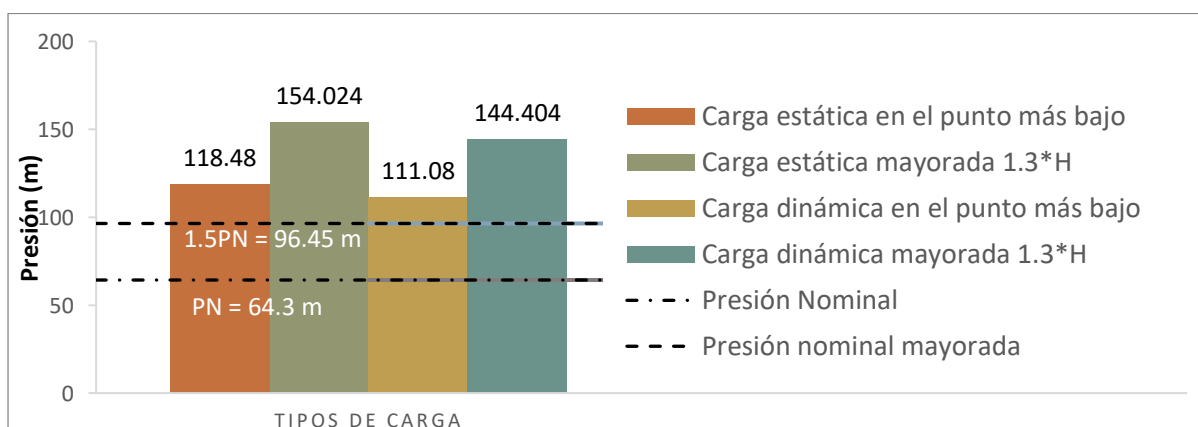


Figura 4.23 Cargas de presión para la conducción de Luisa Rumipamba

Como se observa en las figuras Figura 4.21, Figura 4.22 y Figura 4.23, las presiones máximas ejercidas en la tubería están sobre la presión nominal de la tubería, por lo tanto la tubería instalada no es la adecuada para las líneas de conducción hacia los barrios.

Tabla 4.17 Resultados en EPANET para las conducciones de agua hacia los barrios de Nitiluisa

ID Línea	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción
Tubería CR	37.8	0.12	0.68	0.61	16.19	0.033
Tubería NC	37.8	.12	0.46	0.41	7.75	0.034
Tubería LR	37.8	.12	0.32	0.29	3.95	0.036

Los datos obtenidos posterior a la modelación en EPANET se muestran en la Tabla 4.17 con información del diámetro, rugosidad, caudal, velocidad, pérdida unitaria y el factor de fricción, con esta información se determina si los parámetros de presión y velocidad son aceptables con respecto a la presión nominal de la tubería de 63 MPa. y velocidad mínima de 0.45 m/s respectivamente, estos resultados se muestran en la Tabla 4.18

Tabla 4.18 Resultados de presión y velocidad para el tramo 3

	Presión admisible de la tubería	Presión tubería en la conducción	Cumple con los parámetros
Luisa Corona Real			
Presión dinámica	63.4 m	91.68 m	No
Presión estática	63.4 m	95.7 m	Si
Velocidad	$V_{\min}=0.45$ m/s	0.61 m/s	Si
Nitiluisa Centro			
Presión dinámica	63.4 m	141.8 m	No
Presión estática	63.4 m	150.58 m	No
Velocidad	$V_{\min}=0.45$ m/s	0.41 m/s	No
Luisa Rumipamba			
Presión dinámica	63.4 m	111.08 m	No
Presión estática	63.4 m	118.48 m	No
Velocidad	$V_{\min}=0.45$ m/s	0.29 m/s	No

Con estos resultados se puede concluir que la tubería utilizada en el sistema de conducción de agua de consumo de la comunidad no cumple con las condiciones de velocidad ni con la presión nominal de trabajo de la tubería.

4.2 DISEÑO

Para realizar el planteamiento de alternativas se consideró algunos aspectos:

1. El caudal adjudicado para la comunidad de 3.6 l/s
2. Condiciones físicas e hidráulicas de las tuberías en la conducción existente
3. Topografía

4.2.1 Determinación del número de válvulas

La determinación de la ubicación de las distintas válvulas en la conducción es importante para generar un diseño adecuado que evite problemas futuros en la conducción, este proceso es importante para evitar el fenómeno más frecuente, que es el aire acumulado en la conducción que disminuye la sección de la tubería y por ende el caudal.

La ubicación de las válvulas se la realiza en base a el manual de AWWA M51 explicado en el punto 2.1.5, en dicha sección las condiciones más relevantes que se toman en cuenta son:

- Puntos altos
- Incrementos de pendientes negativas
- Decrementos de pendientes positivas
- En largos ascensos o descensos cada 400 u 800 metros
- Tramos horizontales cada 400 u 800 metros (AWWA, 2001)

Tramo 1

El tramo comprende desde la fuente de abastecimiento “Sombrero Pailacocha” hasta el tanque rompe presiones. Tomando en cuenta las condiciones para la ubicación de las válvulas de aire según el manual de AWWA se obtiene el perfil de la **Figura 4.24**, además, la ubicación de las válvulas de purga en los puntos más bajos de la conducción.

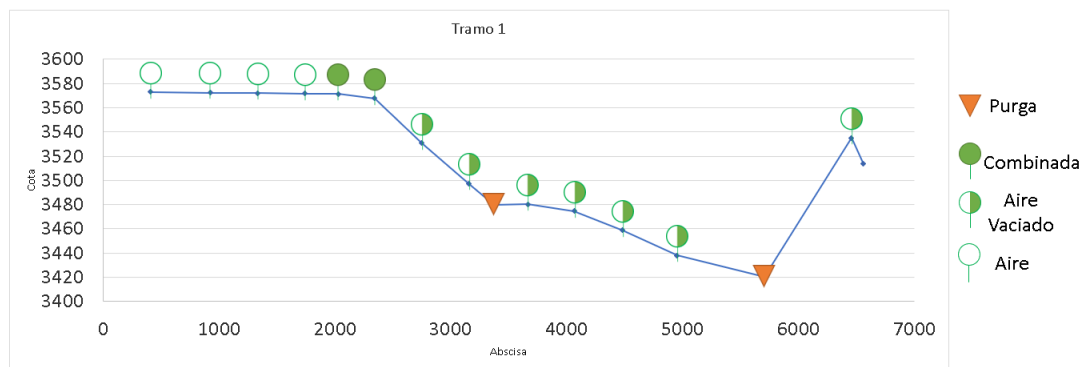


Figura 4.24 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 1

En la Tabla 4.19 se detalla de forma más precisa la condición por la cual se elige el tipo de válvula en el primer tramo del sistema de abastecimiento de Nitiluusa

Tabla 4.19 Posición de las válvulas en función de la condición de la conducción

Abscisa	Condición	Tipo
0+410	Tramo horizontal	Purga de aire
0+924	Tramo horizontal	Purga de aire
01+333	Tramo horizontal	Purga de aire
01+741	Tramo horizontal	Purga de aire
02+028	Crecimiento de pendiente negativa	Combinada
02+343	Crecimiento de pendiente negativa	Combinada
02+750	Largo descenso	Aire/vaciado o combinada
03+158	Largo descenso	Aire/vaciado o combinada
03+370	Punto bajo	Purga
03+664	Largo descenso	Aire/vaciado o combinada
04+067	Largo descenso	Aire/vaciado o combinada
04+482	Largo descenso	Aire/vaciado o combinada
04+951	Largo descenso	Aire/vaciado o combinada
05+707	Punto bajo	Purga
06+458	Punto alto	Aire/vaciado o combinada

Purga de aire

Mediante el ábaco de la Figura 2.15 se obtiene el tamaño de orificio requerido, con el flujo de salida de aire que representa el 2% del caudal de agua en la conducción y con la presión estática en la ubicación de la válvula, el análisis final se muestra en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 1

Abscisa	Caudal de salida (SCFM)	Carga (PSI)	Diámetro (IN)
0+410	0.15	5.92	1/32
0+924	0.15	6.72	1/32
01+333	0.15	7.32	1/32
01+741	0.15	7.87	1/32
02+028	0.15	8.38	1/32
02+343	0.15	13.66	1/32

Aire liberado por llenado de tubería

Según el manual del AWWA, la tasa de flujo de ventilación se determina con una presión inicial de 2 psi :

$$Q \left[\frac{ft^3}{min} \right] = 0.0036 \frac{m^3}{s} \left(3.28 \frac{ft^3}{m^3} \right) \left(\frac{60s}{min} \right) \frac{\Delta P [psi = 2] + 14.7 psi}{14.7 psi} = 8.67 \frac{ft^3}{min}$$

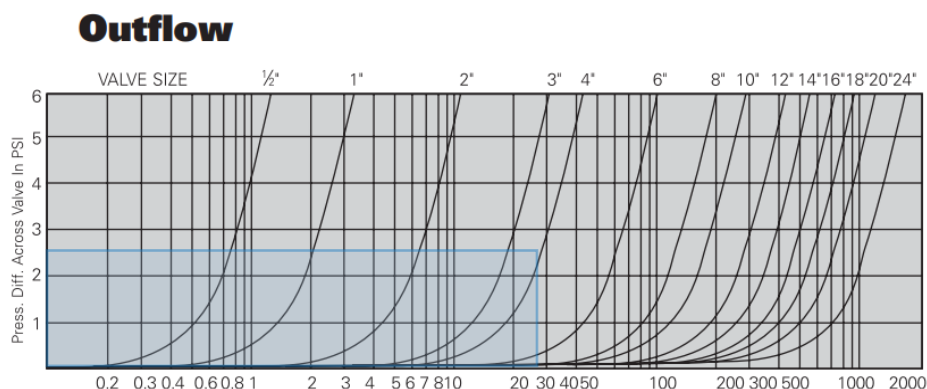


Figura 4.25 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 1

En el ábaco de la Figura 4.25 se muestra la ubicación del punto de obtención del tamaño de la válvula, en este caso se encuentra entre dos líneas, para asegurar la evacuación de aire se toma el mayor diámetro de 3 pulgadas.

Aire liberado por flujo a gravedad

La presión de colapso y el caudal necesario que debe ingresar a la tubería se determina como lo analizado en el punto 2.1.5, que nos recomienda tomar un factor de seguridad de 3 para determinar la presión de colapso, y para los tramos de tubería con pendiente negativa creciente se toma el caudal diferencial entre las dos tuberías sucesivas. Mediante la Figura 2.19 y con la información de caudal y presión se obtienen los diámetros mostrados en la Tabla 4.21.

Tabla 4.21 Tamaño de válvulas para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 1

Abscisa	Presión de colapso (PSI)	Factor de seguridad ΔP Min 5 psi	Caudal aguas arriba (FT3/MIN)	Caudal aguas abajo	ΔQ	Diámetro de válvula
02+028	10004.82	3334.94	5.44	16.71	11.27	2"
02+343	1120.44	373.48	24.21	66.41	42.20	4"
02+750	1120.44	373.48	35.48	19.69	15.79	3"
03+158	9729.10	3243.03	27.37	23.09	4.29	1"
03+664	9729.10	3243.03	4.52	2.29	-2.23	1/2"
04+067	20919.26	6973.09	28.35	21.91	-6.44	1/2"
04+482	20919.26	6973.09	22.80	19.81	-2.99	1/2"
04+951	44165.05	14721.68	28.42	10.39	-18.02	1/2"
06+458	1120.44	373.48	5.00	42.28	5.00	2"

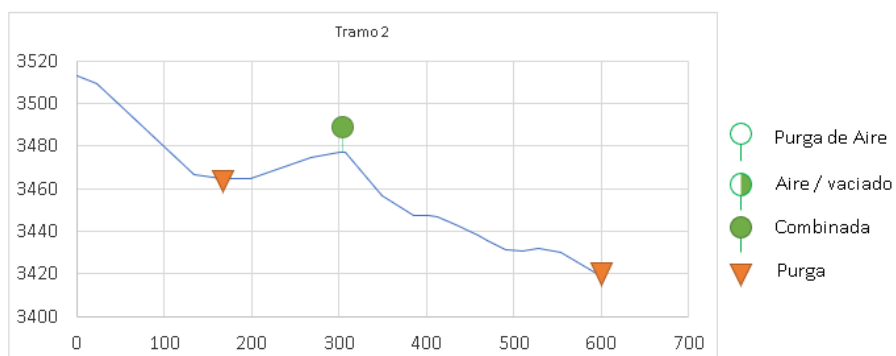
La Tabla 4.22 detalla el diámetro y tipo de válvula de aire requerida en cada abscisa del tramo 1, además, la ubicación de las válvulas de purga y de cierre.

Tabla 4.22 Elección del tipo de válvula en cada abscisa

Topografía		Llenado	Purga	Gravedad	Válvula
Abscisa	Tipo de válvula	in	in	in	
0+					
0+410	Purga de aire		1/32		Purga: 1/32"
0+924	Purga de aire		1/32		Purga: 1/32"
01+333	Purga de aire		1/32		Purga: 1/32"
01+741	Purga de aire		1/32		Purga: 1/32"
02+028	Combinada	3	1/32	2	Purga: 1/32" llenado: 3"
02+343	Combinada	3	1/32	4	Purga: 1/32" llenado: 4"
02+750	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	3	Purga: 1/32" llenado: 3"
03+158	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	1	Purga: 1/32" llenado: 3"
03+370	Purga				
03+664	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado: 3"
04+067	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado: 3"
04+482	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado: 3"
04+951	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado: 3"
05+707	Purga				
06+458	Aire/vaciado o combinada	3	1/32	2	Purga: 1/32" llenado: 3"
06+561	Cierre				

Tramo 2

Este tramo comprende desde el tanque rompe presiones hasta el tanque de distribución, el perfil de la línea de conducción se muestra en la Figura 4.26.

**Figura 4.26** Ubicación de las válvulas de aire, tramo 2

La posición de la válvula de aire se eligió según la condición de la Tabla 4.23

Tabla 4.23 Posición de la válvula en el tramo 2

Abscisa	Condición	Tipo de válvula
0+303	Punto alto	Combinada

Purga de aire

Mediante el ábaco de la Figura 2.15 se obtiene el tamaño de orificio requerido, con el flujo de salida de aire que representa el 2% del caudal de agua en la conducción y con la presión estática en la ubicación de la válvula, el resultado de este análisis se muestra en la Tabla 4.24.

Tabla 4.24 Diámetro requerido para la válvula de purga de aire tramo 2

Abscisa	Caudal de salida (SCFM)	Carga (PSI)	Diámetro (IN)
0+303	0.15	50.94	1/32

Aire liberado por llenado de tubería

Para determinar la tasa de flujo de ventilación se utiliza una presión inicial de 2 psi que dicta la normativa del AWWA.

$$Q \left[\frac{ft^3}{min} \right] = 0.0036 \frac{m^3}{s} \left(3.28 \frac{ft^3}{m^3} \right) \left(\frac{60s}{min} \right) \frac{\Delta P [psi = 2] + 14.7 psi}{14.7 psi} = 8.67 \frac{ft^3}{min}$$

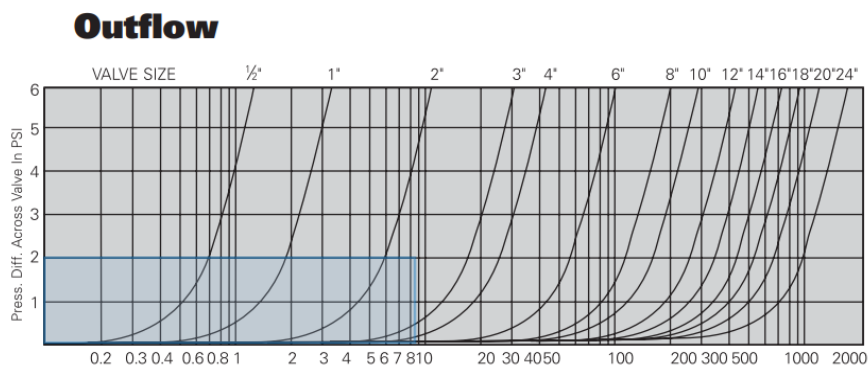


Figura 4.27 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 2

Si el punto se encuentra entre dos tamaños de diámetro se toma el mayor, por lo tanto, el diámetro para este caso es de 3 pulgadas, Figura 4.27.

Aire liberado por flujo a gravedad

La presión de colapso y el caudal necesario que debe ingresar a la tubería se determina con lo analizado en el punto 2.1.5, en el que el Manual de AWWA M51 recomienda tomar un factor de seguridad de 3 para determinar la presión de colapso, en este caso para un punto alto se toma la pendiente aguas arriba de la posición de la válvula. La obtención del diámetro se lo hace en base al ábaco de la Figura 2.19 cuyos resultados se encuentran en la Tabla 4.25.

Tabla 4.25 Tamaño de válvula para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 2

Abscisa	Presión de colapso (PSI)	Factor de seguridad ΔP Min 5 psi	Caudal aguas arriba (FT3/MIN)	Caudal aguas abajo (FT3/MIN)	ΔQ (FT3/MIN)	Diámetro de válvula (IN)
0+303	1264.15	421.38	0.14	0.12	0.14	1/2

La selección del diámetro en el segundo tramo se muestra en la Tabla 3.26.

Tabla 4.26 Selección del tipo de válvula en la abscisa, tramo 2

Topografía		Llenado	Purga	Gravedad	Válvula
Abscisa	Tipo de válvula	in	in	in	
0+303	Combinada	3	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado: 3"

Tramo 3

Se considerará al tramo 3 como las conducciones de agua desde el tanque de distribución hacia cada tanque de almacenamiento de los tres barrios, teniendo así tres subtramos.

Tramo 3 hacia el barrio Corona Real

El primer tramo por analizar comprende desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento de Corona real, en la Figura 4.28 se muestra el perfil y la ubicación de la válvula de aire y de la válvula de purga.

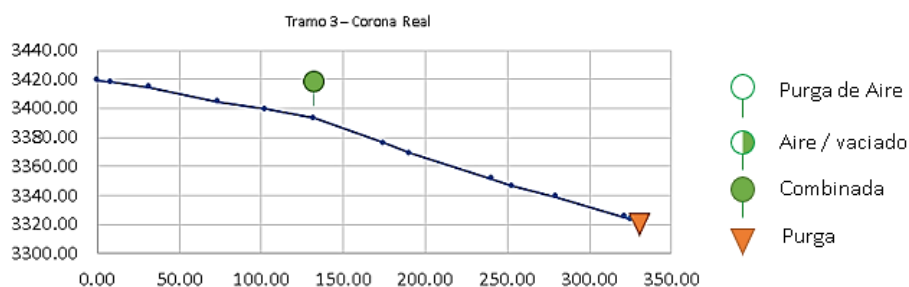


Figura 4.28 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 3-CR

La posición de la válvula de aire se eligió según el criterio mostrado en la Tabla 4.27

Tabla 4.27 Posición de las válvulas en el tramo 3-CR

Abscisa	Condición	Tipo
0+132	Incremento de pendiente negativa	Combinada

Purga de aire

Mediante el ábaco de la Figura 2.15 se obtiene el tamaño de orificio requerido, con el flujo de salida de aire que representa el 2% del caudal de agua en la conducción y con la presión estática en la ubicación de la válvula, el resultado de este análisis se muestra en la Tabla 4.28.

Tabla 4.28 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 3-CR

Abscisa	Caudal de salida (SCFM)	Carga (PSI)	Diámetro (IN)
0+132	0.05	36.95	1/32

Aire liberado por llenado de tubería

Para determinar la tasa de flujo de ventilación se utiliza una presión inicial de 2 psi que dicta la normativa del AWWA.

$$Q \left[\frac{ft^3}{min} \right] = 0.0012 \frac{m^3}{s} \left(3.28 \frac{ft^3}{m^3} \right) \left(\frac{60s}{min} \right) \frac{\Delta P [psi = 2] + 14.7 psi}{14.7 psi} = 2.89 \frac{ft^3}{min}$$

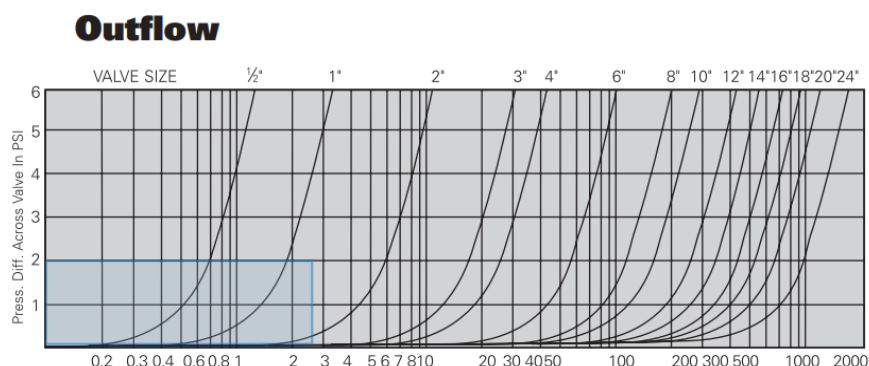


Figura 4.29 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 3-CR

En la Figura 4.29 se muestra el ábaco para la obtención del diámetro de la válvula, en este caso, el punto se encuentra entre dos tamaños de diámetro, se selecciona el mayor diámetro que sería de 2 pulgadas.

Aire liberado por flujo a gravedad

La presión de colapso y el caudal necesario que debe ingresar a la tubería se determina como lo analizado en el punto 2.1.5, se toma un factor de seguridad de 3 para determinar la presión de colapso y para los tramos de tubería con pendiente negativa creciente, se toma el caudal diferencial entre las dos tuberías sucesivas. Los resultados se muestran en la Tabla 4.29.

Tabla 4.29 Tamaño de la válvula para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 3-CR

Abscisa	Presión de colapso (PSI)	Factor de seguridad ΔP Min 5 psi	Caudal aguas arriba (FT3/MIN)	Caudal aguas abajo (FT3/MIN)	ΔQ (FT3/MIN)	Diámetro de válvula (IN)
0+132	2637.32	5274.64	0.10	0.14	0.04	1/2

La selección del tipo de válvula que cumple con el diámetro de evacuación de aire por llenado, purga de aire y por gravedad se encuentra en la Tabla 4.30.

