

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS FUNCIONAL DE LA RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE DE CANTAURA, MUNICIPIO PEDRO MARÍA
FREITES, ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

Franklin Rafael Medina Rondón

María Carolina Pérez Planchart

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como

Requisito para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, octubre de 2016

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS FUNCIONAL DE LA RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE DE CANTAURA, MUNICIPIO PEDRO MARÍA
FREITES, ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

Medina Rondón, Franklin Rafael

Pérez Planchart, María Carolina

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Cantaura, octubre de 2016

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS FUNCIONAL DE LA RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE DE CANTAURA, MUNICIPIO PEDRO MARÍA
FREITES, ESTADO ANZOÁTEGUI**

El Jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de:

APROBADO

Prof. Ramón Loaiza

Jurado Principal

Prof. Elys Rondón

Jurado Principal

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Cantaura, octubre de 2016

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 41, del Reglamento de Trabajo de Grado de la Universidad De Oriente.

“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad y sólo podrán ser utilizados a otros fines, con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario, para su autorización”.



DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico principalmente a Dios y a la Virgen María, por ser mis Padres celestiales que me guían siempre

A mi familia, que gracias a su apoyo incondicional pude cerrar este ciclo en mi vida

A mis padres Franklin y Elizabeth, por brindarme los recursos necesarios y por estar a mi lado apoyándome y aconsejándome

A Mamá Negra, por hacer de mí una mejor persona a través de sus consejos, enseñanzas y amor y por siempre estar ahí para mí

A mi abuela Carmen, por siempre estar pendiente de mí en la realización de este trabajo

A mis tías Miroslaba y Moraima, por ser fuentes de motivación para mí para poder superarme cada día más y así poder luchar para que la vida me depare un futuro mejor.

A mis hermanos, primos y demás familiares, por ser parte de mi vida y de mis logros y por ser siempre de gran ayuda para mí.

Franklin Medina.

Esta tesis se la dedico a Dios y a la Virgen María, pues sin ellos nada de esto sería posible.

Especialmente a mis padres Eglys Planchart y Jhonny Pérez, quienes se merecen esto y mucho más de mí. Espero que se sientan realmente orgullosos.

A mi abuela Ramona Moya, quien siempre está para mí cuando la necesito.

Con mucho amor y cariño a mis hermanos Jesús, Jhonnie, Gabriel y Maurizzio, a mi sobrino Diego, a todos mis tíos y primos.

A mis amigos de estudio, que durante todos estos años compartimos conocimientos, alegrías, tristezas y un sinfín de vivencias que hicieron de mi carrera universitaria una gran experiencia.

María Carolina Pérez.

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de experiencias y aprendizajes.

Le doy gracias a mis padres por ser parte de mi vida y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida

A mis hermanos y primos por ser parte de mi vida. A mis tías Moraima y Mirosłaba por ser un ejemplo de desarrollo profesional a seguir. A mi tío Andrés Eloy por siempre regalarme un consejo que me ha ayudado a centrarme más.

A Mama Negra, por ser una parte muy importante de mi vida, por haberme apoyado en las buenas y en las malas, sobre todo por su paciencia y amor incondicional. Te amo Negra

Le agradezco la confianza, apoyo y dedicación de tiempo a nuestro tutor Jhonatan Martínez por haber compartido sus conocimientos con nosotros

A María Pérez por haber sido una excelente compañera de tesis y amiga, por haberme tenido la paciencia necesaria y por motivarme a seguir adelante en los momentos de desesperación.

A mi estimado socio y amigo Edgar Rodríguez, por habernos apoyado en este trabajo de grado en los momentos de necesidad.

Franklin Medina.

Primeramente agradezco a Dios por haberme permitido completar con éxito este ciclo de mi vida, haciéndome saber cada día que su tiempo es perfecto y que a él le debemos todo lo que somos. También a la virgen María, quien escuchó cada una de mis súplicas y plegarias cuando más necesitada estaba.