Tabla 4.30 Elección del tipo de válvula en el tramo 3-CR

Topografía		Llenado	Purga	Gravedad	Válvula
Abscisa	Tipo de válvula	in	in	in	
02+028	Combinada	2	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado: 2"

Tramo 3 hacia el barrio Nitiluisa Centro

El segundo tramo por analizar comprende desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento de Nitiluisa Centro, en la Figura 4.30 se muestra el perfil y la ubicación de las válvulas de aire y de las válvulas de purga.

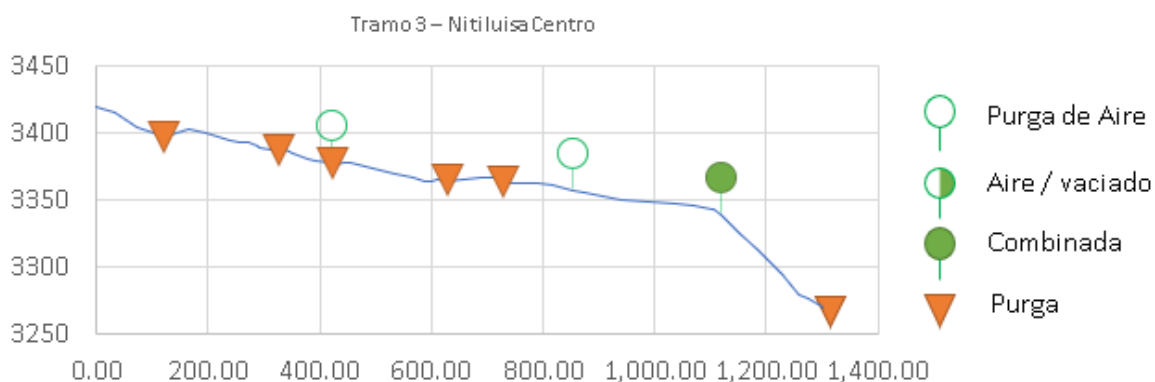


Figura 4.30 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 3-NC

La posición de las válvulas se eligió según los criterios de la Tabla 4.31:

Tabla 4.31 Posición de las válvulas en el tramo 3-NC

Abscisa	Condición	
0+420	Tramo horizontal	Purga de aire
0+853	Tramo horizontal	Purga de aire
01+119	Incremento de pendiente negativa	Combinada

Purga de aire

Mediante el ábaco de la Figura 2.15 se obtiene el tamaño de orificio requerido, con el flujo de salida de aire que representa el 2% del caudal de agua en la conducción y con la presión estática en la ubicación de la válvula, el resultado de este análisis se muestra en la Tabla 4.32.

Tabla 4.32 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 3-NC

Abscisa	Caudal de salida (SCFM)	Carga (PSI)	Diámetro (IN)
0+420	0.05	60.40	1/32
0+853	0.05	88.65	1/32
01+119	0.05	115.00	1/32

Aire liberado por llenado de tubería

Para determinar la tasa de flujo de ventilación se utiliza una presión inicial de 2 psi que dicta la normativa del AWWA.

$$Q \left[\frac{ft^3}{min} \right] = 0.0012 \frac{m^3}{s} \left(3.28 \frac{ft^3}{m^3} \right) \left(\frac{60s}{min} \right) \frac{\Delta P [psi = 2] + 14.7 psi}{14.7 psi} = 2.89 \frac{ft^3}{min}$$

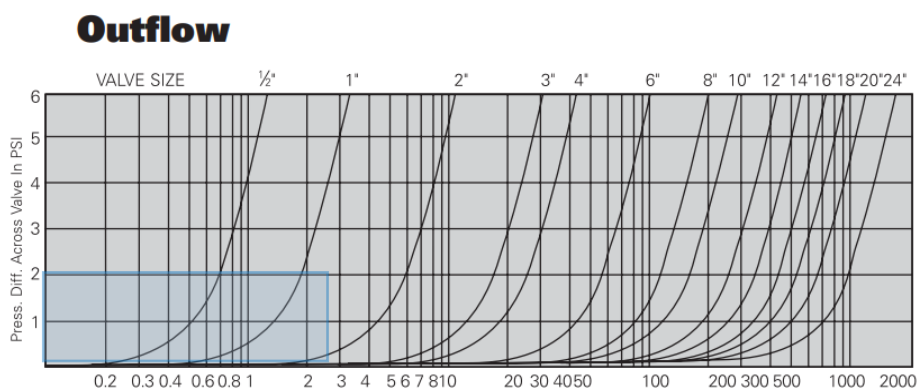


Figura 4.31 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 3-NC

En la Figura 4.31 se muestra el ábaco para la obtención del diámetro de la válvula, en este caso, el punto se encuentra entre dos tamaños de diámetro, se selecciona el mayor diámetro que sería de 2 pulgadas.

Aire liberado por flujo a gravedad

La presión de colapso y el caudal necesario que debe ingresar a la tubería se determina con lo analizado en el punto 2.1.5, se toma un factor de seguridad de 3 para determinar la presión de colapso y para los tramos de tubería con pendiente negativa creciente, se toma el caudal diferencial entre las dos tuberías sucesivas. Los resultados se muestran en la Tabla 4.33.

Tabla 4.33 Tamaño de válvulas para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 3-NC

Abscisa	Presión de colapso (PSI)	Factor de seguridad ΔP Min 5 psi	Caudal aguas arriba (FT3/MIN)	Caudal aguas abajo (FT3/MIN)	ΔQ (FT3/MIN)	Diámetro de válvula (IN)
01+119	7073.29	14146.58	0.09	0.09	0.01	1/2

La selección del tipo de válvula que cumple con el diámetro de evacuación de aire por llenado, purga de aire y por gravedad se encuentra en la Tabla 4.34.

Tabla 4.34 Elección del tipo de válvula en cada abscisa, tramo 3-NC

Topografía		Llenado	Purga	Gravedad	Válvula
Abscisa	Tipo de válvula	in	in	in	
0+410	Purga de aire		1/32		Purga: 1/32"
0+924	Purga de aire		1/32		Purga: 1/32"
02+028	Combinada	2	1/32	1/2	Purga: 1/32" Llenado:2"

Tramo 3 hacia el barrio Luisa Rumipamba

El tercer tramo por analizar comprende desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento de Luisa Rumipamba, en la Figura 4.32 se muestra el perfil y la ubicación de las válvulas de aire y de las válvulas de purga.

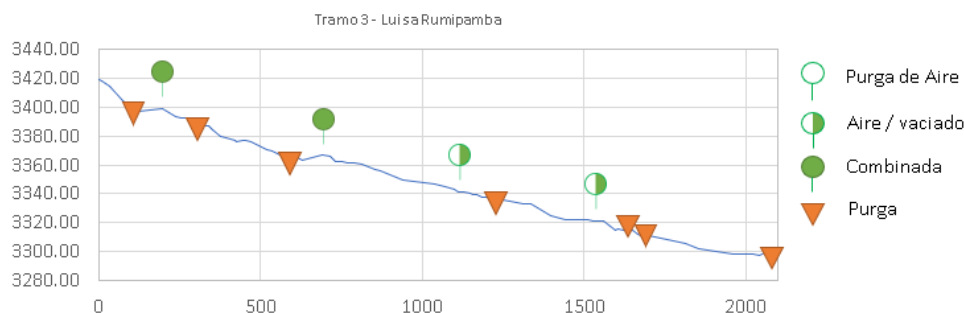


Figura 4.32 Ubicación de las válvulas de aire, Tramo 3-LR

La posición de las válvulas de aire se eligió según las condiciones de la Tabla 4.35.

Tabla 4.35 Posición de las válvulas en el tramo 3-LR

Abscisa	Punto alto	Combinada
0+195	Punto alto	Combinada
0+692	Punto alto	Combinada
01+112	Descenso largo	Aire/vaciado o combinada
01+533	Ascenso largo	Aire/vaciado o combinada

Purga de aire

Mediante el ábaco de la Figura 2.15 se obtiene el tamaño de orificio requerido, con el flujo de salida de aire que representa el 2% del caudal de agua en la conducción y con la presión estática en la ubicación de la válvula, el resultado de este análisis se muestra en la Tabla 4.36.

Tabla 4.36 Diámetro requerido para las válvulas de purga de aire tramo 3-LR

Abscisa	Caudal de salida (SCFM)	Carga (PSI)	Diámetro (IN)
0+195	0.05	28.62	1/32
0+692	0.05	74.53	1/32
01+112	0.05	110.53	1/32
01+533	0.05	139.06	1/32

Aire liberado por llenado de tubería

La tasa de flujo de ventilación con una presión inicial de 2 psi es:

$$Q \left[\frac{ft^3}{min} \right] = 0.0012 \frac{m^3}{s} \left(3.28 \frac{ft^3}{m^3} \right) \left(\frac{60s}{min} \right) \frac{\Delta P [psi = 2] + 14.7 psi}{14.7 psi} = 2.89 \frac{ft^3}{min}$$

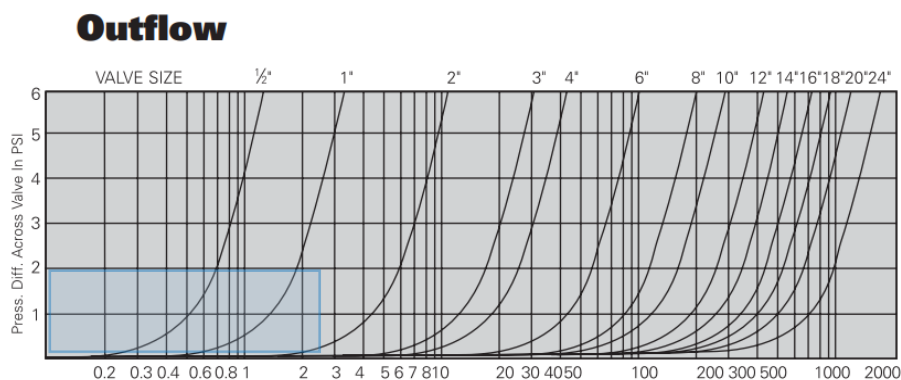


Figura 4.33 Selección del diámetro de orificio para el llenado de la tubería tramo 3-LR

En la Figura 4.33 se muestra el ábaco para la obtención del diámetro de la válvula, en este caso, el punto se encuentra entre dos tamaños de diámetro, se selecciona el mayor diámetro que sería de 2 pulgadas.

Aire liberado por flujo a gravedad

La presión de colapso y el caudal necesario que debe ingresar a la tubería se determina como lo analizado en el punto 2.1.5, se toma un factor de seguridad de 3 para determinar la presión de colapso y para los tramos de tubería con pendiente negativa creciente, se toma el caudal diferencial entre las dos tuberías sucesivas. Los resultados se muestran en la Tabla 4.37.

Tabla 4.37 Tamaño de válvulas para liberación de aire por flujo a gravedad, tramo 3-LR

Abscisa	Presión de colapso (PSI)	Factor de seguridad ΔP Min 5 psi	Caudal aguas arriba (FT3/MIN)	Caudal aguas abajo (FT3/MIN)	ΔQ (FT3/MIN)	Diámetro de válvula (IN)
0+195	5285.39	10570.77	0.07	0.13	0.07	1/2
0+692	5424.47	10848.94	0.03	0.02	0.03	1/2
01+112	5424.47	10848.94	0.04	0.02	0.02	1/2
01+533	9542.80	19085.60	0.01	0.01	0.00	-

La selección de los tipos de válvula que cumplen con el diámetro de evacuación de aire por llenado, purga de aire y por gravedad se encuentra en la Tabla 4.38.

Tabla 4.38 Elección del tipo de válvula en cada abscisa, tramo 3-LR

Topografía		Llenado	Purga	Gravedad	Válvula
Abscisa	Tipo de válvula	in	in	in	
0+195	Combinada	2	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado:2"
0+692	Combinada	2	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado:2"
01+112	Aire/vaciado o combinada	2	1/32	1/2	Purga: 1/32" llenado:2"
01+533	Aire/vaciado o combinada	2	1/32	-	Purga: 1/32"

Además de las válvulas de aire y válvulas de purga, debido a la topografía se requieren válvulas de cierre al inicio y al final de cada tramo y válvulas reguladoras de caudal en los tramos en donde se requiera, teniendo los resultados de la Tabla 4.39.

Tabla 4.39 Válvulas para cada tramo de la conducción

Tramo	Número de Válvulas
Desde la fuente hasta el Tanque rompe presiones	20
Aire	14
Cierre	3
Purga	2
Reguladora de caudal	1
Desde el tanque rompe presiones hasta el taque distribuidor	6
Aire	1
Cierre	2
Purga	2
Reguladora de caudal	1
Desde el tanque distribuidor hasta el tanque de almacenamiento de: Corona Real	5
Aire	1
Cierre	2
Purga	1
Regulación de caudal	1
Nitiluisa Centro	11
Cierre	2
Purga	5
Regulación de caudal	1
Válvula	3
Luisa Rumipamba	14
Cierre	2
Purga	7
Regulación de caudal	1
Válvula	4
Total, general	56

En el ANEXO J se encuentran las ubicaciones específicas de las válvulas descritas anteriormente.

4.2.2 Definición de la clase de tubería

Como se observó en la sección 4.1.3.3, todos los tramos de tubería tienen una sección en el que la presión de trabajo de la tubería no es suficiente para abastecer la carga dinámica, por lo que, en esta propuesta se definen los tramos de tubería que deben ser reemplazados de tal forma que cumpla con las demandas mínimas de presión y velocidad.

4.2.2.1 Tramo 1: Desde la fuente hasta el tanque rompe presiones

Para la solución de este tramo de la conducción se tomaron en cuenta dos parámetros importantes, el principal, permitir que las tuberías soporten la carga estática de la conducción considerando el 30% adicional de esta carga como se mencionó en el punto 2.1.4.9, para determinar la presión nominal de la tubería y un segundo punto respecto a la disminución de presiones negativas, sabiendo que la línea piezométrica se encuentra bajo el nivel topográfico y, por lo tanto, bajo de la tubería como se muestra en la Figura 4.34.

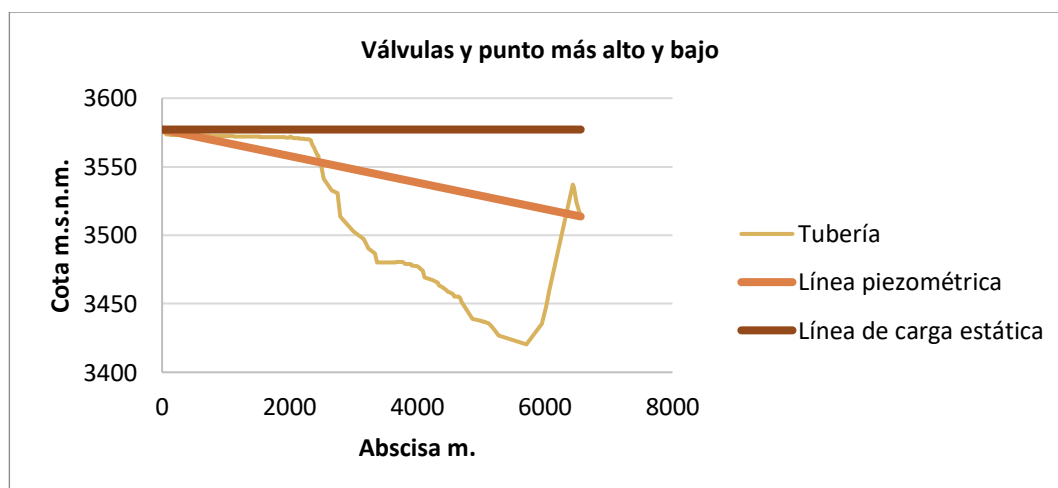


Figura 4.34 Cargas piezométrica y estática, tramo 1

Para definir la presión de diseño se debe tomar en cuenta la presión estática del perfil de la conducción, con un factor de 1.3 veces la presión (López, 1995).

Se analizó la tubería por secciones, para utilizar tramos de tubería adecuada de acuerdo con la presión ejercida en cada punto, con lo que se obtuvo los resultados de la Tabla 4.40 desde la abscisa cero hasta la abscisa 06 Km + 561.16 m.

Tabla 4.40 Puntos de cambio de la línea de conducción, tramo 1

Nodo	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática *1.3 (m.c.a.)
1	00 km + 000.00 m	3577.1		
2	00 km + 309.85 m	3573.1	3.05	3.96
3	02 km + 750.14 m	3572.0	1.02	1.32
4	03 km + 771.52 m	3569.1	0.52	0.68
5	04 km + 693.67 m	3486.6	79.80	103.73
6	06 km + 017.35 m	3465.5	97.78	127.12
7	06 km + 561.16 m	3435.8	124.98	162.47
8	00 km + 000.00 m	3513.6	42.47	55.21

Para la modelación fue requerida una válvula de regulación de caudal, para cumplir con los 3,6 l/s adjudicados a la comunidad.

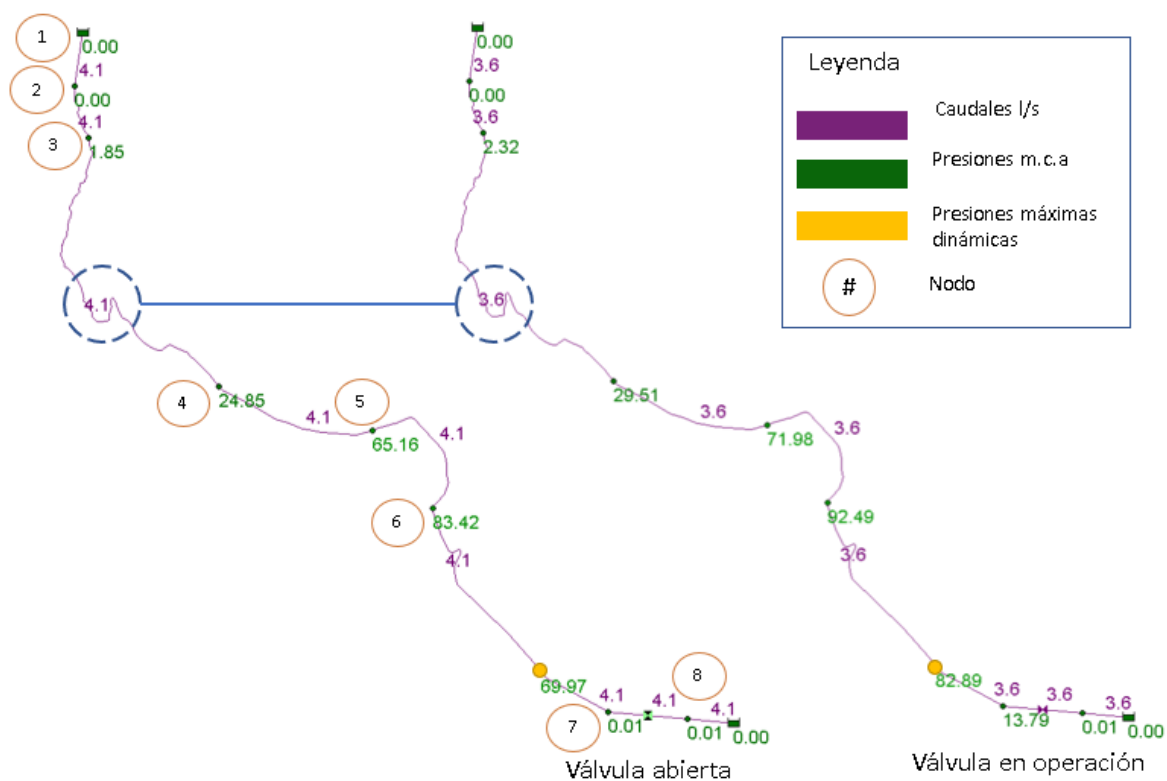


Figura 4.35 Resultados de caudal y presión, tramo 1

En la Figura 4.35 se muestran los resultados para el tramo 1 en dos casos: el primero sin el uso de una válvula de control de caudal para determinar el caudal que puede ser conducido por la tubería y en el segundo caso con la válvula de regulación en operación para cumplir con el caudal de 3.6 l/s adjudicados a la comunidad, a lo largo de la tubería se muestra el caudal que fluye y la presión en los nodos descritos en la Tabla 4.40. Además, se analiza un nodo extra que representa el punto más bajo en el tramo 1 en el que se obtiene la presión dinámica máxima que debe soportar la tubería en ese punto.

Para disminuir las presiones negativas en la conducción se modificó el diámetro de las tuberías, en la Figura 4.36 se observan dos resultados, el de la izquierda representa las presiones con el diámetro de tubería instalada actualmente y a la derecha con diámetros de tubería que permiten eliminar las presiones negativas.

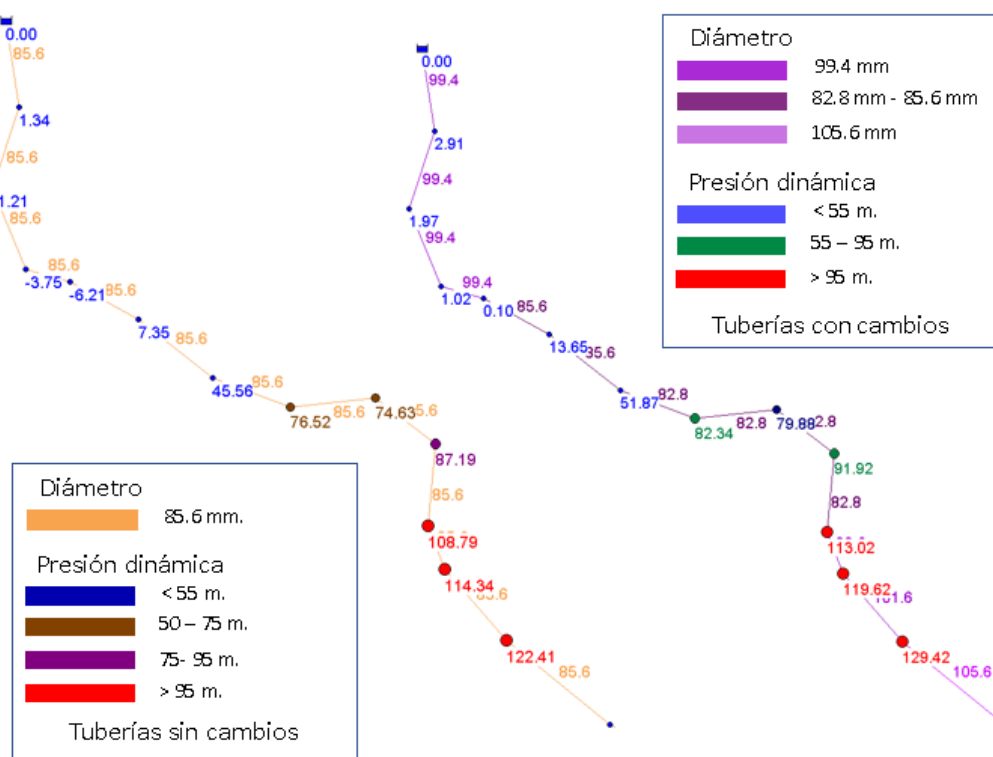


Figura 4.36 Cambio de diámetros para disminuir las presiones dinámicas negativas, tramo 1

Además de generar un diseño que elimine las presiones negativas en la conducción, se analizan las cargas estáticas multiplicadas por el factor de 1.3 para definir la presión nominal

requerida para la tubería, teniendo así 10 cambios de diámetro, con estos valores los resultados de velocidad se presentan en la Figura 4.37 para verificar las velocidades mínimas y máximas admisibles de 0.45 m/s y 4.6 m/s respectivamente.

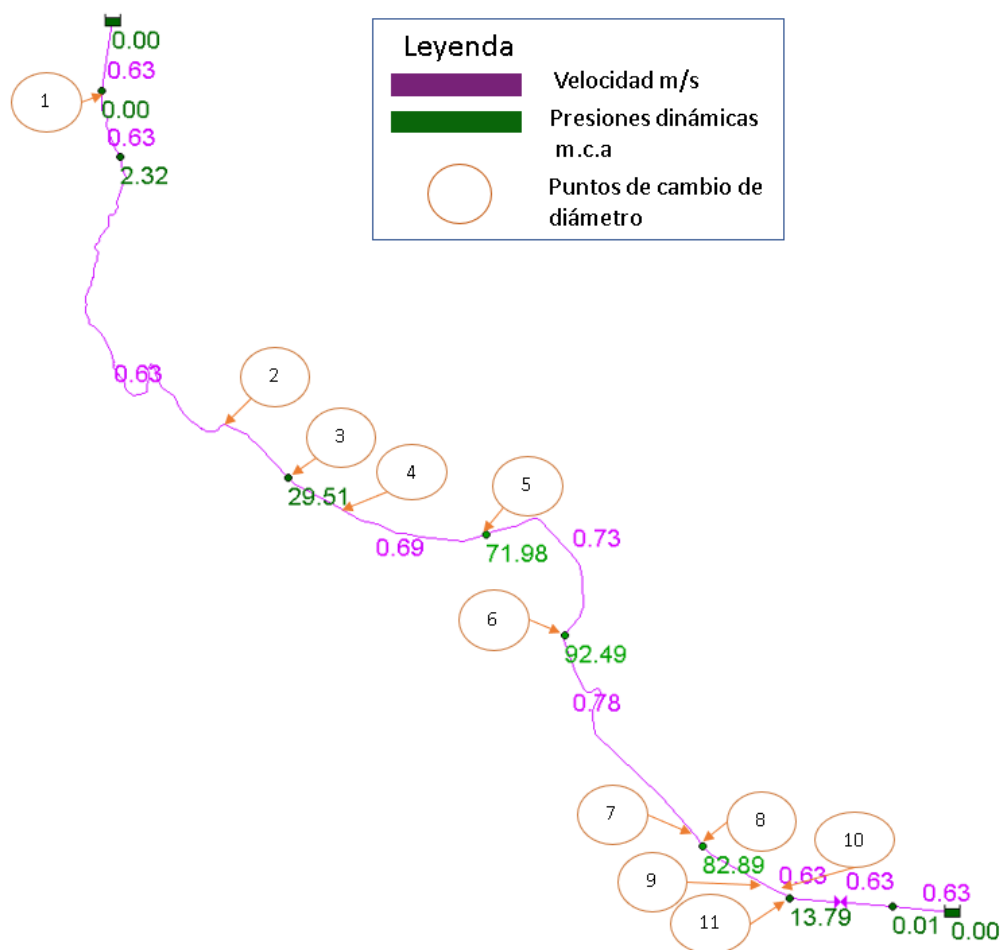


Figura 4.37 Velocidades en la conducción con el cambio de tuberías

En la Figura 4.37 se muestran los nodos más importantes modelados en EPANET, para determinar que las tuberías cumplen con las condiciones mínimas de velocidad, teniendo así un resultado que se encuentra sobre los 0.45 m/s mínimos requeridos por la normativa, los mismos nodos representan un cambio de diámetro y presión en la conducción, en la Tabla 4.41 se muestran los nodos con su posición, tipo de tubería, longitud y comparación con respecto a la tubería actualmente instalada, mostrando si se puede mantener o no para el nuevo diseño de mejora.

Tabla 4.41 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 1

Nodo	Fuente - Tanque rompe presiones			Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	Tubería actual
1	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 110mm 1.25 Mpa	2296.5 m	Cambiar
2	02 km + 296.48 m			
2	02 km + 296.48 m	Tubería PVC 90mm 0.63 Mpa	414.1 m	Mantener
3	02 km + 710.54 m			
3	02 km + 710.54 m	Tubería PVC 90mm 1 Mpa	254.0 m	Cambiar
4	02 km + 964.54 m			
4	02 km + 964.54 m	Tubería PVC 90mm 1.25 Mpa	767.4 m	Cambiar
5	03 km + 731.91 m			
5	03 km + 731.91 m	Tubería PVC 90mm 1.6 Mpa	922.2 m	Cambiar
6	04 km + 654.07 m			
6	04 km + 654.07 m	Tubería PVC 90mm 2 Mpa	1323.7 m	Cambiar
7	05 km + 977.74 m			
7	05 km + 977.74 m	Tubería PVC 90mm 1.6 Mpa	55.0 m	Cambiar
8	06 km + 032.70 m			
8	06 km + 032.70 m	Tubería PVC 90mm 0.63 Mpa	385.3 m	Cambiar
9	06 km + 417.98 m			
9	06 km + 417.98 m	Tubería PVC 90mm 0.8 Mpa	39.7 m	Cambiar
10	06 km + 457.71 m			
10	06 km + 457.71 m	Tubería PVC 90mm 1 Mpa	63.8 m	Cambiar
11	06 km + 521.55 m			

4.2.2.2 Tramo 2: Tanque rompe presiones hasta el tanque distribuidor

En el análisis de las presiones realizadas en la sección 4.1.3, existen tramos que la tubería no soportan las presiones generadas en la conducción, por tanto, en primera instancia se determinan las nuevas presiones nominales necesarias para que la tubería soporte estas cargas. En la Figura 4.38 se muestran las líneas piezométrica y estática en el perfil del segundo tramo.

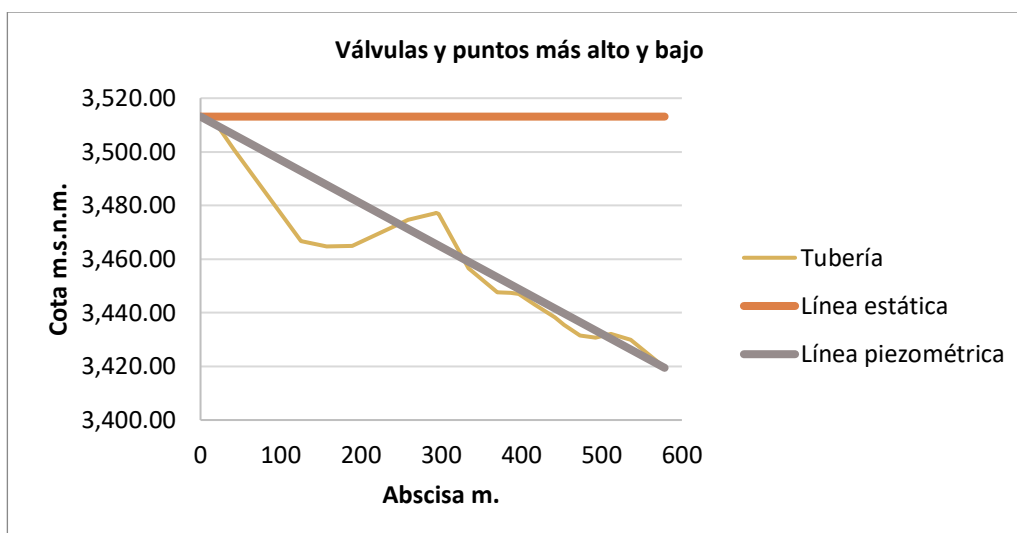


Figura 4.38 carga piezométrica y estática, tramo 2

A pesar de que la distancia entre el tanque rompe presiones y el tanque distribuidor es corta, las presiones son muy altas respecto a las que soporta la tubería instalada. Las presiones de la columna 5 de la Tabla 4.42 deben ser las presiones mínimas que debe soportar la tubería y se debe considerar un diámetro adecuado para mantener las velocidades en los rangos apropiados y evitar sedimentación o daño de las tuberías

Tabla 4.42 Resumen de cargas estáticas máximas en el tramo dos

Nodos	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática *1.3 (m.c.a.)
1	00 km + 000.00 m	3513.13		
2	00 km + 306.60 m	3476.95	36.19	47.0405
3	00 km + 348.92 m	3456.58	56.55	73.515
4	00 km + 470.08 m	3435.51	77.62	100.906
5	00 km + 597.46 m	3419.46	93.67	121.771

El caudal conducido por la tubería sobrepasa el caudal adjudicado de 3.6/s por lo que al final de la conducción se coloca una válvula reguladora de caudal.

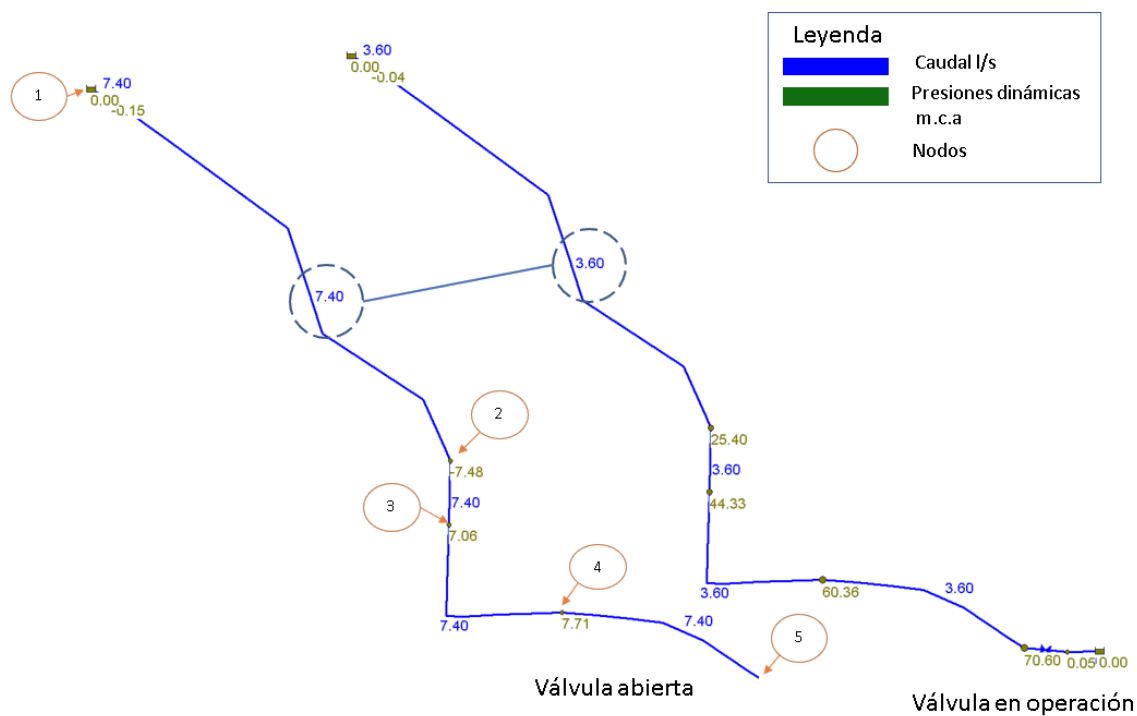


Figura 4.39 Caudal del tramo 2 con y sin regulación de caudal

Para simular la conducción sin válvula se configura la válvula en estado abierto para que fluya el caudal hacia el tanque sin problema, teniendo así el caudal de $7.40 \text{ m}^3/\text{s}$ y para regular este caudal se configura la válvula para que llegue un caudal específico de 3.6 l/s , estos resultados se encuentran en la Figura 4.39.

Se modifican los diámetros de tubería en el tramo 2 de tal forma que se aseguren las presiones requeridas y que la velocidad en la conducción supere la velocidad mínima de 0.45 m/s basada en la normativa. Con este cambio las nuevas presiones dinámicas y velocidades se en la Figura 4.40.

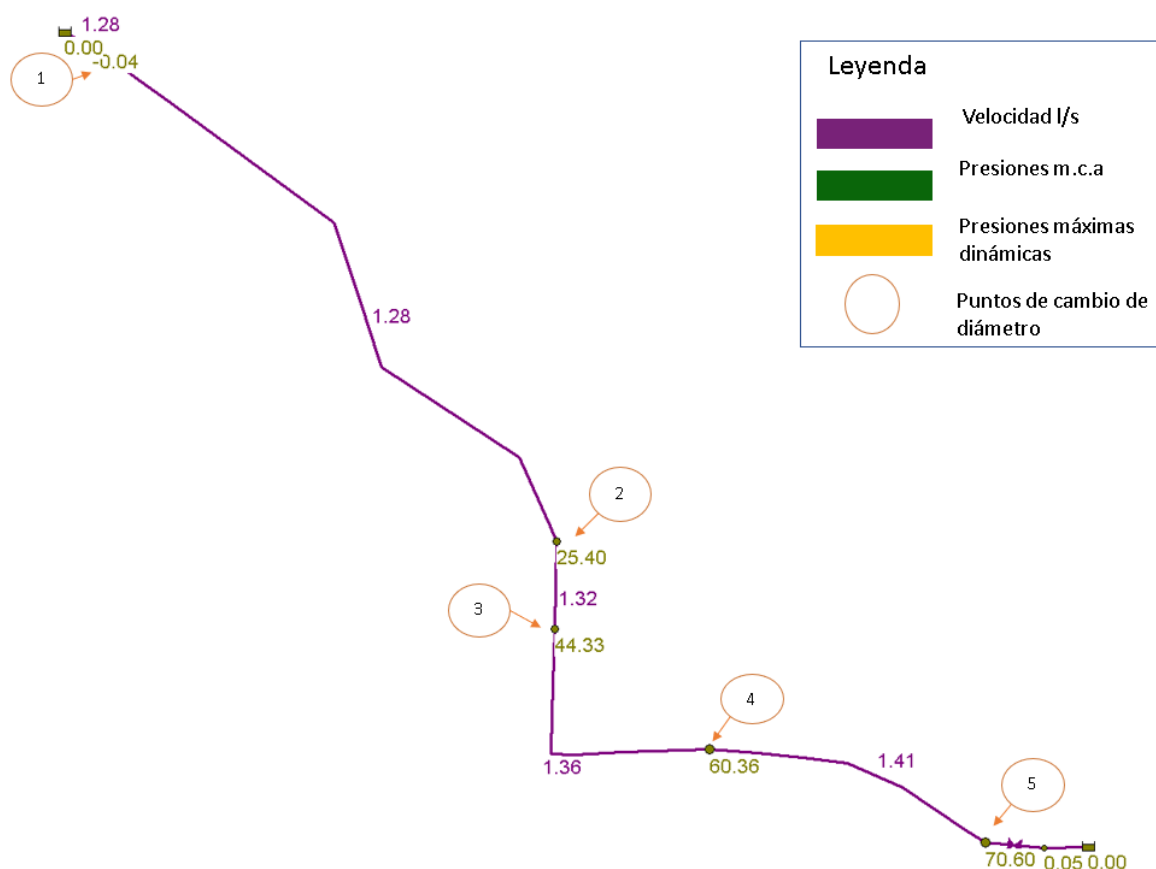


Figura 4.40 Presiones dinámicas y velocidades, tramo 2

En la Tabla 4.43 se representan los tramos de tubería con sus respectivos diámetros y presiones, además, se compara con el tipo de tubería actualmente para determinar si se puede mantener o cambiar.

Tabla 4.43 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 2

Nodos	Fuente - Tanque rompe presiones			Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	
1	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 63 mm 0.63 Mpa	306.60	Mantener
2	00 km + 306.60 m	Tubería PVC 63 mm 0.8 Mpa	42.32	Cambiar
3	00 km + 348.92 m	Tubería PVC 63 mm 1 Mpa	121.16	Cambiar
4	00 km + 470.08 m	Tubería PVC 63 mm 1.25 Mpa	127.37	Cambiar
5	00 km + 597.46 m			

4.2.2.3 Tramo final: conducciones hacia cada barrio.

En la sección 3.4 se analizó dos escenarios de diseño que se basan en la distribución de agua hacia cada barrio, el escenario 1 se basa en la normativa vigente y hace una repartición del agua proporcional a la población a servir y el escenario 2 respeta la gestión del agua en la comunidad en el que se hace una repartición igualitaria de caudal.

4.2.2.3.1 ESCENARIO 1

El escenario 1 considera una repartición proporcional según la población de cada barrio, en la **Figura 4.41** se tiene el perfil topográfico de las tres conducciones con sus respectivos caudales y líneas piezométricas y estáticas.

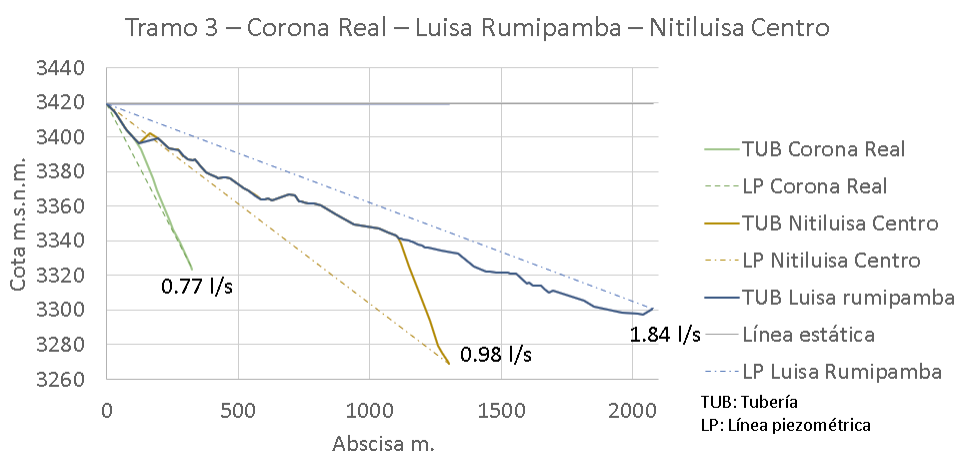


Figura 4.41 Carga piezométrica y estática, tramo 3

Para el tramo final desde el tanque distribuidor hasta el tanque de almacenamiento de cada barrio, se requiere que la tubería cumpla con las demandas de presión estática, más el 30% por normativa, con la determinación de estas cargas estáticas se establece la presión mínima que debe soportar la tubería, teniendo así los siguientes resultados:

Tabla 4.44 Determinación de la presión de la tubería en el barrio Corona Real

Nodo	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática* 1.3 (m.c.a)
1CR	00 km + 000.00 m	3419.26		
2CR	00 km + 325.03 m	3323.59	95.67	124.37

Tabla 4.45 Determinación de la clase de tubería en el barrio Nitiluisa Centro

Nodo	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática*1.3 (m.c.a)
1NC	00 km + 000.00 m	3419.30		
2NC	00 km + 568.93 m	3366.13	53.17	69.12
3NC	01 km + 151.17 m	3325.23	94.08	122.30
4NC	01 km + 185.65 m	3311.84	107.46	139.70
5NC	01 km + 301.84 m	3268.71	150.59	195.77

Tabla 4.46 Determinación de la clase de tubería en el barrio Luisa Rumipamba

Nodo	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática*1.3 (m.c.a)
1LR	00 km + 000.00 m	3419.3		
2LR	00 km + 521.03 m	3370.4	48.93	63.6
3LR	00 km + 730.70 m	3362.7	56.60	73.5
4.LR	01 km + 533.13 m	3321.4	97.9	127.3
5LR	01 km + 596.56 m	3315.1	104.25	135.5
6LR	02 km + 079.27 m	3300.8	118.5	154.0

Como se observa en la Tabla 4.45, Tabla 4.46 y Tabla 4.47, los valores de presiones mostrados en la columna 5 representan los valores de presión que se necesitan que las tuberías soporten, con valores que van desde 65.31 m.c.a. hasta 195 m.c.a., tomando en cuenta estas presiones se puede definir la presión nominal de la tubería.

Por otro lado, el caudal que corresponde a cada barrio es de 0.77 l/s, 0.98 l/s y 1.84l/s para Corona Real, Nitiluisa Centro y Luisa Rumipamba respectivamente. Para determinar el caudal que fluye por la conducción se modela cada tramo con varios tipos de diámetros, considerando las presiones y velocidades permisibles, teniendo los resultados de la Figura 4.42.