Le agradezco a mis padres Egllys Planchart y Jhonny Pérez, quienes siempre estuvieron para brindarme su incondicional amor y apoyo. Infinitamente agradecida con ellos. Los amo.

Agradecida con el resto de mi familia empezando con mis hermanos Jesús, Jhonnie, Gabriel y Maurizio. Mi sobrino Diego. Mi adorada abuela Ramonita. Mis tíos y primos quienes siempre estuvieron pendiente de mi progreso, GRACIAS!

Agradecida con todos y cada uno de mis compañeros de clases que se convirtieron en amigos muy preciados. A mis "Fc" por su infinito apoyo, especialmente a mi amigo Edgar Rodríguez por su gran ayuda. Los quiero.

Gracias a nuestro tutor académico Jhonatan Martínez quien siempre estuvo a nuestra entera disposición.

A todos y cada uno de los trabajadores de la oficina de HIDROCARIBE, ubicada en la ciudad de Cantaura, quienes nos ayudaron cada vez que lo necesitábamos.

Especialmente agradezco a mi compañero de tesis y gran amigo Franklin Medina por aceptar en tomar este reto juntos. Te quiero amigo.

A todos y cada uno de ustedes, GRACIAS.

María Carolina Pérez.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS FUNCIONAL DE LA RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE DE CANTAURA, MUNICIPIO PEDRO MARÍA
FREITES, ESTADO ANZOÁTEGUI**

**Autores: María Pérez y Franklin Medina
Tutor Académico: Jhonatan Martínez
Año: 2016**

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó la evaluación de la red de abastecimiento principal de agua potable de Cantaura. Se elaboró un estudio demográfico de la zona en estudio con el objeto de estimar el número de habitantes y la tendencia en el crecimiento de la población para un período de diseño de 20 años, a fin de determinar las dotaciones y consumos de la comunidad para los años 2020 y 2036. En la evaluación del sistema se aplicó el *software* WaterCAD V8i, como herramienta para modelar el funcionamiento del sistema para diferentes escenarios mediante simulaciones lo que permite tener una idea clara de las causas de las fallas en el sistema de distribución. El análisis de la situación actual muestra un déficit en la capacidad de almacenamiento del tanque elevado existente, además de bajas presiones y velocidades en nodos y tramos, por lo que se establecen propuestas para atender las condiciones actuales y futuras, como la sustitución del material de la tuberías existentes, la implementación de un nuevo tanque de almacenamiento, la reactivación a mediano y largo plazo de varios pozos que se encuentran inactivos actualmente y la construcción de casetas de bombeo en la planta de pozos extraurbanos.

Palabras claves: Análisis, Red de Distribución, Agua Potable, Población

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS	vii
RESUMEN.....	ix
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	x
ÍNDICE DE TABLAS	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xix
INTRODUCCIÓN	xxi
CAPÍTULO I.....	27
EL PROBLEMA	27
1.1. Planteamiento del Problema	27
1.2. Objetivos	30
1.2.1. Objetivo general.....	30
1.2.2. Objetivos específicos.....	30
CAPÍTULO II	31
MARCO TEÓRICO.....	31
2.1. Antecedentes	31
2.2. Terminologías básicas	33
2.3. Sistema de abastecimiento de aguas.....	34
2.4. Componentes de un diseño de un abastecimiento de agua potable	34
2.4.1. Fuentes de abastecimiento.....	34
2.4.2. Obra de captación.....	35