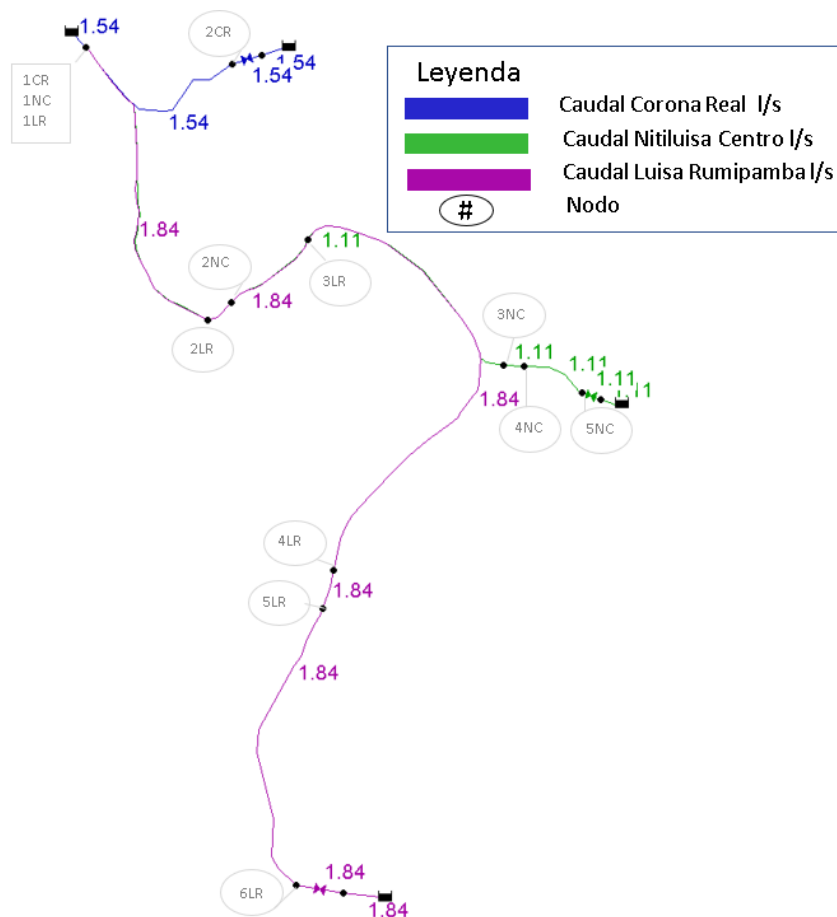


Figura 4.42 Caudales en las conducciones hacia cada barrio sin control de caudal, escenario 1

Para llegar a los caudales obtenidos anteriormente se procedió a evaluar las conducciones con varios tipos de diámetros comerciales, con las presiones adecuadas para que la tubería soporte las cargas. En el caso de Corona Real y Nitiluisa Centro se pueden utilizar diámetros menores para llegar a los caudales previamente determinados, sin embargo, debido a la topografía de la zona se presentan presiones negativas por este motivo se aumenta el diámetro de las tuberías generando caudales mayores a los necesarios y provocando la necesidad de instalar válvulas reguladoras de caudal. Para la comunidad Luisa Rumipamba con el análisis de diámetros de tubería se puede llegar sin inconveniente al caudal de 1.84 l/s sin necesidad de colocar una válvula de control. A continuación, se muestran los resultados de diámetros y velocidades:

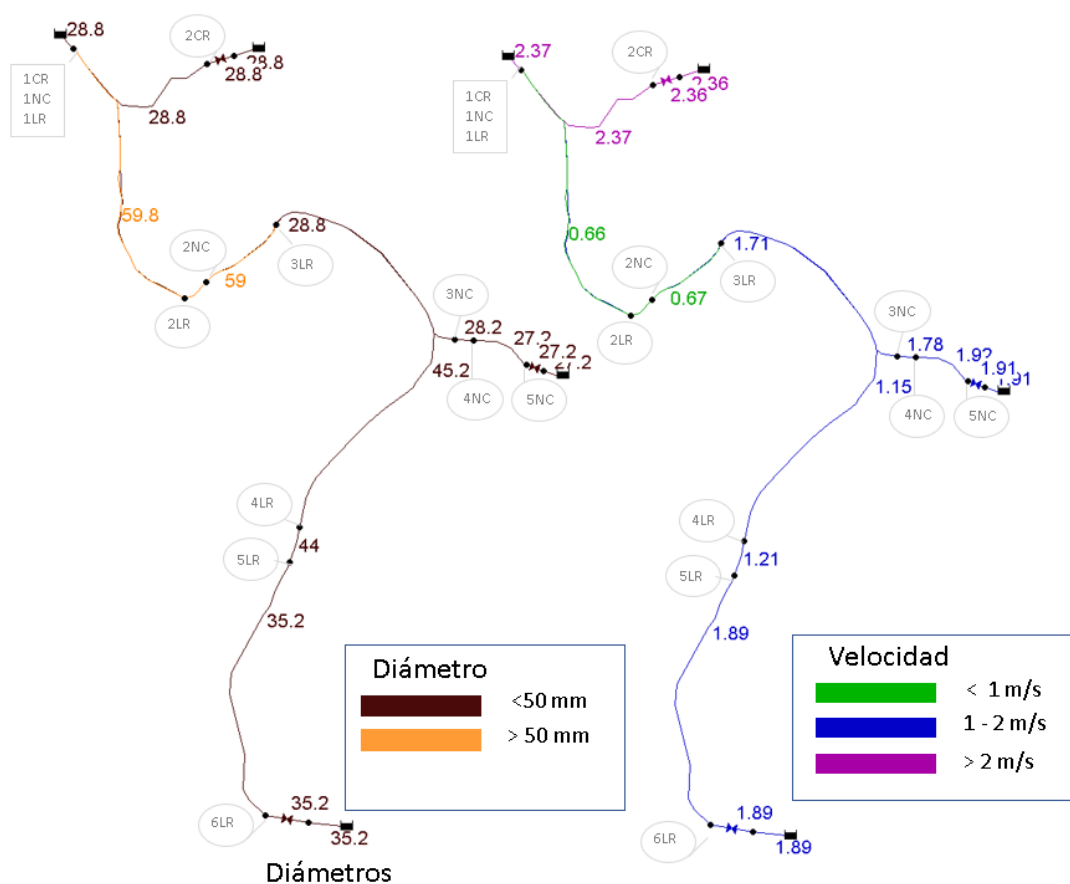


Figura 4.43 Diámetros y velocidades para las conducciones de los barrios, escenario 1

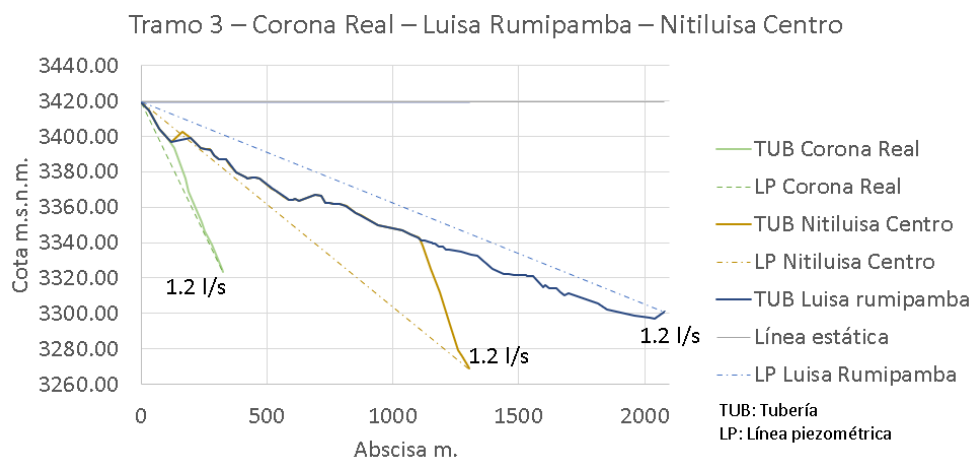
En la Tabla 4.47 se encuentran los tramos de tubería con los diámetros y presiones apropiados para las líneas de conducción de Corona Real, Nitiluisa Centro y Luisa Rumipamba, además, se muestran los recorridos de tubería que deben mantenerse o ser cambiados en el caso que se desee aprovechar la tubería actualmente instalada.

Tabla 4.47 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 3, escenario 1

Corona Real				Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	Tubería actual
1CR	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 32 mm 1.25 Mpa	325.0 m	Cambiar
2CR	00 km + 325.03 m			
Nitoluisa Centro				Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	Tubería Actual
1NC	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	568.9 m	Mantener
2NC	01 km + 568.93 m			
2NC	01 km + 568.93 m	Tubería PVC 32 mm 1.25 Mpa	582.2 m	Cambiar
3NC	01 km + 151.17 m			
3NC	01 km + 151.17 m	Tubería PVC 32 mm 1.6 Mpa	34.5 m	Cambiar
4NC	01 km + 185.65 m			
4NC	01 km + 185.65 m	Tubería PVC 32 mm 2 Mpa	116.2 m	Cambiar
5NC	01 km + 301.84 m			
Luisa Rumipamba				Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	Tubería Actual
1LR	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 63 mm 0.63Mpa	521.0 m	Cambiar
2LR	00 km + 521.03 m			
2LR	00 km + 521.03 m	Tubería PVC 63 mm 0.8Mpa	209.7 m	Cambiar
3LR	00 km + 730.70 m			
3LR	00 km + 730.70 m	Tubería PVC 50 mm 1.25 Mpa	802.4 m	Cambiar
4LR	01 km + 533.13 m			
4LR	01 km + 533.13 m	Tubería PVC 50 mm 1.6 Mpa	63.4 m	Cambiar
5LR	01 km + 596.56 m			
5LR	01 km + 596.56 m	Tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	482.7 m	Cambiar
6LR	02 km + 079.27 m			

4.2.2.3.2 ESCENARIO 2

El escenario 2 se enfoca en distribuir igualmente el caudal adjudicado a la comunidad sin distinción del número de habitantes. En la **Figura 4.44** se encuentran los perfiles de las conducciones de cada barrio con los respectivos caudales.

**Figura 4.44** Carga piezométrica y estática, tramo 3

Para el tramo final desde el tanque rompe presiones hasta el tanque de almacenamiento de cada barrio, se requiere satisfacer las condiciones de presión estática en cada línea de conducción más el 30% por normativa y en base a esta presión se determina la presión requerida por la tubería. Las presiones requeridas se encuentran en la Tabla 4.48, Tabla 4.49 y Tabla 4.50

Tabla 4.48 Determinación de la presión de la tubería en el barrio Corona Real

Punto	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática*1.3 (m.c.a)
1CR	00 km + 000.00 m	3419.26		
2CR	00 km + 190.54 m	3369.03	50.24	65.31
3CR	00 km + 252.63 m	3346.46	72.80	94.64
4CR	00 km + 325.03 m	3323.59	95.67	124.37

Tabla 4.49 Determinación de la clase de tubería en el barrio Nitiluisa Centro

Punto	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática*1.3 (m.c.a)
1NC	00 km + 000.00 m			
2NC	01 km + 107.04 m	3342.28	77.02	100.13
3NC	01 km + 151.17 m	3325.23	94.08	122.30
4NC	01 km + 185.65 m	3311.84	107.46	139.70
5NC	01 km + 301.84 m	3268.71	150.59	195.77

Tabla 4.50 Determinación de la clase de tubería en el barrio Luisa Rumipamba

Punto	Abscisa	Cota (m.s.n.m.)	Carga estática (m.c.a)	Carga estática*1.3 (m.c.a)
1LR	00 km + 000.00 m	3419.3	0.0	0.0
2LR	00 km + 195.04 m	3399.2	20.1	26.2
3LR	01 km + 125.62 m	3341.0	78.3	101.8
4.LR	01 km + 533.13 m	3321.4	97.9	127.3
5LR	02 km + 079.27 m	3300.8	118.5	154.0

Por otro lado, el caudal adjudicado para cada barrio es de 1.2 l/s, para verificar si el caudal es el adecuado se modelan todas las conducciones del tramo 3 teniendo así los siguientes resultados:

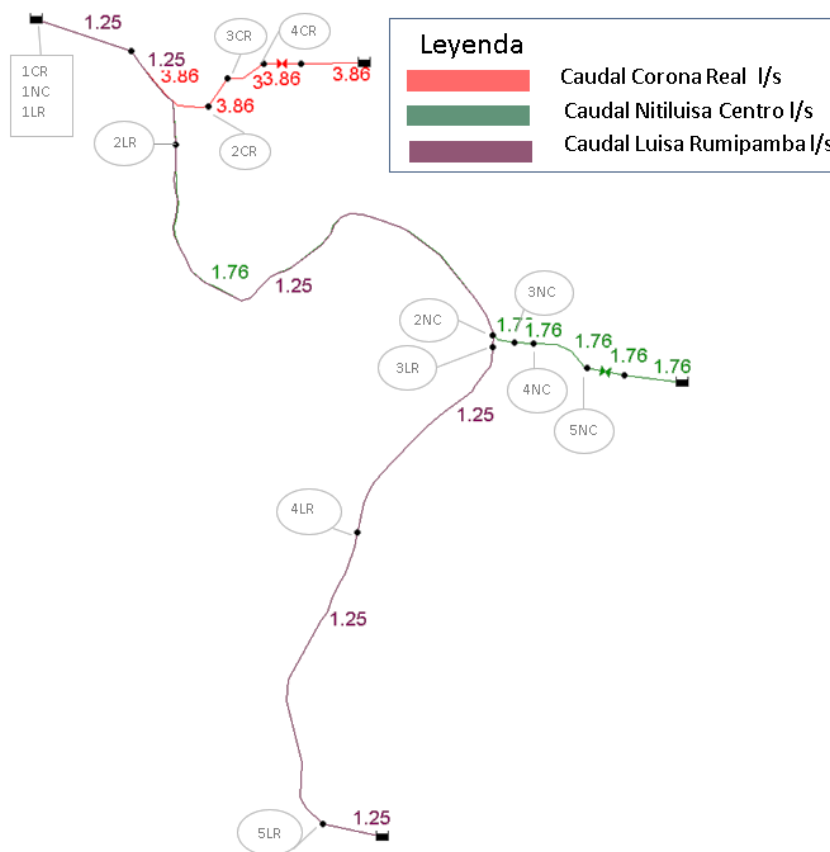


Figura 4.45 Caudales en las conducciones hacia cada barrio sin control de caudal, escenario 2

En la Figura 4.45 se observa que, para la Comunidad de Corona Real y Nitiluisa Centro (línea roja y verde) el caudal que llega es mayor al adjudicado, por este se colocan válvulas reguladoras de caudal, por otro lado, para la comunidad Luisa Rumipamba (línea morada) el caudal es de 1.2 l/s, en consecuencia no es necesaria una válvula reguladora de caudal.

El diámetro es un factor importante al momento de elegir la clase de tubería porque modifica las presiones dinámicas y la velocidad de la conducción. Con ayuda de la modelación en EPANET se corrigen los diámetros para evitar presiones negativas, cumplir con la presión de diseño y las velocidades mínimas y máximas.

Los resultados de la modelación se encuentran en la Figura 4.46.

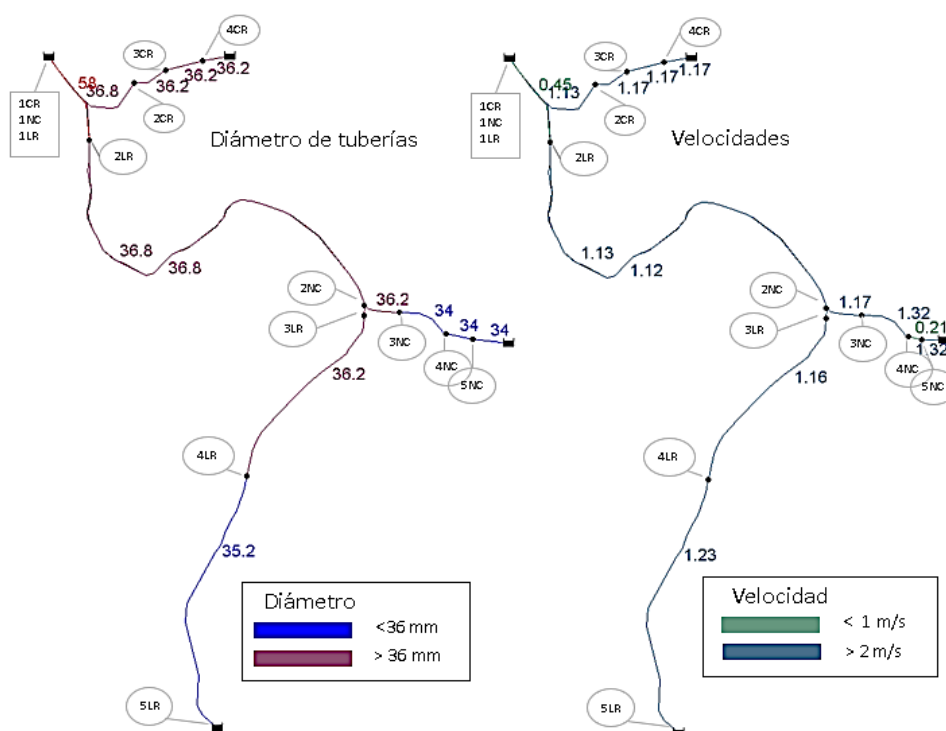


Figura 4.46 Diámetros y velocidades para las conducciones de los barrios, escenario 2

En la Tabla 4.51 se encuentran los tramos de tubería con los diámetros y presiones apropiados, además, se muestran los tramos de tubería que pueden mantenerse o ser cambiados en el caso que se desee aprovechar la tubería actualmente instalada.

Tabla 4.51 Tuberías para el mejoramiento del sistema para el tramo 3, escenario 2

Nodo	Corona Real			Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	
1CR	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 50 mm 0.8 Mpa	190.5 m	Cambiar
2CR	00 km + 190.54 m			
2CR	00 km + 190.54 m	Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	62.1 m	Mantener
3CR	00 km + 252.63 m			
3CR	00 km + 252.63 m	Tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	72.4 m	Cambiar
4CR	00 km + 325.03 m			
Nitiluisa Centro				Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	Tubería Actual
1NC	00 km + 000.00 m	Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	1107.0 m	Mantener
2NC	01 km + 107.04 m			
2NC	01 km + 107.04 m	Tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	44.1 m	Cambiar
3NC	01 km + 151.17 m			
3NC	01 km + 151.17 m	Tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	34.5 m	Cambiar
4NC	01 km + 185.65 m			
4NC	01 km + 185.65 m	Tubería PVC 40 mm 2 Mpa	73.5 m	Cambiar
5NC	01 km + 301.84 m			

Nodo	Luisa Rumipamba			Comparación
	Abscisa	Tubería	Longitud	Tubería Actual
1LR	00 km + 000.00 m	tubería PVC 63 mm 1 Mpa	195.0 m	Cambiar
2LR	00 km + 195.04 m			
2LR	00 km + 195.04 m	tubería PVC 40 mm 1 Mpa	930.6 m	Mantener
3LR	01 km + 125.62 m			
3LR	01 km + 125.62 m	tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	407.5 m	Cambiar
4LR	01 km + 533.13 m			
4LR	01 km + 533.13 m	tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	546.1 m	Cambiar
5LR	02 km + 079.27 m			

Los planos de diseño para los dos escenarios se encuentran en el ANEXO K

4.2.3 Golpe de Ariete

La apertura o cierre de las válvulas de cierre al final de cada tramo pueden provocar daños en las tuberías por las sobrepresiones, por este motivo se procede a analizar el golpe de ariete.

El proceso a seguir para determinar el golpe de ariete inicia en la obtención de datos como longitud, diámetro, velocidad en el tramo y el módulo de elasticidad del material de la tubería, posteriormente se define el método que se utilizará, en este caso se elige Michaud debido que la tubería es de PVC y el flujo se lo manipula por medio de válvulas, finalmente se determina la velocidad, la celeridad y el tiempo de recorrido de la onda para así obtener la carga por golpe de ariete, el proceso se explica en la Figura 4.47.

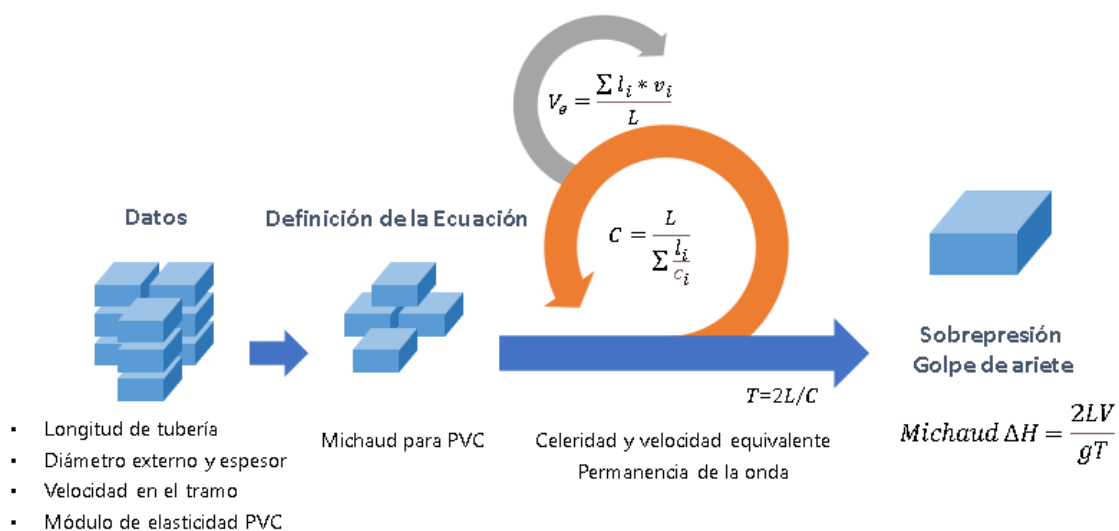


Figura 4.47 Proceso para la obtención de la sobrepresión por Golpe de ariete

Según la sección 2.1.6.3, el golpe de ariete depende principalmente del diámetro, el espesor, longitud y la velocidad en la conducción y, además, del módulo de elasticidad (E) del material de la tubería, para el caso de PVC se tiene un valor de 30000 kg/cm² obteniendo así un la relación entre el módulo de elasticidad del agua con el material (K) de 33.33.

Para definir si se tiene una presión adecuada, otro parámetro importante es la carga estática en el punto final de la tubería, la cual se sumará a la carga por golpe de ariete y así determinar si la tubería soporta la presión.

Ecuación para determinar la celeridad:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}} \quad (\text{López, 1995, p. 233})$$

Ecuación para determinar la carga

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} \quad (\text{Soriano \& Pancorbo, 2012, p. 45})$$

4.2.3.1 Golpe de ariete en el tramo 1

El primer tramo corresponde desde la fuente Sombrero Pailacocha hasta el tanque rompe presiones, los datos de velocidad y longitudes requeridos para determinar la carga por golpe de ariete se muestran en la Tabla 4.52.

Tabla 4.52 Datos para el golpe de ariete del tramo 1

Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 110mm 1.25 Mpa	2296.48	0.46
Tubería PVC 90mm 0.63 Mpa	414.06	0.63
Tubería PVC 90mm 1 Mpa	254.00	0.67
Tubería PVC 90mm 1.25 Mpa	767.37	0.69
Tubería PVC 90mm 1.6 Mpa	922.16	0.73
Tubería PVC 90mm 2 Mpa	1323.68	0.78
Tubería PVC 90mm 1.6 Mpa	54.96	0.73
Tubería PVC 90mm 0.63 Mpa	385.28	0.63
Tubería PVC 90mm 0.8 Mpa	39.73	0.64
Tubería PVC 90mm 1 Mpa	63.84	0.67
Total	6521.5	

Con la información de la Tabla 4.52 se obtiene la celeridad equivalente de 180.35 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad equivalente de 0.63 m/s con la ecuación (2.23), con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 72.3 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 6521.5 \text{ m} * 0.63 \text{ m/s}}{9.81 * 72.3 \text{ s}} = 11.5 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 63.54 m.c.a. más los 11.5 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 75.04.

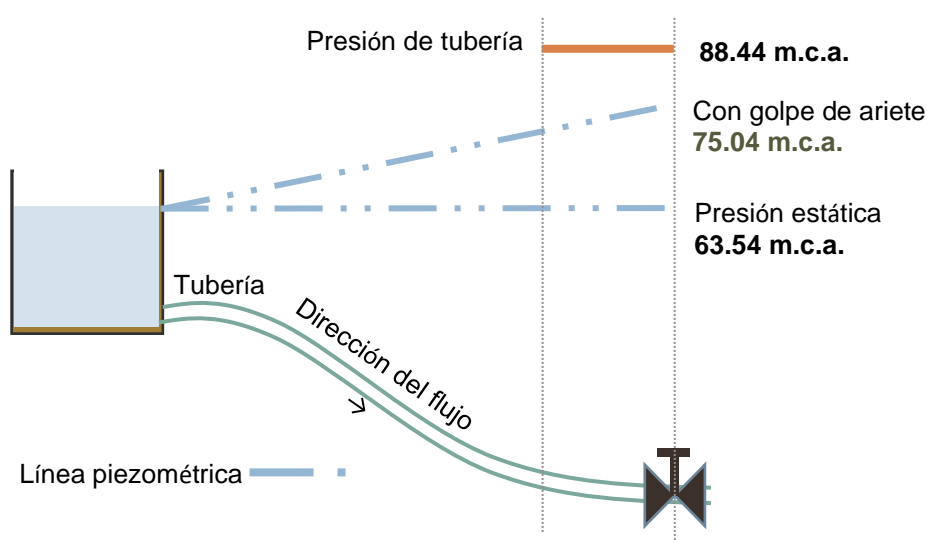


Figura 4.48 Esquema de presiones en el primer tramo

En la Figura 4.48 se puede apreciar que la presión total no excede la presión de diseño en el punto de la válvula, de 88.44 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, no hay problemas si se presenta la presión por golpe de ariete.

4.2.3.2 Golpe de ariete en el tramo 2

En este tramo, los datos de velocidad y longitudes requeridos para determinar la carga por golpe de ariete se muestran en la Tabla 4.53

Tabla 4.53 Datos para el golpe de ariete del tramo 2

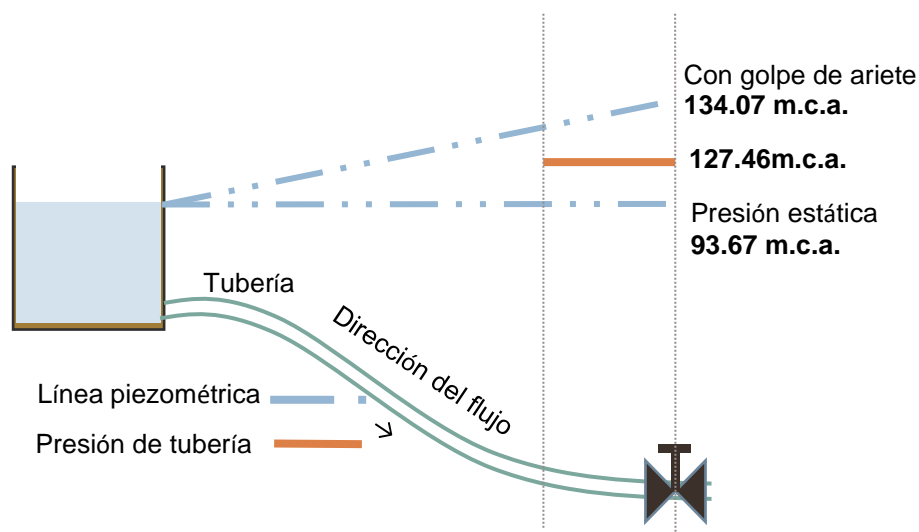
Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 63 mm 0.63 Mpa	306.60	1.28
Tubería PVC 63 mm 0.8 Mpa	42.32	1.31
Tubería PVC 63 mm 1 Mpa	121.16	1.36
Tubería PVC 63 mm 1.25 Mpa	127.37	1.41
Total	597.5	

Con la información de la Tabla 4.53 se obtiene la celeridad equivalente de 298.61 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad equivalente de 1.33 m/s con la ecuación (2.23), con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 4 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 597.5 \text{ m} * 1.33 \text{ m/s}}{9.81 * 4 \text{ s}} = 40.4 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 93.67 m.c.a. más los 40.4 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 134.07 metros. Se representa de forma gráfica en la **Figura 4.49** la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

**Figura 4.49** Esquema de presiones en el segundo tramo

Esta presión total excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 127.46 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, se debe tener precaución al momento de cerrar la válvula.

Debido a que el flujo es controlado por válvulas la magnitud del golpe de ariete puede ser controlado en un tiempo de cierre mayor al crítico (T) o al menos el tiempo suficiente para evitar las sobrepresiones que puedan producir daño en la tubería.

La presión máxima que puede soportar la tubería es de 127.5 m.c.a. y la presión en el punto de la válvula es de 93.7 m.c.a., con estos datos se busca un tiempo mínimo que produzca una presión total de la admitida por la tubería.

Tabla 4.54 Análisis de tiempos óptimos para el cierre de la válvula en m.c.a. tramo 2

Tiempo (s)	Presión Golpe de Ariete	Presión en la válvula	Presión total
Tc = 4	40.44	93.7	134.14
5	32.35	93.7	126.05
6	26.96	93.7	120.66

En la Tabla 4.54 se analizan tres tiempos de cierre de la válvula, iniciando con el tiempo crítico de 4 segundos obtenido previamente, se observa que el tiempo mínimo para cerrar la válvula sin provocar daños en la tubería es de 5 segundos, debido a que con este tiempo la presión total es menor a la nominal que soporta la tubería.

4.2.3.3 Golpe de ariete en el tramo 3

El tramo 3 comprende de tres conducciones, parten del tanque distribuidor hasta el tanque de almacenamiento de cada barrio, para el diseño de las tres conducciones del tramo 3 se consideran los dos escenarios planteados en la sección de análisis de caudales (3.4).

4.2.3.3.1 ESCENARIO 1

Corona Real

En este tramo para el escenario 1, la Tabla 4.55 indica la longitud de la tubería y velocidad del flujo que permitirán determinar la sobrepresión por golpe de ariete.

Tabla 4.55 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Corona Real, escenario 1

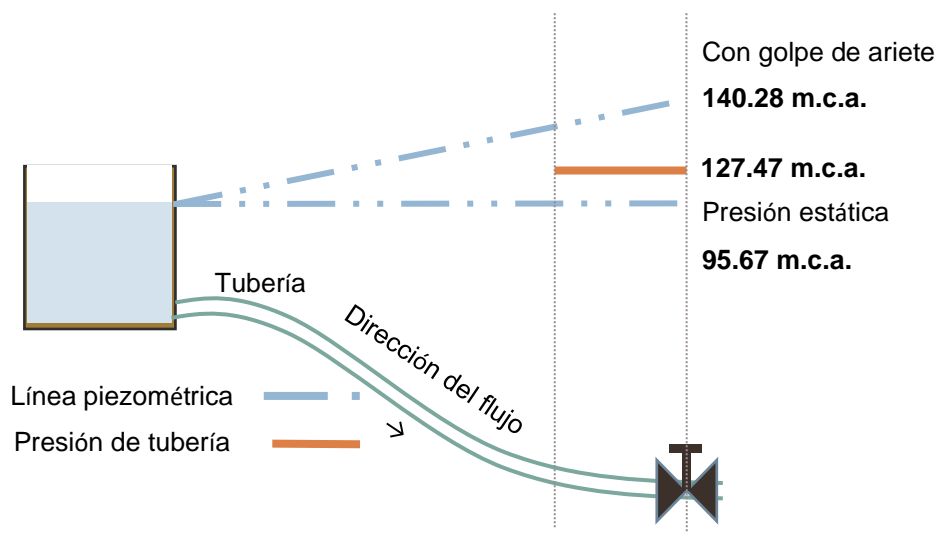
Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 50 mm 0.8 Mpa	325	1.18

Con la información de la Tabla 4.55 se obtiene la celeridad equivalente de 370.25 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad de 1.18 m/s, con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 1.76 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 325 \text{ m} * 1.18 \text{ m/s}}{9.81 * 1.76 \text{ s}} = 44.61 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 95.67 m.c.a. más los 44.61 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 140.28 metros. Se representa de forma gráfica en la Figura 4.50 la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

**Figura 4.50** Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Corona Real, escenario 1

Esta presión total excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 140.28 m.c.a. que soporta la tubería, en este caso se debe considerar un tiempo mínimo de cierre de la válvula para evitar problemas en la conducción cuando se efectúe un cierre en el flujo.

Tabla 4.56 Análisis de tiempos óptimos para el cierre de la válvula en m.c.a. escenario 1

Tiempo (s)	Presión Golpe de Ariete	Presión en la válvula	Presión total
Tc = 1.18	44.61	95.67	140.28
2	39.16	95.67	134.83
3	26.11	95.67	121.78

En la Tabla 4.56 se analizan tres tiempos de cierre de la válvula, iniciando con el tiempo crítico de 1.18 segundos obtenido previamente, se observa que el tiempo mínimo para cerrar la válvula sin provocar daños en la tubería es de 3 segundos, debido a que con este tiempo la presión total es menor a la nominal que soporta la tubería de 127.5 m.c.a.

Nitiluisa Centro

En este tramo se tienen los siguientes tipos de tubería (Tabla 4.57) con sus respectivas velocidades y longitudes:

Tabla 4.57 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Nitiluisa Centro, escenario 1

Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	568.9	0.92
Tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	582.2	1.5
Tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	34.5	1.57
Tubería PVC 40 mm 2 Mpa	116.2	1.69
Total	1301.8	

Con la información de la Tabla 4.57 se obtiene la celeridad equivalente de 359.08 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad equivalente de 1.27 m/s con la ecuación (2.23), con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 7.25 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$Michaud \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 1301.8 \text{ m} * 1.27 \text{ m/s}}{9.81 * 7.25 \text{ s}} = 46.4 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 150.59 m.c.a. más los 46.4 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 196.99 metros. Se representa de forma gráfica en la

Figura 4.51 la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

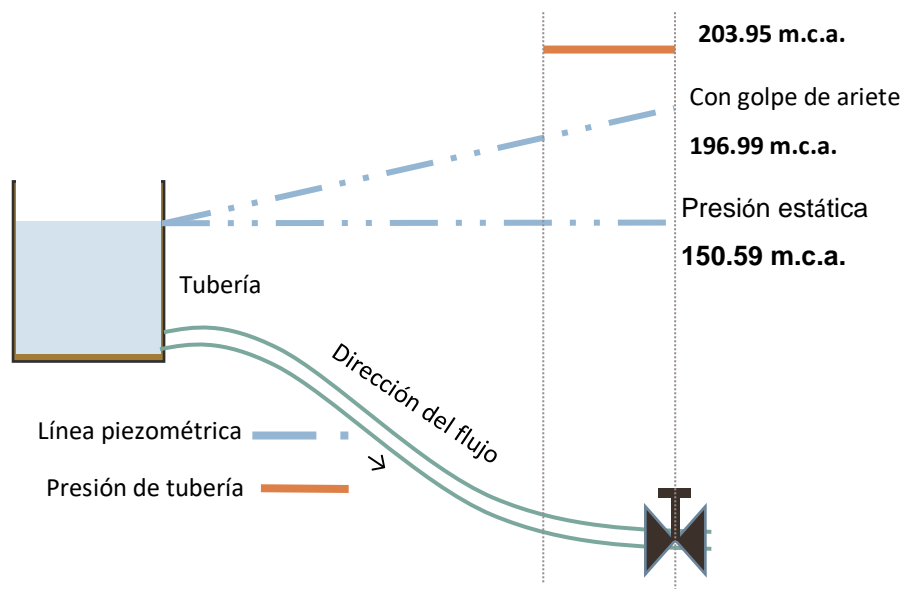


Figura 4.51 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Nitiluisa Centro, escenario 1

Esta presión total no excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 203.95 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, no hay problemas si se presenta la presión por golpe de ariete.

Luisa Rumipamba

En este tramo para el escenario 1, la Tabla 4.58 indica la longitud de la tubería y velocidad del flujo que permitirán determinar la sobrepresión por golpe de ariete.

Tabla 4.58 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Nitiluisa Centro, Luisa Rumipamba, escenario 1

Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
tubería PVC 63 mm 0.63 Mpa	521.0	0.66
tubería PVC 63 mm 0.8 Mpa	209.7	0.67
tubería PVC 50 mm 1.25 Mpa	802.4	1.15
tubería PVC 50 mm 1.6 Mpa	63.4	1.21
tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	482.7	1.89
Total	2079.3	

Con la información de la Tabla 4.58 se obtiene la celeridad equivalente de 334.94 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad de 1.15 m/s, con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 12.41 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 2079 \text{ m} * 1.15 \text{ m/s}}{9.81 * 12.41 \text{ s}} = 39.28 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 118.49 m.c.a. más los 39.28 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 157.77 metros. Se representa de forma gráfica en la Figura 4.52 la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

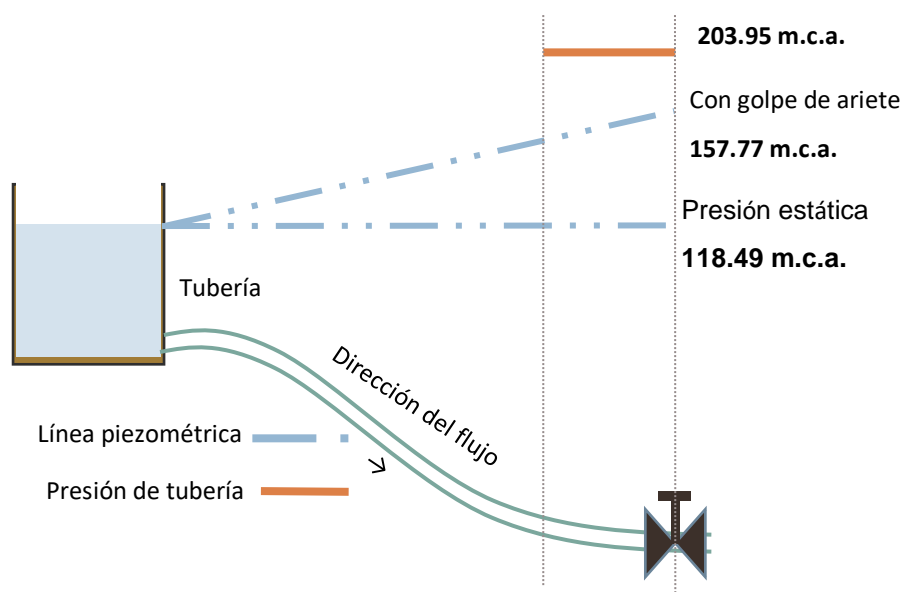


Figura 4.52 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Luisa Rumipamba, escenario 1

Esta presión total no excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 203.95 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, no hay problemas si se presenta la presión por golpe de ariete.

4.2.3.3.2 ESCENARIO 2

EL escenario 2 considera una repartición igual de caudal hacia los barrios de Nitiluisa Centro, sin consideración de la población futura.

Corona Real

En este tramo para el escenario 2 se tienen los siguientes tipos de tubería (Tabla 4.59) con sus respectivas velocidades y longitudes:

Tabla 4.59 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Corona Real, escenario 2

Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 50 mm 0.8 Mpa	190.5	0.70
Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	62.1	1.13
Tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	72.4	1.17
Total	325.07	

Con esta información la celeridad equivalente es de 97.3 m/s y la velocidad equivalente es de 2.75 m/s, con estos resultados se determina la permanencia de onda dando como resultado 6.68 segundos.

Con la información de la Tabla 4.59 se obtiene la celeridad equivalente de 97.3 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad equivalente de 2.75 m/s con la ecuación (2.23), con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 6.68 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$Michaud \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 325 \text{ m} * 2.75 \text{ m/s}}{9.81 * 6.68 \text{ s}} = 27.27 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 95.67 m.c.a. más los 27.27 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 122.47 metros. Se representa de forma gráfica en la Figura 4.53 la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

Esta presión total no excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 127.46 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, no hay problemas si se presenta la presión por golpe de ariete.

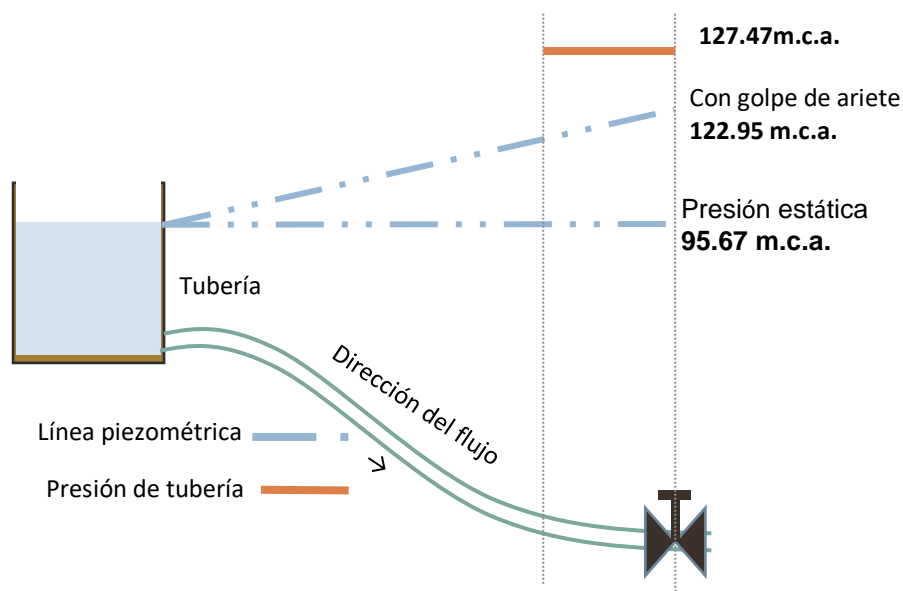


Figura 4.53 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Corona Real, escenario 2

Nitiluisa Centro

En este tramo se tienen los siguientes tipos de tubería (Tabla 4.60) con sus respectivas velocidades y longitudes:

Tabla 4.60 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Nitiluisa Centro, escenario 2

Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	1107.0	1.13
Tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	44.1	1.17
Tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	34.5	1.23
Tubería PVC 40 mm 2 Mpa	116.2	2.07
Total	1301.84	

Con la información de la Tabla 4.60 se obtiene la celeridad equivalente de 343.63 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad de 1.21 m/s, con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 7.57 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 325.03 \text{ m} * 1.21 \text{ m/s}}{9.81 * 7.57 \text{ s}} = 42.59 \text{ m.c.a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 95.67 m.c.a. más los 42.59 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 138.26 metros. Se representa de forma gráfica en la

Figura 4.54 la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

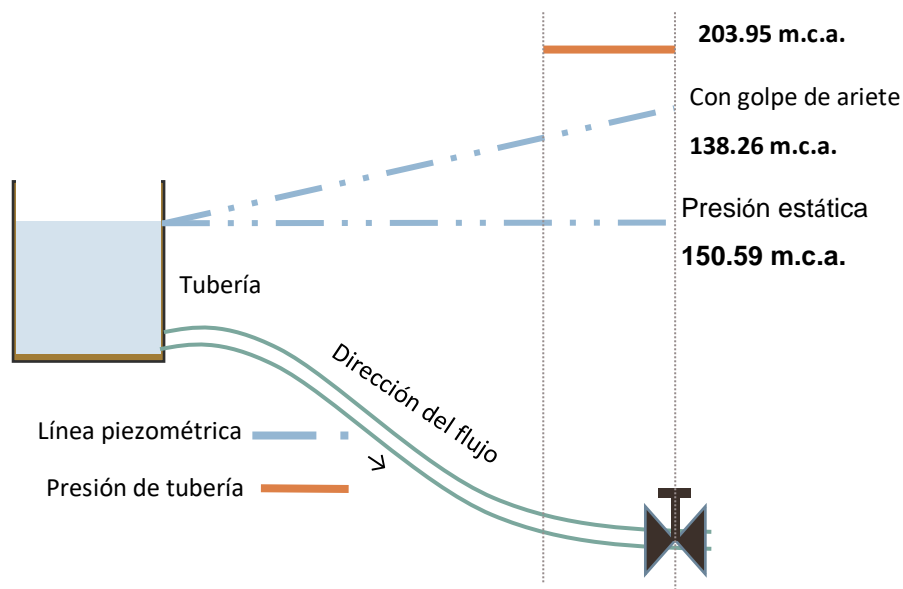


Figura 4.54 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Nitiluisa Centro, escenario 2

Esta presión total no excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 203.95 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, no hay problemas si se presenta la presión por golpe de ariete.