2.4.3. Línea de aducción.....	35
2.4.3.1. Línea de aducción por gravedad.....	36
2.4.3.2. Líneas de aducción por bombeo.....	37
2.4.4. Estanque de almacenamiento.....	38
2.4.4.1. Ubicación de los estanques de almacenamiento.....	38
2.4.4.2. Capacidad de estanque de almacenamiento.....	39
2.4.5. Sistema de bombeo.....	43
2.4.5.1. Línea de gradiente hidráulico en sistemas bombas-tuberías.....	46
2.4.5.2. Curvas de la bomba.....	47
2.4.5.3. Curva del sistema.....	48
2.4.5.4. Punto de operación de la bomba.....	49
2.4.5.5. Limitaciones de la cabeza de succión.....	50
2.4.6. Planta de tratamiento.....	50
2.4.7. Red de distribución.....	52
2.4.7.1. Trazado de la red de distribución.....	52
2.4.7.2. Diseño de la red de distribución.....	53
2.4.7.3. Red ramificada o red abierta.....	54
2.4.7.4. Tipo mallado o red cerrada.....	55
2.5. Importancia del estudio de la zona.....	55
2.6. Selección del tipo de distribución.....	55
2.6.1. Sistema suministro por gravedad.....	56
2.6.2. Sistema suministro por gravedad.....	56
2.6.3. Sistema suministro por bombeo directo.....	56

2.7. Componentes de la red distribución de agua potable.....	58
2.7.1. Red de transporte.....	58
2.7.2. Red arterial.....	58
2.7.3. Red secundaria.....	58
2.7.4. Acometidas.....	58
2.7.5. Consumo	58
2.8. Factores que afectan al consumo.....	60
2.8.1. Consumo doméstico.....	60
2.8.2. Comercial o industrial.....	60
2.8.3. Consumo público.....	60
2.8.4. Consumo por pérdida en la red.....	60
2.8.5. Consumo por incendio.....	61
2.8.6. Criterios básicos de diseño.....	61
2.9. Variaciones de consumo.....	62
2.9.1. Consumo medio (Q_m).....	62
2.9.2. Consumo máximo diario (Q_{md}).....	63
2.9.3. Consumo máximo horario (Q_{mh}).....	63
2.10. Periodos de diseño.....	64
2.10.1. Período de diseño para componentes de abastecimiento de agua.....	65
2.10.2. Períodos de diseño para diferentes instalaciones de abastecimiento de agua	65
2.10.3. Durabilidad o vida útil de las instalaciones.....	66

2.10.4. Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones.	66
2.11. Tuberías	66
2.11.1. Tubería matriz (mayores a 400mm)	66
2.11.2. Tuberías arteriales o principales	67
2.11.3. Tuberías de relleno	67
2.11.4. Tuberías de servicio.....	67
2.12. Tuberías según el tipo de material.....	67
2.12.1. Tuberías de hierro fundido	67
2.12.2. Tuberías de asbesto-cemento de presión	68
2.12.3. Tuberías de acero.....	68
2.12.4. Tuberías de hierro galvanizado	68
2.12.5. Tuberías de concreto.	68
2.12.6. Tuberías plásticas.	69
2.12.7. Tuberías para conexiones domiciliarias	69
2.13. Colocación de tuberías	72
2.14. Población futura	73
2.14.1. Método de comparación gráfica	73
2.14.2. Método del crecimiento lineal.....	73
2.14.3. Método de crecimiento logarítmico	74
2.14.4. Método de crecimiento geométrico	75
2.15. Pérdidas en un sistema de abastecimiento de agua potable.....	76
2.15.1. Número de REYNOLDS	77

2.15.2. Fórmula de DARCY – WEISBACH.....	78
2.15.3. Fórmula de HAZEN – WILLIAMS	79
CAPÍTULO III	80
MARCO METODOLÓGICO.....	80
3.1. Tipo de investigación	80
3.2. Nivel de investigación.....	80
3.3. Técnicas de investigación.....	81
CAPÍTULO IV	82
ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS.....	82
4.1. Delimitación del sistema de abastecimiento	82
4.1.1. Descripción del sistema.....	82
4.2. Catastro de la tubería matriz de distribución.....	84
4.2.1. Fuente	84
4.2.2. Captación.....	85
4.3. Estudio demográfico.....	87
4.3.1. Población actual	87
4.3.2. Población futura	87
4.3.2.1 Método de crecimiento lineal.....	87
4.3.2.2. Método de crecimiento geométrico.....	88
4.3.2.3. Método de crecimiento logarítmico	89
4.4. Demanda de agua potable.....	89
4.4.1. Estimación de consumos	90
4.4.1.1. Consumo medio diario (Qm).....	90