Luisa Rumipamba

En este tramo se tienen los siguientes tipos de tubería (Tabla 4.61) con sus respectivas velocidades y longitudes:

Tabla 4.61 Datos para el golpe de ariete del tramo hacia Luisa Rumipamba, escenario 2

Tipo de tubería	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Tubería PVC 63 mm 1 Mpa	195.0	0.45
Tubería PVC 40 mm 1 Mpa	930.6	1.13
Tubería PVC 40 mm 1.25 Mpa	407.5	1.17
Tubería PVC 40 mm 1.6 Mpa	546.1	1.23
	2079.3	

Con esta información la celeridad equivalente es de 155.6 m/s y la velocidad equivalente es de 2.75 m/s, con estos resultados se determina la permanencia de onda dando como resultado 26.73 segundos.

Con la información de la Tabla 4.61 se obtiene la celeridad equivalente de 155.6 m/s con la ecuación (2.22) (2.23) y la velocidad de 2.75 m/s, con estos resultados se determina la permanencia de onda con la ecuación (2.19) dando como resultado 26.73 segundos.

Carga de sobrepresión para golpe de ariete:

$$\text{Michaud } \Delta H = \frac{2LV}{gT} = \frac{2 * 2079 \text{ m} * 2.75 \text{ m/s}}{9.81 * 26.73 \text{ s}} = 43.54 \text{ m. c. a.}$$

La presión estática en el punto de la válvula es 118.49 m.c.a. más los 43.54 m.c.a. de sobrepresión se tiene una presión de 160.93 metros. Se representa de forma gráfica en la Figura 4.55 la posición de la carga por golpe de ariete con respecto a la carga que soporta la tubería.

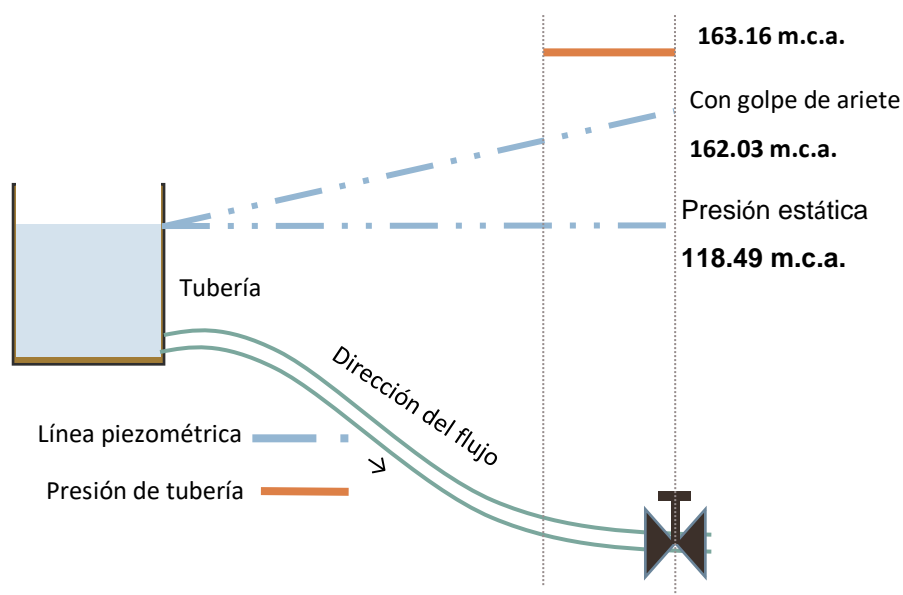


Figura 4.55 Esquema de presiones en el tramo que se dirige hacia Luisa Rumipamba, escenario 2

Esta presión total no excede la presión de diseño en el punto de la válvula de 163.16 m.c.a. que soporta la tubería, en consecuencia, no hay problemas si se presenta la presión por golpe de ariete.

4.2.4 Dimensionamiento de zanja

Las conducciones de agua deben ser enterradas para evitar daños por impactos, degradación del material o por condiciones climáticas. Según López (1995) se toma como profundidad

mínima 0.8 metros sobre la clave de la tubería, el ancho de la zanja se toma como 40 cm y menciona que la tubería debe asentarse sobre un material inorgánico como la arena. (p. 231)

Tabla 4.62 Dimensiones mínimas para excavación de zanja

Dimensión	Valor	Unidad	Resultado
H (PVC)	0.8	m	80 cm
B	1.5 D	m	13.5 cm

Fuente: (López, 1995, p. 231)

Las dimensiones de la zanja serán 80 cm de alto desde la clave de la tubería con un ancho de 30 cm elegido por facilidad constructiva.

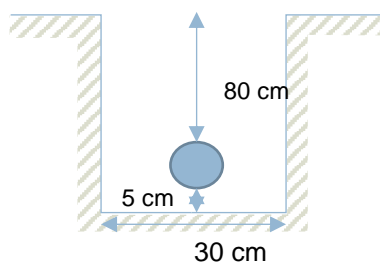


Figura 4.56 Dimensionamiento de la zanja

4.2.5 Presupuesto referencial de la conducción

El presupuesto referencial es una herramienta de apoyo para la comunidad en la gestión de recursos económicos. En la conducción actual existen tramos que se pueden mantener y que pueden formar parte del diseño de mejora, por este motivo se realizan los presupuestos que no incluyen estos tramos de tubería, sin embargo, han pasado 19 años desde la implantación de la conducción actual y además, por el análisis de la conducción realizado en la sección 4.1.3 se demostró que el sistema no funciona al 100% por falencias en presiones y velocidad principalmente, por este motivo se recomienda cambiar todas las tuberías de la conducción y se realizan los presupuestos incluidas todas las tuberías.

Se plantearon los siguientes casos de presupuestos para cada escenario:

1. Caso 1: Presupuesto completo
2. Caso2: Presupuesto conservando tuberías instaladas útiles para el nuevo diseño

En este tipo de proyectos generalmente los habitantes de la comunidad apoyan con la mano de obra, por este motivo en cada caso se analiza también el presupuesto sin considerar la mano de obra ni costos indirectos. En el ANEXO L se encuentran los análisis de precios

unitarios para los materiales que contemplan la mano de obra y en el ANEXO M los precios sin mano de obra y sin indirectos.

4.2.5.1 Presupuesto escenario 1

Caso 1: en el presupuesto referencial de la Tabla 4.63 se considera el costo de todas las tuberías para la mejora del sistema y el costo de la mano de obra.

Tabla 4.63 Presupuesto completo con mano de obra, escenario 1

PROPUESTA CASO 1					
Presupuesto Referencial con la mano de obra					
No.	Descripción	U	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 128,750.18
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	1,956.50	\$ 1.26	\$ 2,465.19
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	1,735.50	\$ 7.65	\$ 13,276.58
3	Replanteo y nivelación	m ²	1,956.50	\$ 1.94	\$ 3,795.61
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	1,735.50	\$ 6.64	\$ 11,523.72
5	Cama de arena	m ²	1,956.50	\$ 2.66	\$ 5,204.29
Tuberías y Válvulas					
6	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.63MPA	M	799.34	\$ 7.89	\$ 6,306.79
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA	m	39.72	\$ 9.60	\$ 381.31
8	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA	m	317.8	\$ 9.18	\$ 2,917.40
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA	m	767.4	\$ 10.60	\$ 8,134.44
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA	m	997.1	\$ 11.14	\$ 11,107.69
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA	m	1,323.70	\$ 15.31	\$ 20,265.85
12	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA	m	2,296.50	\$ 14.62	\$ 33,574.83
Válvulas					
13	Válvula de cierre 90 mm	u	3	\$ 233.75	\$ 701.25
14	Válvula ventosa	u	14	\$ 75.43	\$ 1,056.02
15	Válvula de purga	u	2	\$ 115.89	\$ 231.78
16	Válvula reguladora de caudal 90 mm	u	1	\$ 7,807.43	\$ 7,807.43
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 14,089.33
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	218.1	\$ 1.26	\$ 274.81
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	274.8	\$ 7.65	\$ 2,102.22
3	Replanteo y nivelación	m ²	218	\$ 1.94	\$ 422.92
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	274.80	\$ 6.64	\$ 1,824.67
5	Cama de arena	m ²	218.00	\$ 2.66	\$ 579.88
Tuberías y Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
7	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
8	Válvula ventosa	u	1	\$ 75.43	\$ 75.43
9	Válvula de purga	u	1	\$ 115.89	\$ 115.89
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA	m	306.6	\$ 6.06	\$ 1,858.00
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA	m	42.4	\$ 8.77	\$ 371.85
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA	m	121.2	\$ 4.43	\$ 536.92

13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA	m	127.4	\$	7.85	\$	1,000.09
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Corona Real						\$	7,324.38
	Obra civil						
1	Desbroce y limpieza	m ²	75.8	\$	1.26	\$	95.51
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	86.78	\$	7.65	\$	663.87
3	Replanteo y nivelación	m ²	75.8	\$	1.94	\$	147.05
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	86.78	\$	6.64	\$	576.22
5	Cama de arena	m ²	75.80	\$	2.66	\$	201.63
	Válvulas						
6	Válvula de cierre 40 mm	u	1	\$	59.61	\$	59.61
7	Válvula ventosa	u	1	\$	75.43	\$	75.43
8	Válvula de purga	u	1	\$	115.89	\$	115.89
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$	4,807.43	\$	4,807.43
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE						
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA	m	325	\$	1.79	\$	581.75
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro						\$	17,083.61
	Obra civil						
1	Desbroce y limpieza	m ²	390.6	\$	1.26	\$	492.16
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	347.6	\$	7.65	\$	2,659.14
3	Replanteo y nivelación	m ²	390.6	\$	1.94	\$	757.76
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	347.60	\$	6.64	\$	2,308.06
5	Cama de arena	m ²	390.60	\$	2.66	\$	1,039.00
	Válvulas						
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$	59.61	\$	119.22
7	Válvula ventosa	u	3	\$	75.43	\$	226.29
8	Válvula de purga	u	5	\$	115.89	\$	579.45
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$	4,807.43	\$	4,807.43
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE						
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA	m	568.90	\$	4.83	\$	2,747.79
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA	m	582.2	\$	1.79	\$	1,042.14
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.6MPA	m	34.5	\$	1.84	\$	63.48
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 2.00MPA	m	116.2	\$	2.08	\$	241.70
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Rumipamba						\$	23,836.18
	Obra civil						
1	Desbroce y limpieza	m ²	565.3	\$	1.26	\$	712.28
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	555.2	\$	7.65	\$	4,247.28
3	Replanteo y nivelación	m ²	565.3	\$	1.94	\$	1,096.68
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	555.20	\$	6.64	\$	3,686.53
5	Cama de arena	m ²	565.30	\$	2.66	\$	1,503.70
	Válvulas						
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$	59.61	\$	119.22
7	Válvula ventosa	u	4	\$	75.43	\$	301.72
8	Válvula de purga	u	7	\$	115.89	\$	811.23
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE						
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA	m	521	\$	5.99	\$	3,120.79
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA	m	209.7	\$	8.71	\$	1,826.49
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.25MPA	m	802.4	\$	4.09	\$	3,281.82
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.60MPA	m	63.4	\$	4.12	\$	261.21
14	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.60MPA	m	482.7	\$	5.94	\$	2,867.24
Total						\$	191,083.67

Caso 1: en la Tabla 4.64 se encuentra el presupuesto referencial que considera el costo de todas las tuberías para la mejora del sistema sin el costo de la mano de obra.

Tabla 4.64 Presupuesto completo sin mano de obra, escenario 1

PROPUESTA CASO 1					
Presupuesto referencial sin la mano de obra					
No.	Descripción	U	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$78,406.26
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	1,956.50	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	1,735.50	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	1,956.50	\$ 0.49	\$ 958.69
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	1,735.50	\$ 5.23	\$ 9,076.67
5	Cama de arena SMO	m ²	1,956.50	\$ 1.65	\$ 3,228.23
Tuberías					
6	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.63 MPA SMO	m	39.72	\$ 4.12	\$ 163.65
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA SMO	m	39.72	\$ 5.88	\$ 233.55
8	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA SMO	m	317.8	\$ 7.13	\$ 2,265.91
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA SMO	m	767.4	\$ 8.24	\$ 6,323.38
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA SMO	m	997.1	\$ 8.69	\$ 8,664.80
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA SMO	m	1,323.70	\$ 12.16	\$16,096.19
12	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA SMO	m	2,296.50	\$ 10.17	\$23,355.41
Válvulas					
13	Válvula reguladora de caudal 90 mm SMO	u	1	\$ 6,500.00	\$ 6,500.00
14	Válvula de purga SMO	u	2	\$ 90.38	\$ 180.76
15	Válvula ventosa SMO	u	14	\$ 56.66	\$ 793.24
16	Válvula de cierre 90 mm SMO	u	3	\$ 188.60	\$ 565.80
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 7,299.72
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	218.1	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	274.8	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	218	\$ 0.49	\$ 106.82
4	Cama de arena SMO	m ²	259.90	\$ 1.65	\$ 428.84
5	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	218.00	\$ 5.23	\$ 1,140.14
Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
7	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
Tuberías					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA SMO	m	42.2	\$ 2.93	\$ 123.65
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA SMO	m	42.2	\$ 5.19	\$ 219.02
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA SMO	m	121.2	\$ 3.32	\$ 402.38
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA SMO	m	127.4	\$ 4.42	\$ 563.11
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Corona Real					\$ 5,278.36
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	75.8	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	86.78	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	75.8	\$ 0.49	\$ 37.14

4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	86.78	\$ 5.23	\$ 453.86
5	Cama de arena SMO	m ²	75.80	\$ 1.65	\$ 125.07
	Válvulas				\$ -
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	1	\$ 43.48	\$ 43.48
7	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				\$ -
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA SMO	m	325	\$ 1.20	\$ 390.00
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitoluisa Centro					\$ 9,784.76
	Obra civil				\$ -
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	390.6	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	347.6	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	390.6	\$ 0.49	\$ 191.39
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	347.60	\$ 5.23	\$ 1,817.95
5	Cama de arena SMO	m ²	390.60	\$ 1.65	\$ 644.49
	Válvulas				\$ -
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
7	Válvula de purga SMO	u	3	\$ 90.38	\$ 271.14
8	Válvula ventosa SMO	u	5	\$ 138.43	\$ 692.15
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				\$ -
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA SMO	m	568.90	\$ 2.06	\$ 1,171.93
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA SMO	m	582.2	\$ 1.20	\$ 698.64
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.6MPA SMO	m	34.5	\$ 1.24	\$ 42.78
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 2.00MPA SMO	m	116.2	\$ 1.44	\$ 167.33
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Rumipamba					\$12,033.79
	Obra civil				\$ -
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	565.3	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	555.2	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	565.3	\$ 0.49	\$ 277.00
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	555.20	\$ 5.23	\$ 2,903.70
5	Cama de arena SMO	m ²	565.30	\$ 1.65	\$ 932.75
	Válvulas				\$ -
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
7	Válvula ventosa SMO	u	4	\$ 138.43	\$ 553.72
8	Válvula de purga SMO	u	7	\$ 90.38	\$ 632.66
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				\$ -
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA	m	521	\$ 2.93	\$ 1,526.53
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.8MPA	m	209.7	\$ 5.19	\$ 1,088.34
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.25MPA	m	802.4	\$ 3.05	\$ 2,447.32
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.60MPA	m	63.4	\$ 3.07	\$ 194.64
14	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.60MPA	m	482.7	\$ 2.88	\$ 1,390.18
Total					\$ 108,087.64

Caso2: en la Tabla 4.65 se encuentra el presupuesto referencial que considera el costo para la mejora del sistema sin cambiar tramos de tubería que se pueden aprovechar de la conducción actual y el costo de la mano de obra.

Tabla 4.65 Presupuesto caso 2 con mano de obra, escenario 1

PROPUESTA CASO 2					
Presupuesto Referencial con la mano de obra					
No.	Descripción	U	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 122,443.39
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	1,956.50	\$ 1.26	\$ 2,465.19
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	1,735.50	\$ 7.65	\$ 13,276.58
3	Replanteo y nivelación	m ²	1,956.50	\$ 1.94	\$ 3,795.61
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	1,735.50	\$ 6.64	\$ 11,523.72
5	Cama de arena	m ²	1,956.50	\$ 2.66	\$ 5,204.29
Tuberías y Válvulas					
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA	m	39.72	\$ 9.60	\$ 381.31
8	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA	m	317.8	\$ 9.18	\$ 2,917.40
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA	m	767.4	\$ 10.60	\$ 8,134.44
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA	m	997.1	\$ 11.14	\$ 11,107.69
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA	m	1323.7	\$ 15.31	\$ 20,265.85
12	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA	m	2296.5	\$ 14.62	\$ 33,574.83
13	Válvula de cierre 90 mm	u	3	\$ 233.75	\$ 701.25
14	Válvula ventosa	u	14	\$ 75.43	\$ 1,056.02
15	Válvula de purga	u	2	\$ 115.89	\$ 231.78
16	Válvula reguladora de caudal 90 mm	u	1	\$ 7,807.43	\$ 7,807.43
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 12,231.32
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	218.1	\$ 1.26	\$ 274.81
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	274.8	\$ 7.65	\$ 2,102.22
3	Replanteo y nivelación	m ²	218	\$ 1.94	\$ 422.92
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	274.8	\$ 6.64	\$ 1,824.67
5	Cama de arena	m ²	218	\$ 2.66	\$ 579.88
Tuberías y Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
7	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
8	Válvula ventosa	u	1	\$ 75.43	\$ 75.43
9	Válvula de purga	u	1	\$ 115.89	\$ 115.89
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE					
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA	m	42.4	\$ 8.77	\$ 371.85
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA	m	121.2	\$ 4.43	\$ 536.92
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA	m	127.4	\$ 7.85	\$ 1,000.09
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Corona Real					\$ 7,324.38
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	75.8	\$ 1.26	\$ 95.51
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	86.78	\$ 7.65	\$ 663.87
3	Replanteo y nivelación	m ²	75.8	\$ 1.94	\$ 147.05
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	86.78	\$ 6.64	\$ 576.22

5	Cama de arena	m ²	75.8	\$ 2.66	\$ 201.63
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm	u	1	\$ 59.61	\$ 59.61
7	Válvula ventosa	u	1	\$ 75.43	\$ 75.43
8	Válvula de purga	u	1	\$ 115.89	\$ 115.89
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA	m	325	\$ 1.79	\$ 581.75
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro					\$ 14,335.82
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	390.6	\$ 1.26	\$ 492.16
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	347.6	\$ 7.65	\$ 2,659.14
3	Replanteo y nivelación	m ²	390.6	\$ 1.94	\$ 757.76
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	347.6	\$ 6.64	\$ 2,308.06
5	Cama de arena	m ²	390.6	\$ 2.66	\$ 1,039.00
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
7	Válvula ventosa	u	3	\$ 75.43	\$ 226.29
8	Válvula de purga	u	5	\$ 115.89	\$ 579.45
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA	m	582.2	\$ 1.79	\$ 1,042.14
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.6MPA	m	34.5	\$ 1.84	\$ 63.48
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 2.00MPA	m	116.2	\$ 2.08	\$ 241.70
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Rumipamba					\$ 23,836.18
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	565.3	\$ 1.26	\$ 712.28
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	555.2	\$ 7.65	\$ 4,247.28
3	Replanteo y nivelación	m ²	565.3	\$ 1.94	\$ 1,096.68
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	555.2	\$ 6.64	\$ 3,686.53
5	Cama de arena	m ²	565.3	\$ 2.66	\$ 1,503.70
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
7	Válvula ventosa	u	4	\$ 75.43	\$ 301.72
8	Válvula de purga	u	7	\$ 115.89	\$ 811.23
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA	m	521	\$ 5.99	\$ 3,120.79
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA	m	209.7	\$ 8.71	\$ 1,826.49
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.25MPA	m	802.4	\$ 4.09	\$ 3,281.82
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.60MPA	m	63.4	\$ 4.12	\$ 261.21
14	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.60MPA	m	482.7	\$ 5.94	\$ 2,867.24
Total					\$ 180,171.10

Caso 2: en el presupuesto referencial de la Tabla 4.66 considera el costo para la mejora del sistema sin cambiar tramos de tubería que se pueden aprovechar de la conducción actual sin el costo de la mano de obra.

Tabla 4.66 Presupuesto caso 2 sin mano de obra, escenario 1

PROPUESTA CASO1					
Presupuesto Referencial con la mano de obra					
No.	Descripción	U	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 78,242.63
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	1,956.50	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	1,735.50	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	1,956.50	\$ 0.49	\$ 958.69
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	1,735.50	\$ 5.23	\$ 9,076.67
5	Cama de arena SMO	m ²	1,956.50	\$ 1.65	\$ 3,228.23
Tuberías					
6	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA SMO	m	39.72	\$ 5.88	\$ 233.55
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA SMO	m	317.8	\$ 7.13	\$ 2,265.91
8	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA SMO	m	767.4	\$ 8.24	\$ 6,323.38
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA SMO	m	997.1	\$ 8.69	\$ 8,664.80
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA SMO	m	1,323.70	\$ 12.16	\$ 16,096.19
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA SMO	m	2,296.50	\$ 10.17	\$ 23,355.41
Válvulas					
12	Válvula reguladora de caudal 90 mm SMO	u	1	\$ 6,500.00	\$ 6,500.00
13	Válvula de purga SMO	u	2	\$ 90.38	\$ 180.76
14	Válvula ventosa SMO	u	14	\$ 56.66	\$ 793.24
15	Válvula de cierre 90 mm SMO	u	3	\$ 188.60	\$ 565.80
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 7,176.08
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	218.1	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	274.8	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	218	\$ 0.49	\$ 106.82
4	Cama de arena SMO	m ²	259.9	\$ 1.65	\$ 428.84
5	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	218	\$ 5.23	\$ 1,140.14
Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
7	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
Tuberías					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA SMO	m	42.2	\$ 5.19	\$ 219.02
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA SMO	m	121.2	\$ 3.32	\$ 402.38
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA SMO	m	127.4	\$ 4.42	\$ 563.11
Tramo 3 Tanque distribuidor - Corona Real					\$ 5,278.36
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	75.8	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	86.78	\$ -	\$ -

3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	75.8	\$	0.49	\$	37.14
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	86.78	\$	5.23	\$	453.86
5	Cama de arena SMO	m ²	75.8	\$	1.65	\$	125.07
	Válvulas						
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	1	\$	43.48	\$	43.48
7	Válvula de purga SMO	u	1	\$	90.38	\$	90.38
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$	138.43	\$	138.43
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$	4,000.00	\$	4,000.00
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE						
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA SMO	m	325	\$	1.20	\$	390.00
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro							\$ 8,612.83
	Obra civil						
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	390.6	\$	-	\$	-
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	347.6	\$	-	\$	-
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	390.6	\$	0.49	\$	191.39
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	347.6	\$	5.23	\$	1,817.95
5	Cama de arena SMO	m ²	390.6	\$	1.65	\$	644.49
	Válvulas						
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$	43.48	\$	86.96
7	Válvula de purga SMO	u	3	\$	90.38	\$	271.14
8	Válvula ventosa SMO	u	5	\$	138.43	\$	692.15
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$	4,000.00	\$	4,000.00
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE						
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.25MPA SMO	m	582.2	\$	1.20	\$	698.64
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 1.6MPA SMO	m	34.5	\$	1.24	\$	42.78
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 32mm 2.00MPA SMO	m	116.2	\$	1.44	\$	167.33
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro							\$ 12,033.80
	Obra civil						
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	565.3	\$	-	\$	-
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	555.2	\$	-	\$	-
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	565.3	\$	0.49	\$	277.00
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	555.2	\$	5.23	\$	2,903.70
5	Cama de arena SMO	m ²	565.3	\$	1.65	\$	932.75
	Válvulas						
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$	43.48	\$	86.96
7	Válvula ventosa SMO	u	4	\$	138.43	\$	553.72
8	Válvula de purga SMO	u	7	\$	90.38	\$	632.66
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE						
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA	m	521	\$	2.93	\$	1,526.53
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.8MPA	m	209.7	\$	5.19	\$	1,088.34
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.25MPA	m	802.4	\$	3.05	\$	2,447.32
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 1.60MPA	m	63.4	\$	3.07	\$	194.64
14	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.60MPA	m	482.7	\$	2.88	\$	1,390.18
Total							\$ 106,628.45

Como resumen se presenta la Tabla 4.67, en donde se muestran los totales de los presupuestos de la Tabla 4.63, Tabla 4.64, Tabla 4.65 y Tabla 4.66, en donde se indican los porcentajes de ahorro que se tiene cuando no se considera la mano de obra, por otro lado, el porcentaje que se puede conservar si se mantienen tramos de tuberías ya instalada.