4.4.1.2. Consumos máximos (QmD y QmH)	90
4.5. Dimensionamiento de tanque elevado.....	95
4.5.1. Según MSAS (1989), basado en la proyección poblacional de Casco Central establecida en el PDUL para el año 2020	95
4.5.2. Según MSAS (1989), basándose en la proyección poblacional para el año 2020, realizada de acuerdo al estudio demográfico realizado actualmente en el campo	96
4.5.3. Según MSAS (1989), basándose en la proyección poblacional para el año 2036, realizada de acuerdo al estudio demográfico realizado actualmente en el campo	98
4.6. Modelo digital de terreno	100
4.7. Configuración del software WaterCAD V8i.....	102
4.7.1. Configuración del proyecto	102
4.7.2. Ventana de entrada de datos	103
4.7.2.1. Ventana de entrada de datos para bombas.....	106
4.7.3. Corrida del programa.....	106
4.7.3.1 Primera corrida del programa.....	107
4.7.3.2. Segunda corrida del programa.....	108
4.7.3.3. Tercera corrida	113
4.7.4. Especificaciones de las nuevas bombas	117
4.8. Presentación de planos de ingeniería de detalles.....	118
CAPÍTULO V	119
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
5.1. Conclusiones	119

5.2. Recomendaciones	121
BIBLIOGRAFÍA	123
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Gastos y duración de incendios.....	41
Tabla 2. Duración de incendios. (INOS, 1965).....	42
Tabla 3. Consumos mínimos permisibles.	59
Tabla 4. Coeficientes de caudal para los consumos máximo diario y horario según diversos autores.	64
Tabla 5. Tuberías para acueductos (Arocha 1977, Rivas 1983, McGhee 1999, Méndez 1995).....	72
Tabla 6. Profundidad y ancho de la zanja.	72
Tabla 7. Expresiones para el cálculo del factor fricción..	78
Tabla 8. Información de los pozos extraurbanos.	85
Tabla 9. Presiones de los pozos extraurbanos.	86
Tabla 10. Coordenada universal transversal de Mercator (UTM) de los pozos.....	87
Tabla 11. Número de habitantes que conforman sector casco central según censos reales.....	88
Tabla 12. Proyección poblacional según método de crecimiento lineal.	88
Tabla 13. Proyección poblacional según método de crecimiento geométrico.	89
Tabla 14. Comparación de las proyecciones poblacionales. Fuente: Autores	89
Tabla 15. Cálculo de consumo máximo diario según Arocha para casco central.	91
Tabla 16. Cálculo de consumo máximo diario según Rivas para casco central.	91
Tabla 17. Cálculo de consumo máximo diario según INOS para casco central.	92
Tabla 18. Cálculo de consumo máximo diario según MSAS para casco central.....	92
Tabla 19. Cálculo de consumo máximo horario según Arocha para casco central. ...	92
Tabla 20. Cálculo de consumo máximo horario según Rivas para casco central.	93
Tabla 21. Cálculo de consumo máximo horario según INOS para casco central.	93
Tabla 22. Cálculo de consumo máximo horario según MSAS para casco central.	93
Tabla 23. Cálculo de consumo máximo diario según proyección poblacional del PDUL para el 2020, escenario 3.....	94