Tabla 4.67 Análisis de presupuestos para el escenario 1

	Con mano de obra	Sin mano de obra	% de diferencia (Con y sin mano de obra)
Caso 1	\$ 191,083.67	\$ 108,087.64	43.4%
Caso 2	\$ 180,171.10	\$ 106,628.45	40.8%
% diferencia (Caso 1 y caso 2)	6%	1%	

Como vemos en la tabla anterior la diferencia entre la construcción incluida la mano de obra y sin mano de obra representa el 42% del presupuesto, este porcentaje se puede considerar que no será parte de los gastos en la construcción de la conducción, por otro lado, se tiene la posibilidad de mantener la tubería ya instala y que sea parte del nuevo diseño pero vemos que el porcentaje de diferencia en el de costo es muy bajo del 1% si no se considera la mano de obra. Si se considera un período de diseño de 30 años en la conducción actual desde el año 2001, los años que le quedan a la conducción son de 11 años y como se vio en la sección 4.1 el sistema no cumple con los requerimientos mínimos de velocidad y presión por estos motivos se recomienda cambiar toda la tubería.

4.2.5.2 Escenario 2

El escenario 2 considera que la repartición de caudal hacia todos los barrios es igual sin considerar la población de servicio.

Caso 1: Presupuesto completo

En la Tabla 4.68 se encuentra el presupuesto referencial considera el costo de todas las tuberías para la mejora del sistema con el costo de la mano de obra.

Tabla 4.68 Presupuesto completo con mano de obra, escenario 2

PROPUESTA CASO 1					
Presupuesto referencial con la mano de obra					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 128,750.18
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	1,956.50	\$ 1.26	\$ 2,465.19
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	1,735.50	\$ 7.65	\$ 13,276.58
3	Replanteo y nivelación	m ²	1,956.50	\$ 1.94	\$ 3,795.61
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	1,735.50	\$ 6.64	\$ 11,523.72
5	Cama de arena	m ²	1,956.50	\$ 2.66	\$ 5,204.29
Tuberías y Válvulas					
6	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.63MPA	m	799.34	\$ 7.89	\$ 6,306.79
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA	m	39.72	\$ 9.60	\$ 381.31
8	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA	m	317.8	\$ 9.18	\$ 2,917.40
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA	m	767.4	\$ 10.60	\$ 8,134.44
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA	m	997.1	\$ 11.14	\$ 11,107.69
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA	m	1,323.70	\$ 15.31	\$ 20,265.85
12	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA	m	2,296.50	\$ 14.62	\$ 33,574.83
Válvulas					
13	Válvula de cierre 90 mm	u	3	\$ 233.75	\$ 701.25
14	Válvula ventosa	u	14	\$ 75.43	\$ 1,056.02
15	Válvula de purga	u	2	\$ 115.89	\$ 231.78
16	Válvula reguladora de caudal 90 mm	u	1	\$ 7,807.43	\$ 7,807.43
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 14,089.33
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	218.1	\$ 1.26	\$ 274.81
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	274.8	\$ 7.65	\$ 2,102.22
3	Replanteo y nivelación	m ²	218	\$ 1.94	\$ 422.92
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	274.80	\$ 6.64	\$ 1,824.67
5	Cama de arena	m ²	218.00	\$ 2.66	\$ 579.88
Tuberías y Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
7	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
8	Válvula ventosa	u	1	\$ 75.43	\$ 75.43
9	Válvula de purga	u	1	\$ 115.89	\$ 115.89
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA	m	306.6	\$ 6.06	\$ 1,858.00
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA	m	42.4	\$ 8.77	\$ 371.85
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA	m	121.2	\$ 4.43	\$ 536.92
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA	m	127.4	\$ 7.85	\$ 1,000.09
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Corona Real					\$ 27,803.67
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza	m ²	75.8	\$ 1.26	\$ 95.51
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	86.78	\$ 7.65	\$ 663.87
3	Replanteo y nivelación	m ²	75.8	\$ 1.94	\$ 147.05
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	86.78	\$ 6.64	\$ 576.22
5	Cama de arena	m ²	75.80	\$ 2.66	\$ 201.63
Válvulas					

6	Válvula de cierre 40 mm	u	1	\$	59.61	\$	59.61
7	Válvula ventosa	u	1	\$	75.43	\$	75.43
8	Válvula de purga	u	1	\$	115.89	\$	115.89
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$	4,807.43	\$	4,807.43
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE							
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA	m	62.1	\$	4.89	\$	303.67
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA	m	72.4	\$	5.19	\$	375.76
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 0.80MPA	m	190	\$	3.57	\$	678.30
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro							\$ 19,703.31
Obra civil							
1	Desbroce y limpieza	m ²	390.6	\$	1.26	\$	492.16
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	347.6	\$	7.65	\$	2,659.14
3	Replanteo y nivelación	m ²	390.6	\$	1.94	\$	757.76
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	347.60	\$	6.64	\$	2,308.06
5	Cama de arena	m ²	390.60	\$	2.66	\$	1,039.00
Válvulas							
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$	59.61	\$	119.22
7	Válvula ventosa	u	3	\$	75.43	\$	226.29
8	Válvula de purga	u	5	\$	115.89	\$	579.45
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$	4,807.43	\$	4,807.43
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE							
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA	m	1,107.00	\$	4.89	\$	5,413.23
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA	m	44.1	\$	5.19	\$	228.88
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA	m	34.5	\$	6.00	\$	207.00
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 2.00MPA	m	116.2	\$	7.45	\$	865.69
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Rumipamba							\$ 23,102.49
Obra civil							
1	Desbroce y limpieza	m ²	565.3	\$	1.26	\$	712.28
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	555.2	\$	7.65	\$	4,247.28
3	Replanteo y nivelación	m ²	565.3	\$	1.94	\$	1,096.68
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	555.20	\$	6.64	\$	3,686.53
5	Cama de arena	m ²	565.30	\$	2.66	\$	1,503.70
Válvulas							
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$	59.61	\$	119.22
7	Válvula ventosa	u	4	\$	75.43	\$	301.72
8	Válvula de purga	u	7	\$	115.89	\$	811.23
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE							
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA	m	893.47	\$	4.89	\$	4,369.07
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA	m	407.5	\$	5.19	\$	2,114.93
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA	m	546	\$	6.00	\$	3,276.00
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA	m	195	\$	4.43	\$	863.85
Total							\$ 213,448.97

En la Tabla 4.69 se encuentra el presupuesto referencial que considera el costo de todas las tuberías para la mejora del sistema sin el costo de la mano de obra.

Tabla 4.69 Presupuesto completo sin mano de obra, escenario 2

PROPUESTA CASO 1					
Presupuesto Referencial con la mano de Obra					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pallacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 78,406.26
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	1,956.50	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	1,735.50	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	1,956.50	\$ 0.49	\$ 958.69
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	1,735.50	\$ 5.23	\$ 9,076.67
5	Cama de arena SMO	m ² m2	1,956.50	\$ 1.65	\$ 3,228.23
Tuberías					
6	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.63 MPA SMO	m	39.72	\$ 4.12	\$ 163.65
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA SMO	m	39.72	\$ 5.88	\$ 233.55
8	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA SMO	m	317.8	\$ 7.13	\$ 2,265.91
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA SMO	m	767.4	\$ 8.24	\$ 6,323.38
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA SMO	m	997.1	\$ 8.69	\$ 8,664.80
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA SMO	m	1,323.70	\$ 12.16	\$ 16,096.19
12	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA SMO	m	2,296.50	\$ 10.17	\$ 23,355.41
Válvulas					
13	Válvula reguladora de caudal 90 mm SMO	u	1	\$ 6,500.00	\$ 6,500.00
14	Válvula de purga SMO	u	2	\$ 90.38	\$ 180.76
15	Válvula ventosa SMO	u	14	\$ 56.66	\$ 793.24
16	Válvula de cierre 90 mm SMO	u	3	\$ 188.60	\$ 565.80
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 7,299.72
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	218.1	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	274.8	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	218	\$ 0.49	\$ 106.82
4	Cama de arena SMO	m ²	259.90	\$ 1.65	\$ 428.84
5	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	218.00	\$ 5.23	\$ 1,140.14
Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
7	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
Tuberías					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.63MPA SMO	m	42.2	\$ 2.93	\$ 123.65
5.19	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA SMO	m	42.2	\$ 5.19	\$ 219.02
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA SMO	m	121.2	\$ 3.32	\$ 402.38
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA SMO	m	127.4	\$ 4.42	\$ 563.11
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Corona Real					\$ 5,678.26
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	75.8	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m3	86.78	\$ -	\$ -

3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	75.8	\$ 0.49	\$ 37.14
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	86.78	\$ 5.23	\$ 453.86
5	Cama de arena SMO	m ²	75.80	\$ 1.65	\$ 125.07
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	1	\$ 43.48	\$ 43.48
7	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA	m	62.1	\$ 2.06	\$ 127.93
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA SMO	m	72.4	\$ 2.32	\$ 167.97
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 0.80MPA SMO	m	190	\$ 2.60	\$ 494.00
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro					\$ 11,114.19
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	390.6	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	347.6	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	390.6	\$ 0.49	\$ 191.39
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	347.60	\$ 5.23	\$ 1,817.95
5	Cama de arena SMO	m ²	390.60	\$ 1.65	\$ 644.49
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
7	Válvula de purga SMO	u	3	\$ 90.38	\$ 271.14
8	Válvula ventosa SMO	u	5	\$ 138.43	\$ 692.15
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA SMO	m	1,107.00	\$ 2.06	\$ 2,280.42
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA SMO	m	62.1	\$ 2.32	\$ 144.07
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA SMO	m	72.4	\$ 2.88	\$ 208.51
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 2.00MPA SMO	m	190	\$ 4.09	\$ 777.10
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Rumipamba					\$ 10,832.48
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	565.3	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	555.2	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	565.3	\$ 0.49	\$ 277.00
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	555.20	\$ 5.23	\$ 2,903.70
5	Cama de arena SMO	m ²	565.30	\$ 1.65	\$ 932.75
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
7	Válvula ventosa SMO	u	4	\$ 138.43	\$ 553.72
8	Válvula de purga SMO	u	7	\$ 90.38	\$ 632.66
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA SMO	m	1107	\$ 2.06	\$ 2,280.42
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA SMO	m	407.5	\$ 2.32	\$ 945.40
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA SMO	m	546	\$ 2.88	\$ 1,572.48
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA SMO	m	195	\$ 3.32	\$ 647.40
Total					\$ 108,215.75

Caso2: Presupuesto conservando tuberías instaladas útiles para el nuevo diseño

En la Tabla 4.70 se encuentra el presupuesto referencial que considera el costo para la mejora del sistema sin cambiar tramos de tubería que se pueden aprovechar de la conducción actual y el costo de la mano de obra.

Tabla 4.70 Presupuesto caso 2 con mano de obra, escenario 2

PROPUESTA CASO 2					
Presupuesto Referencial sin la mano de obra					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 122,443.39
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	1,956.50	\$ 1.26	\$ 2,465.19
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	1,735.50	\$ 7.65	\$ 13,276.58
3	Replanteo y nivelación	m ²	1,956.50	\$ 1.94	\$ 3,795.61
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	1,735.50	\$ 6.64	\$ 11,523.72
5	Cama de arena	m ²	1,956.50	\$ 2.66	\$ 5,204.29
	Tuberías y Válvulas				
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA	m	39.72	\$ 9.60	\$ 381.31
8	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA	m	317.8	\$ 9.18	\$ 2,917.40
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA	m	767.4	\$ 10.60	\$ 8,134.44
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA	m	997.1	\$ 11.14	\$ 11,107.69
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA	m	1323.7	\$ 15.31	\$ 20,265.85
12	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA	m	2296.5	\$ 14.62	\$ 33,574.83
13	Válvula de cierre 90 mm	u	3	\$ 233.75	\$ 701.25
14	Válvula ventosa	u	14	\$ 75.43	\$ 1,056.02
15	Válvula de purga	u	2	\$ 115.89	\$ 231.78
16	Válvula reguladora de caudal 90 mm	u	1	\$ 7,807.43	\$ 7,807.43
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 12,231.32
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	218.1	\$ 1.26	\$ 274.81
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	274.8	\$ 7.65	\$ 2,102.22
3	Replanteo y nivelación	m ²	218	\$ 1.94	\$ 422.92
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	274.8	\$ 6.64	\$ 1,824.67
5	Cama de arena	m ²	218	\$ 2.66	\$ 579.88
	Tuberías y Válvulas				
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
7	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
8	Válvula ventosa	u	1	\$ 75.43	\$ 75.43
9	Válvula de purga	u	1	\$ 115.89	\$ 115.89
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA	m	42.4	\$ 8.77	\$ 371.85
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA	m	121.2	\$ 4.43	\$ 536.92
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA	m	127.4	\$ 7.85	\$ 1,000.09
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Corona Real					\$ 22,086.77

	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	75.8	\$ 1.26	\$ 95.51
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	86.78	\$ 7.65	\$ 663.87
3	Replanteo y nivelación	m ²	75.8	\$ 1.94	\$ 147.05
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	86.78	\$ 6.64	\$ 576.22
5	Cama de arena	m ²	75.8	\$ 2.66	\$ 201.63
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm	u	1	\$ 59.61	\$ 59.61
7	Válvula ventosa	u	1	\$ 75.43	\$ 75.43
8	Válvula de purga	u	1	\$ 115.89	\$ 115.89
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA	m	72.4	\$ 5.19	\$ 375.76
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 0.80MPA	m	190	\$ 3.57	\$ 678.30
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro					\$ 14,290.08
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	390.6	\$ 1.26	\$ 492.16
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	347.6	\$ 7.65	\$ 2,659.14
3	Replanteo y nivelación	m ²	390.6	\$ 1.94	\$ 757.76
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	347.6	\$ 6.64	\$ 2,308.06
5	Cama de arena	m ²	390.6	\$ 2.66	\$ 1,039.00
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
7	Válvula ventosa	u	3	\$ 75.43	\$ 226.29
8	Válvula de purga	u	5	\$ 115.89	\$ 579.45
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm	u	1	\$ 4,807.43	\$ 4,807.43
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA	m	44.1	\$ 5.19	\$ 228.88
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA	m	34.5	\$ 6.00	\$ 207.00
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 2.00MPA	m	116.2	\$ 7.45	\$ 865.69
Tramo 3 Tanque distribuidor - Luisa Rumipamba					\$ 18,733.41
	Obra civil				
1	Desbroce y limpieza	m ²	565.3	\$ 1.26	\$ 712.28
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra	m ³	555.2	\$ 7.65	\$ 4,247.28
3	Replanteo y nivelación	m ²	565.3	\$ 1.94	\$ 1,096.68
4	Relleno compactado con material del sitio	m ³	555.2	\$ 6.64	\$ 3,686.53
5	Cama de arena	m ²	565.3	\$ 2.66	\$ 1,503.70
	Válvulas				
6	Válvula de cierre 40 mm	u	2	\$ 59.61	\$ 119.22
7	Válvula ventosa	u	4	\$ 75.43	\$ 301.72
8	Válvula de purga	u	7	\$ 115.89	\$ 811.23
	INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE				
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA	m	407.5	\$ 5.19	\$ 2,114.93
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA	m	546	\$ 6.00	\$ 3,276.00
13	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA	m	195	\$ 4.43	\$ 863.85
Total					\$ 189,784.97

En la Tabla 4.71 se encuentra el presupuesto referencial que considera el costo para la mejora del sistema sin cambiar tramos de tubería que se pueden aprovechar de la conducción actual sin el costo de la mano de obra.

Tabla 4.71 Presupuesto caso 2 sin mano de obra, escenario 2

PROPUESTA CASO 2					
Presupuesto referencial sin la mano de obra					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Precio total
Tramo 1 Fuente Pailacocha - Tanque Rompe presiones					\$ 78,242.63
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	1,956.50	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	1,735.50	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	1,956.50	\$ 0.49	\$ 958.69
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	1,735.50	\$ 5.23	\$ 9,076.67
5	Cama de arena SMO	m ²	1,956.50	\$ 1.65	\$ 3,228.23
Tuberías					
6	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 0.80MPA SMO	m	39.72	\$ 5.88	\$ 233.55
7	Tubería PVC Agua Potable E/C 90mm 1.00MPA SMO	m	317.8	\$ 7.13	\$ 2,265.91
8	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.25MPA SMO	m	767.4	\$ 8.24	\$ 6,323.38
9	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 1.60MPA SMO	m	997.1	\$ 8.69	\$ 8,664.80
10	Tubería PVC Agua Potable U/E 90mm 2.00MPA SMO	m	1,323.70	\$ 12.16	\$ 16,096.19
11	Tubería PVC Agua Potable U/E 110mm 1.25MPA SMO	m	2,296.50	\$ 10.17	\$ 23,355.41
Válvulas					
12	Válvula reguladora de caudal 90 mm SMO	u	1	\$ 6,500.00	\$ 6,500.00
13	Válvula de purga SMO	u	2	\$ 90.38	\$ 180.76
14	Válvula ventosa SMO	u	14	\$ 56.66	\$ 793.24
15	Válvula de cierre 90 mm SMO	u	3	\$ 188.60	\$ 565.80
Tramo 2 Tanque rompe presiones - Tanque distribuidor					\$ 7,176.08
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	218.1	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	274.8	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	218	\$ 0.49	\$ 106.82
4	Cama de arena SMO	m ²	259.9	\$ 1.65	\$ 428.84
5	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	218	\$ 5.23	\$ 1,140.14
Válvulas					
6	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
7	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
Tuberías					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 0.80MPA SMO	m	42.2	\$ 5.19	\$ 219.02
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA SMO	m	121.2	\$ 3.32	\$ 402.38
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.25MPA SMO	m	127.4	\$ 4.42	\$ 563.11
Tramo 3 Tanque distribuidor - Corona Real					
Obra Civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	75.8	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	86.78	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	75.8	\$ 0.49	\$ 37.14

4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	86.78	\$ 5.23	\$ 453.86
5	Cama de arena SMO	m ²	75.8	\$ 1.65	\$ 125.07
Válvulas					
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	1	\$ 43.48	\$ 43.48
7	Válvula de purga SMO	u	1	\$ 90.38	\$ 90.38
8	Válvula ventosa SMO	u	1	\$ 138.43	\$ 138.43
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA SMO	m	72.4	\$ 2.32	\$ 167.97
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 0.80MPA SMO	m	190	\$ 2.60	\$ 494.00
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro					\$ 8,493.98
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	390.6	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	347.6	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	390.6	\$ 0.49	\$ 191.39
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	347.6	\$ 5.23	\$ 1,817.95
5	Cama de arena SMO	m ²	390.6	\$ 1.65	\$ 644.49
Válvulas					
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
7	Válvula de purga SMO	u	3	\$ 90.38	\$ 271.14
8	Válvula ventosa SMO	u	5	\$ 138.43	\$ 692.15
9	Válvula reguladora de caudal 40 mm SMO	u	1	\$ 4,000.00	\$ 4,000.00
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE					
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.00MPA SMO	m	62.1	\$ 2.06	\$ 127.93
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA SMO	m	72.4	\$ 2.32	\$ 167.97
12	Tubería PVC Agua Potable E/C 50mm 0.80MPA SMO	m	190	\$ 2.60	\$ 494.00
Tramo 3 Tanque distribuidor - Nitiluisa Centro					
Obra civil					
1	Desbroce y limpieza - SMO	m ²	565.3	\$ -	\$ -
2	Excavación a cielo abierto a mano en tierra SMO	m ³	555.2	\$ -	\$ -
3	Replanteo y nivelación SMO	m ²	565.3	\$ 0.49	\$ 277.00
4	Relleno compactado con material del sitio SMO	m ³	555.2	\$ 5.23	\$ 2,903.70
5	Cama de arena SMO	m ²	565.3	\$ 1.65	\$ 932.75
Válvulas					
6	Válvula de cierre 40 mm SMO	u	2	\$ 43.48	\$ 86.96
7	Válvula ventosa SMO	u	4	\$ 138.43	\$ 553.72
8	Válvula de purga SMO	u	7	\$ 90.38	\$ 632.66
INFRAESTRUCTURA AGUA POTABLE					
9	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.25MPA SMO	m	407.5	\$ 2.32	\$ 945.40
10	Tubería PVC Agua Potable E/C 40mm 1.6MPA SMO	m	546	\$ 2.88	\$ 1,572.48
11	Tubería PVC Agua Potable E/C 63mm 1.00MPA SMO	m	195	\$.32	\$ 647.40
				Total	\$ 103,027.87

Como resumen se presenta la Tabla 4.72, en donde se muestran los totales de los presupuestos de la Tabla 4.68, Tabla 4.69, Tabla 4.70 y Tabla 4.71 en donde se indican los porcentajes de ahorro que se tiene cuando no se considera la mano de obra, por otro lado, el porcentaje que se puede conservar si se mantienen tramos de tuberías ya instalada.