Tabla 24. Cálculo de consumo máximo horario según proyección poblacional del PDUL para el 2020, escenario 3.....	95
Tabla 25. Tabla de volúmenes totales de tanque elevado según MSAS (1989).	99
Tabla 26. Elevaciones del modelo digital de terreno para el tramo establecido desde campo de pozos al tanque elevado.	101
Tabla 27. Presiones calculadas en los nodos.....	117
Tabla 28. Descripción de los modelos de bombas a utilizar para cada pozo.	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura A. Ubicación geográfica de la zona en estudio.....	xxii
Figura B. Mapa de ubicación de la ciudad de Cantaura en el mapa sísmico de Venezuela.	xxv
Figura 1. Curva de variación horaria para un día típico.....	40
Figura 2. Curva de consumos acumulados construida en base a la curva de variaciones horarias para un día típico.	40
Figura 3. Bomba colocada en un sistema de tubería simple.	47
Figura 4. Esquemas de las curvas de la bomba y de eficiencia de ésta.....	48
Figura 5. Curva del sistema en un sistema bomba tubería.....	49
Figura 6. Punto de operación de la bomba.....	49
Figura 7. Fotografía satelital del recorrido que hace la red de distribución matriz desde campo de pozos hasta tanque elevado en Cantaura.....	83
Figura 8. Tanque elevado de la ciudad de Cantaura (2016).....	84
Figura 9. Elevaciones en los vértices de la red de distribución principal de Cantaura dibujada en AutoCad 2015.	101
Figura 10. Inicio del WaterCad V8i.....	102
Figura 11. Nombre del proyecto.	103
Figura 12. Ventana de entrada de datos para nodos.....	104
Figura 13. Ventana de entrada de datos para reservorio a WaterCAD V8i.	105
Figura 14. Entrada de datos para bombas.	106
Figura 15. Presiones actuales en los vértices de la red principal de asbesto cemento existente.....	108
Figura 16. Producción de bombas de los tres pozos actuales..	108
Figura 17. Producción de los pozos con la colocación de nuevas bombas para satisfacer demanda actual de la población.	109
Figura 18. Curvas características de la nueva bomba del pozo 2.....	109
Figura 19. Curvas características de la nueva bomba del pozo 6.....	110

Figura 20. Curvas características de la nueva bomba del pozo 3.....	110
Figura 21. Curvas características de la nueva bomba del pozo 8.....	111
Figura 22. Curvas características de la nueva bomba del pozo 5.....	112
Figura 23. Curvas características de la nueva bomba del pozo 7.....	112
Figura 24. Curvas características de la nueva bomba del pozo 9.....	113
Figura 25. Curvas características de la nueva bomba del pozo 4.....	114
Figura 26. Presiones en los vértices de la red de distribución matriz contando con la producción de 8 pozos extraurbanos.	114
Figura 27. Especificaciones de las bombas para cada pozo.....	118

INTRODUCCIÓN

Ante el incremento constante de la población en las medianas y grandes ciudades y como consecuencia lógica, una creciente demanda para una adecuada prestación de los servicios públicos necesarios para estas comunidades, resulta de vital importancia la atención que ha de prestarse a un eficiente funcionamiento de dichos servicios por parte de los organismos gubernamentales competentes y las ramas de la ingeniería involucradas, para contribuir a la consecución de una elevada calidad de vida por parte de estas colectividades.

Al particularizar en cada uno de los servicios básicos, resalta como de principal importancia el del agua potable, debido a que está íntimamente relacionada con la salubridad pública, y en toda comunidad la salud colectiva es la base de su existencia y de su mayor prosperidad.

Por ser el agua el elemento más necesario para el desarrollo de las actividades de la sociedad, los sistemas de abastecimiento de agua potable son primordiales para la subsistencia del ser humano. Cuando una ciudad dispone de limitada cantidad de agua para su abastecimiento tiene problemas de salubridad, con el desarrollo de sus industrias y además, en su apariencia estética.

El presente trabajo se realizó tomando en cuenta la importancia de la eficiencia que requiere el diseño de un sistema de abastecimiento, que para el caso en estudio, es el análisis funcional de la red de distribución principal que surte de agua potable la ciudad de Cantaura, Municipio Pedro María Freites, Estado Anzoátegui. Para esta investigación, se recopiló la suficiente información aportada por los pozos contribuyentes al sistema, así como también información demográfica, sin menospreciar los detalles dados por el personal que labora en el ente encargado de la Hidrológica del Caribe (HIDROCARIBE), cuya oficina opera en la ciudad y datos de interés obtenidos por parte de trabajadores de la Alcaldía Bolivariana del Municipio.

Generalidades

Ubicación geográfica

Cantaura es capital del Municipio Pedro María Freites, se encuentra ubicada en la zona centro del Estado Anzoátegui, Venezuela, y se despliega entre la Cordillera de la Costa, empalmándose con la Mesa de Guanipa, que forma parte de la Región Natural “Llanos Altos Orientales”.

Desde el punto de vista hidrográfico, se encuentra muy próxima a la divisoria de las aguas que drenan hacia el río Unare por el Oeste y hacia el río San Juan por el Este, perteneciendo la ciudad a la Cuenca Hidrográfica del río Unare.

Lo anteriormente descrito lleva a destacar que, aunque fisiográficamente la ciudad de Cantaura se encuentra en la región de mesetas de los Llanos Orientales, las mesetas donde se encuentra emplazada la ciudad están en los límites este de la cuenca del Unare y existe una erosión regresiva de los ríos de esta cuenca que han ampliado la depresión del río Unare.

El área en estudio, desde el punto de vista físico natural, abarca la parte alta y media de la cuenca de la quebrada Chiguacara, afluente del río Guario, y la cuenca alta del río Aragua, afluente del río Güere, el cual drena sus aguas al río Unare.



Figura 1. Ubicación geográfica de la zona en estudio. Fuente: PDUL Cantaura (2004).

Localización

Localizado en las coordenadas geográficas: 09° 18' 40" de Latitud Norte y 64° 21' 34" de Longitud Oeste. Las altitudes en el casco urbano oscilan entre los 261,64 msnm, en la Plaza Guevara y Lira 251,00 msnm, en la Plaza Bolívar 255,49 msnm, mientras que en el Grupo Escolar Guevara y Lira y 258,53 msnm.

Aspectos climáticos

Cantaura tiene un clima tropical. De acuerdo con Köppen y Geiger, el clima se clasifica como Aw. La temperatura media anual en Cantaura se encuentra a 26.2 °C. Hay alrededor de precipitaciones de 899 mm.

Geología

En el área en estudio afloran rocas sedimentarias pertenecientes a la formación mesa, la cual está constituida por arenas de grano grueso y gravas con mucho cemento ferruginoso. Algunos sectores de esta formación se caracterizan por su contenido de gravas intercaladas en arenas y arcillas, mientras que otros sectores tienen un predominio de arcillas.

Los resultados tanto de observaciones superficiales como de perforaciones, confirman que los sedimentos terrestres de la formación mesa sufren una gradación de más gruesos a más finos al alejarse de las cadenas montañosas del norte hacia el sur y una gradación contraria, de más finos a más grueso, desde la región central de Monagas, también hacia el sur al acercarse al Macizo de Guayana. Los sedimentos de los Llanos Orientales en buena parte parecen provenir del escudo de Guayana, dada su composición mineralógica.

González de Juana, sin embargo, señala que la formación mesa es producto de una sedimentación fluvio-deltaica y paludal, resultado de un extenso delta que avanzaba hacia el este en la misma forma en que avanza hoy el delta del Orinoco. El

mayor relieve de las cordilleras del norte, aportaba a la sedimentación clásica de grano más grueso.

Cantaura, por su ubicación desplazada hacia el Norte entre las cadenas montañosas del norte y el Macizo de Guayana al sur, presenta variación en sus sedimentos predominando los de textura gruesa (arenosos y areno-gravosos). La formación mesa en el área de Cantaura presenta una capa arenosa en posición superior y subyacente a ésta, se encuentra una capa arcillosa.

Los sedimentos arenosos están presentes en el tope de la mesa donde se asienta la ciudad, extendiéndose hacia el Sur, Este y Sureste. La capa arcillosa aflora en aquellos sectores de intensa erosión, donde la capa arenosa ha sido prácticamente eliminada. Pudo apreciarse principalmente en los declives de la mesa, fuertemente disectados, donde se concentra el escurrimiento, en especial hacia el norte y oeste de la ciudad.