Tabla 4.72 Análisis de presupuestos para el escenario 2

	Con mano de obra	Sin mano de obra	% de diferencia (Con y sin mano de obra)
Caso 1	\$ 213,448.97	\$ 108,215.75	49.3%
Caso 2	\$ 189,784.97	\$ 103,027.87	45.7%
% de diferencia (caso 1 y caso 2)	11%	5%	

En el escenario 2 de igual manera que en el escenario 1 se tiene un gran porcentaje de diferencia, si no se considera la mano de obra en el presupuesto, llegando a un promedio de 47.5% en los dos casos, por otro lado, la posibilidad de mantener las tuberías actuales en el nuevo diseño no son tan factibles, debido a que el porcentaje de ahorro por mantener las tuberías actuales del 11% y 5 % de ahorro con y sin mano de obra respectivamente, además que el período de diseño de la conducción actual llega a término en el año 2031.

Análisis económico de los dos escenarios

Para el análisis económico de los dos escenarios se complementa con el costo referencial de los tanques (ANEXO N) necesarios para cada escenario, tomando en cuenta que se cambia toda la tubería del sistema en el diseño de mejoramiento, en la Tabla 4.73 está el costo final de la mejora considerando el costo por la construcción de los tanques.

Tabla 4.73 Comparación presupuestos referenciales

	Costo de cada de cada tanque	N° Tanques necesarios	Presupuesto para tanques	Presupuesto Conducción	Total
		Escenario 1			
Con mano	\$10,844.49	1 tanque tipo - 30	\$10,844.50	\$191,083.67	\$201,928.17
Sin mano	\$5,521.62	1 tanque tipo - 30	\$5,521.62	\$108,087.64	\$113,609.26
		Escenario 2			
Con mano	\$7,206.92	3 tanques tipo - 50	\$21,620.77	\$213,448.97	\$235,069.74
Sin mano	\$3,618.52	3 tanques tipo - 50	\$10,855.59	\$108,215.75	\$119,071.34

Al comparar los dos escenarios (Figura 4.57 y Tabla 4.73) con los costos más altos, incluida toda la tubería y mano de obra el costo es de \$191,083.67 y \$213,448.97 para el escenario 1 y 2 respectivamente. Al incluir el precio con los tanques necesarios en cada escenario estos valores suben a \$201,928.17 y \$235,069.74 con una diferencia del 14%, por otro lado, si se comparan estos precios sin contar con la mano de obra vemos que la diferencia es muy baja que llega el 5 % de diferencia.

En la se tiene una gráfica en donde se muestran los costos finales de los dos escenarios y se aprecia que sin a mano de obra

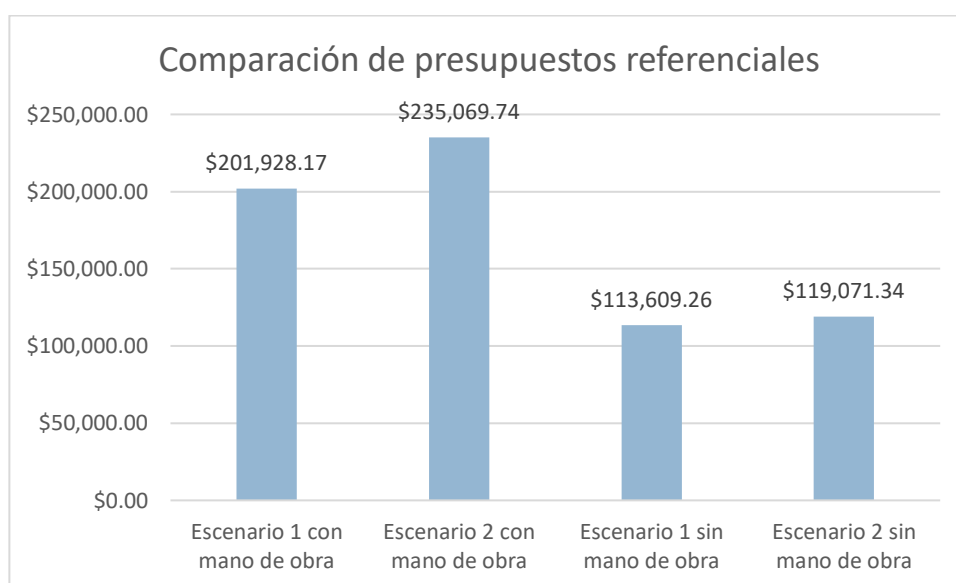


Figura 4.57 Comparación de presupuestos referenciales en base a los escenarios

Los precios referenciales mostrados en esta sección pueden cambiar dependiendo de la zona en donde se realice la compra de los diferentes materiales.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

La evaluación tanto en campo como técnica en cada uno de los componentes de la línea de conducción de Nitiluisa, permite concluir que el sistema de conducción de agua de consumo no se encuentra en condiciones aceptables, debido a las velocidades menores al mínimo admisible y presiones sobre la nominal de la tubería instalada, perdiendo caudal de abastecimiento para los moradores de la comunidad de Nitiluisa.

El sistema de abastecimiento de agua de consumo de Nitiluisa no cumple con los parámetros de las normas de diseño del Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN ni con la Ley orgánica de recursos hídricos usos y aprovechamiento del agua, debido a la falta de un estudio hidráulico adecuado, no existen zonas para cerrar el flujo y realizar mantenimientos, el cambio de pendientes muy bruscas y presiones sobre las admisibles de la tubería instalada generan problemas de abastecimiento a la comunidad.

Los resultados obtenidos de la simulación respecto a velocidades y presiones no se encuentran dentro de los límites establecidos por las normas INEN, incumpliendo la presión mínima de 40 m.c.a en la conducción y las velocidades entre 0.45 y 6 m/s, además, que existen zonas en donde se sobrepasa la presión admisible de la tubería de 63.4 m.c.a.

El tramo desde la fuente hasta el tanque rompe presiones es el más extenso en todo el sistema, cuenta con 18 válvulas de aire, de las cuales el 80% están dañadas y la única válvula de alivio se encuentra en mal estado, haciendo que exista una pérdida de caudal de 0.24 l/s, todo esto en respuesta de un incorrecto análisis hidráulico de la conducción actual.

La visita de campo sirvió de apoyo para generar recomendaciones que se adapten de la mejor manera a las necesidades de la población, y para un mejor reconocimiento de la topografía de la zona. Estas acciones correctivas se encuentran descritas en el plan de mejoramiento en donde se plantean dos escenarios principales, el primero se analiza con una distribución de caudal proporcional a la población de cada barrio y el segundo en donde se respeta el manejo y distribución del agua por parte de la comunidad dividiendo en partes iguales el caudal adjudicado.

Con el análisis poblacional de la comunidad Nitiluisa se concluye que para el año 2050 el caudal adjudicado de 3.6 l/s es suficiente para abastecer a la comunidad de agua de consumo.

Mediante el análisis hidráulico en el escenario 1 se concluye que con una distribución de caudal, en base a la población, los caudales de abastecimiento son suficientes para cumplir la demanda de agua de todos los pobladores, por otro lado, el factor económico se ve beneficiado debido a que no se requiere la construcción de nuevos tanques de almacenamiento en Corona Real y Nitiluisa Centro, además, las tuberías necesarias en este escenario requieren un menor diámetro, por consiguiente, el costo disminuye, teniendo un ahorro del 10 % respecto al escenario 2.

En función al análisis realizado en el escenario 2, los caudales de abastecimiento de 1.2 l/s para cada barrio no cumplen con el caudal necesario para Luisa Rumipamba, por otra parte, sobredimensionan los diámetros necesarios para el abastecimiento de agua para Corona Real que tiene la menor población, además, se requiere la construcción de nuevos tanques de almacenamiento para los tres barrios, en consecuencia, los costos para el mejoramiento de la línea de conducción aumentan, sin contar con el costo de los nuevos tanques

5.2 Recomendaciones

Para el análisis de sistemas de abastecimiento de agua se recomienda el uso de programas de simulación debido a que se obtienen resultados de forma más rápida y se puede generar iteraciones con diferentes diámetros para llegar a un diseño óptimo.

El estado actual de los tanques rompe presiones y de distribución mostraron en la visita de campo oxidación en las tapas e ingreso de material contaminante, por lo tanto, se recomienda un mantenimiento adecuado de los tanques y tapas para evitar contaminación del agua.

Posterior a la construcción de la línea de conducción con el mejoramiento desarrollado en el presente documento, se recomienda trazar un alineamiento que muestre la ubicación real de la tubería para evitar inconvenientes al momento de realizar un nuevo análisis de la conducción en el futuro o para la realización de reparaciones.

Uno de los requerimientos de los pobladores es generar un tanque de almacenamiento general para toda la comunidad, con la topografía actual no es posible generar un diseño adecuado, por lo que, se recomienda realizar una nueva topografía que contemple un área más grande e incluya la zona del nuevo trazado desde el tanque general hasta cada barrio.

A pesar de que la decisión de la comunidad es distribuir el caudal en partes iguales a cada uno de los barrios que corresponde al escenario 2, se recomienda la aplicación del escenario 1 que contempla la repartición del caudal proporcional a la población. Por los siguientes motivos: como se ve en la Figura 4.9 los caudales para el escenario 1 cumplen con la dotación

necesaria para que todos los habitantes tengan acceso al agua, en contraste con el escenario 2 que los caudales solamente cumplen con los requerimientos para dos de los barrios: Corona Real y Nitiluisa Centro. Por la parte económica el escenario 1 requiere menos recursos que en el escenario 2 con una diferencia de \$33.141,57

Si se considera un período de diseño de 30 años en la conducción actual desde el año 2001, los años que le quedan a la conducción son de 11 años y como se vio en la sección 4.1 el sistema no cumple con los requerimientos mínimos de velocidad y presión para considerarse un sistema hidráulicamente apto y por el lado económico la posibilidad de mantener la tubería ya instalada y que sea parte del nuevo diseño representa un ahorro del 6% si se considera la mano de obra y del 1% sin la mano de obra, que no simbolizan un costo muy alto respecto al valor total de la mejora, por estos motivos se recomienda cambiar todos los tramos de tubería.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

- Andrés, L. L. (2004). *Manual de Hidráulica*. Valencia: Publicaciones Universidad de Alicante.
- Avenir Health. (15 de Octubre de 2011). *PC Applications*. Obtenido de Spectrum: <https://www.avenirhealth.org/software-spectrum.php>
- AWWA. (2001). *Manual of water supply practices M51:Air-release, air, vacuum and combination air valves*.
- Ayala Mora, E., & Ortiz Crespo, G. (2016). *Estudios Sociales*. Quito, Ecuador: Corporación Editorial Nacional. Recuperado el 2019 de Octubre de 30, de <http://recursos2.educacion.gob.ec/wp-content/uploads/2018/09/Estudios-Sociales-texto-7mo-EGB-opt.pdf>
- Botero, D. O. (1981). Modelos matemáticos elementales en proyecciones. *Revista Colombiana de Estadísticas*, 2(3), 77-87.
- Cadena, N. (2019). *Plan de Desarrollo y ordenamiento Territorial del Cantón Riobamba*. Riobamba: Concejo Cantonal Riobamba. Obtenido de https://issuu.com/ramirovallejo/docs/plan_de_desarrollo_2015-2030
- CEDIG. (1985). *Demografía en el Ecuador Poblaciones de las parroquias Ecuador 1950-1982*. Quito: Centro Ecuatoriano de Investigación geográfica.
- CEDIS. (2019). *Proyecto de vinculación con la Colectividad*. Quito.
- CONAGUA. (2007). *Manual de Agua Potable, alcantarillado y saneamiento*. México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Consejo Nacional de Planificación. (2013). *Buen Vivir Plan Nacional 2013-2017*. Quito.
- Corcho, F., & Duque, J. (2005). *Acueductos teoría y diseño* (Tercera ed.). (L. Correa, Ed.) Medellín, Colombia: Universidad de Medellín.
- Costales, G. (2018). *Análisis comparativo entre los software de prueba Agisoft Photoscan y Pix4D para el procesamiento de datos obtenidos con fotogrametría de vehículo aéreo no tripulado (UAV) de bajo costo aplicado a proyectos de medio ambiente*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- DANE. (2009). *Metodología Proyecciones de Población y Estudios*. Bogotá, Colombia: Imprenta Nacional Colombia.
- Dávila, G., & Olazábal, H. (2006). *De la mediación a la movilización social : análisis de algunos conflictos por el agua en Chimborazo*. Quito: ABYA YALA. Obtenido de https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=zzUs8IEtb7IC&oi=fnd&pg=PA9&dq=Agua+en+chimborazo&ots=wkqvizhbNk&sig=TwqgtT0koA9r9HL7E5T_ka8tMDg#v=onepage&q&f=true
- DeZURIK. (2011). *APCO AIR VALVE GUIDE*. Minnesota: DeZURIK.
- Dirección de Gestión de Turismo del GAD de Riobamba. (2018). *Calpi*. Obtenido de Riobamba Primero: <https://riobamba.com.ec/es/calpi-aec24dff1>
- Dirección de Investigación y Proyección Social EPN, Memorando Nro. EPN-DIPS-2019-0474-M (Aprobación proyecto de vinculación con la sociedad PVS-2019-024 31 de Julio de 2019).
- Electroconsult. (1980). *Manuale per il calcolo delle perdite di carico in condotte in pressiones*. Milano.
- EMAAP-Q. (2008). *Normas de diseño de sistemas de agua potable para la EMAAPS-Q*. Quito: Empresa Metropolitana de alcantarillado y Agua Potable.
- EPANET. (2020). *Interfas de usuario de EPANET*.
- Equipo técnico GAD Parroquial 2019. (08 de Febrero de 2020). *Santiago de Calpi Administración 2019-2023*. Obtenido de El Agua: <http://www.santiagodecalpi.gob.ec/la-parroquia/biofisico-ambiental/el-agua.html>
- FAO. (2014). Lograr la seguridad alimentaria en un mundo cambiante Resumen. En O. d. Agricultura, *la FAO en el siglo XXI*. Italia.
- Fernández-Jauregui, C. (1999). El agua como fuente de conflictos: Repaso de los focos de conflictos en el mundo. (JSTOR, Ed.) *CIDOB D'Afers Internacionals*(45/46), 194. Obtenido de www.jstor.org/stable/40586156
- Flechas, R. (2010). *Efecto del uso de la ecuación de Darcy - Weisbach vs la ecuación de Hazen Williams sobre costos de diseño optimizados en acueductos, teniendo en cuenta la rugosidad de la tubería, línea de gradiente hidráulico y temperatura*. Bogotá: Centro de Investigaciones de acueductos y Alcantarillado CIAGUA y la Universidad de los Andes .

- GAD Parroquial de Santiago de Calpi. (2015). *Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial parroquial de Santiago de Calpi*. Calpi.
- GAD RIOBAMBA. (2013). *Plan estratégico 2020 de Desarrollo Cantonal*. Riobamba. Recuperado el 30 de Octubre de 2019, de http://www.pep2022.posadas.gov.ar/uploads/pep2022/Riobamba_2020_Plan_Estrategico.pdf
- Germán Villalba, F. d., & Saldarriaga, J. G. (2005). Algoritmos de Optimización Combinatoria (AOC) aplicados al diseño de redes de distribución de agua potable. (Universidad de los Andes, Ed.) *Revista de Ingeniería*(22), 116-123. doi:<http://dx.doi.org/10.16924%2Friua.v0i22.393>
- Hernández, D. (2006). *Introducción a la fotogrametría*. Madrid: Universidad de Castilla de la Mancha.
- Ibarra, C. (1999). *Planos estructurales, Tanques de Ferrocemento*. Quito: Programa de agua y Saneamiento para comunidades y pequeños Municipios / MIDUVI.
- Ibarra, C. (2006). *Base de datos de tanques de ferrocemento tipo, MIDUVI*. Quito: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda .
- INEC. (2001). *Censo de Población y vivienda (CPV) 2001*. Quito: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.
- INEC. (Junio de 2010). *Censo de población y vivienda 2010*. Quito: Unidad de Procesamiento (UP) de la Dirección de Estudios Analíticos Estadísticos (DESAE).
- INEN. (1992). Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes parte 1. En i. E. Normalización, *cpe inen 5 parte 9-1*. Quito.
- Inen. (1997). Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. En i. E. Normalización, *inec 5 parte 9-1*. Quito.
- Itap. (2016). *Technical Catalogue, Automatic Air-Vent valves*. Brescia, Italia.
- López, R. (1995). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados* (Segunda ed.). Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Mantilla, F. (2012). *Aplicación de nuevas tecnologías en topografía*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- Martinez, M. A. (1993). *Hidráulica aplicada a proyectos de riego*. Murcia: Universidad de Murcia.
- McPherson, D. L. (2013). *An integrated design approach for pipelines and appurtenances based on hydrodynamic loading*. Toronto: University of Toronto.
- Méndez, M. V. (2007). *Tuberías a presión en los sistemas de abastecimiento de agua*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- Milán, B. B. (2015). *El agua Potable y sus incidencia en la condición sanitaria de los moradores de la comunidad de Nitiluisa Rumipamba, Parroquia Calpi, Cantón riobamba, Provincia de Chimborazo*. Ambato.
- MKS. (2002). *Válvula reductora de presión roscada*.
- Morelos, R. A., & Hernández, J. R. (Abril de 2017). Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable en la ciudad de Mexicana EPANET. *Revista Iberoamericana de Ciencias ISSN 2334-2501*, 4(2), 120-132. doi:ISSN 2334-2501
- ONU. (2009). *Guía de orientación en saneamiento básico para alcaldías de municipios rurales y pequeñas comunidades*. Perú: Asociación Servicios Educativos Rurales.
- PLATIGAMA. (2018). *Tuberías y accesorios de PVC y PE BD*. Quito.
- Prudencia Arenas, J. R. (2016). *Modelo de simulación de líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Cerro de Pasco*. Cerro de Pasco: Universidad Nacional Daniel Alcides Cerrión.
- Quirós, E. (2014). *Introducción a la fotogrametría y cartografía aplicada a la ingeniería civil*. España: Universidad de Extremadura.
- Radulovich, R. (1992). Sostenibilidad en el uso del agua en América Latina. *Forestal Centroamericana (CATIE)*(18), 13-17. Obtenido de <http://www.sidalc.net/cgi-bin/wxis.exe/?IsisScript=orton.xis&method=post&formato=2&cantidad=1&expresion=mfn=065451>
- RAS. (2000). *Aspectos Generales de los sistemas de agua potable y saneamiento básico*. Bogotá: Ministerio de Desarrollo de la República de Colombia.
- RAS. (2010). *Título B Sistemas de Acueducto*. Bogotá, Colombia: CIACUA.
- Rocha, A. (2007). *Hidraulica De Tuberias Y Canales*. Perú.

- Rossman, L. (2003). *EPANET 2 Manual de Usuario*. Unated States: Grupo Multidisciplinario de modelación de fluidos.
- Rossman, L. (2017). *EPANET 2.0 Análisis hidráulico y de Calidad en Redes de Distribución de agua*. Valencia: NATIONAL RISK MANAGEMENT RESEARCH LABORATORY OFFICE OF RESEARCH AND DEVELOPMENT. Obtenido de https://www.iiama.upv.es/iiama/src/elementos/Software/2/epanet/EN2Manual_esp_v20012_ext.pdf
- Secretaría de Finanzas de Honduras. (2016). *Guía metodológica para la formación y evaluación de programas y proyectos de investigación pública*. Honduras.
- Secretaría Nacional de Agua. (2004). *Codificación de la Ley de Aguass*. Quito: Comisión de Legislación y codificación.
- Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo - Semplades . (2017). *Plan Nacional de Desarrollo 2017-2021*. Quito.
- SENAGUA, Acuerdo 1307 (Gobierno Nacional de la República de Ecuador 29 de Abril de 2016).
- SENAGUA. (29 de Abril de 2016). *Acuerdo 1307*. Quito: Gobierno Nacional de la Republica del Ecuador.
- SENAGUA. (2016). *Norma de diseño para sistemas de abasstecimiento de agua potable, disposición de excretas y reesiduos líquidos en el área rural*. Quito: Secretaría del agua.
- SENPLADES. (2014). *Agua potable y alcantarillado para erradicar la pobreza en el Ecuador*. Quito: Secretaría Nacional de planificación y desarrollo. Obtenido de <http://www.planificacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/09/FOLLETO-Agua-SENPLADES.pdf>
- Serrano, J., Castillo, R., Moreno Lorena, & Pozo, M. (2016). *Indicadores ODS de agua, saneamiento e higiene en Ecuador*. Quito: INEC.
- Solis, M. C. (2011). *Diseño de redes de agua potable en el sector Horacio Hidrovo sector 2 sub-sector 2.1 de la ciudad de MANTA a traves del programa EPANET*. Jipijapa: Universidad Estatal del Sur de Manabí.
- Soriano, A., & Pancorbo, F. (2012). *Suministro, distribución y evacuación interior de agua sanitaria*. España: Marcombo .
- Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General*. México: LIMUSA.

- Valle, C. (2015). *Reseña Histórica de la cartografía en el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Quito: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.
- Vegas, O., & Martínez, F. (2018). *Equivalencia de coeficientes de rugosidad de Hazen Williams, Chezy Manning y Darcy Weisbach para modelos de Redes de a Presión en EPANET*. España: Research Institute and Environmental Engineering (IIAMA) y la Universidad politécnica de Valencia. doi:10.13140/RG.2.2.18393.98401/1
- Vera, I. C. (11 de Marzo de 2019). Visita de Campo . (J. Tituaña, Entrevistador)