Al Sureste de Cantaura, el estudio de los sistemas ambientales realizado por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), señala la presencia de depósitos horizontales deltaicos (aluviales y palustres), con conglomerados de texturas más finas (arenas y arcillas), ocasionalmente gravas y arcillas, así como material granzoso.

Los sedimentos más recientes son los depósitos aluviales que se localizan en el fondo de los valles de los principales cursos de agua, donde predominan igualmente los sedimentos arenosos.

Zona sísmica

Sísmicamente, el área de Cantaura se sitúa dentro de la zona dos del mapa sísmico de Fiedler como se observa en la figura a continuación

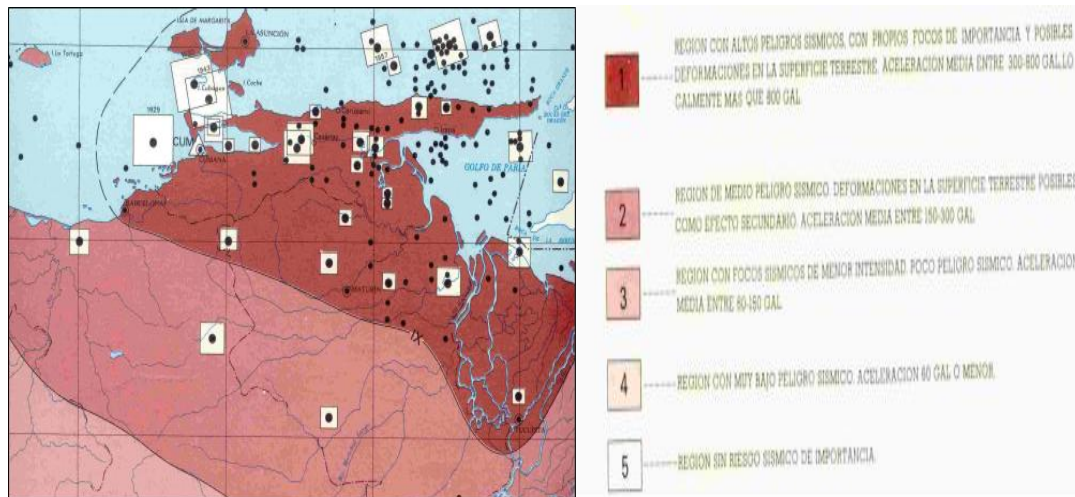


Figura 2. Mapa de ubicación de la ciudad de Cantaura en el mapa sísmico de Venezuela. Fuente: Dr. FIEDLER. Observatorio Cagigal-MARNR-FUNVISIS

Aspectos demográficos y económicos

El Instituto de Estudios Regionales y Urbanos (IERU), en el año 2004 hizo un estimado de población de la ciudad para abril de ese año de 40140 habitantes, de los cuales 81,03% nació en Cantaura y sólo 17,58% son de otro sector del país (el resto corresponde a personas nacidas en el exterior o no declaradas), esto es una evidencia del nivel de arraigo que existe en la ciudad por parte de sus pobladores.

Aun cuando la actividad petrolera es la principal generadora de recursos económicos en el sector, son las actividades agropecuarias y de servicios las que concentran un mayor número de trabajadores (26,92% y 26,94% respectivamente), seguidas de las actividades relacionadas a la construcción (15,06%), y las actividades petroleras (9,9%).

Equipamientos Urbanos y Servicios Públicos

Se ha evidenciado un aumento de equipamientos recreacionales en los últimos 20 años, sin embargo, el índice per cápita ha disminuido, por lo cual se hace necesario aumentar el número de equipamientos recreacionales en la ciudad en los sectores periféricos donde la dotación es prácticamente nula. Por otra parte, estos

equipamientos no se encuentran estructurados en una red que articule distintos sectores de la ciudad, y que invite el tránsito peatonal a través de ellos.

También se ha observado el crecimiento de equipamientos socioculturales. Tal incremento se evidencia tanto en el número de metros cuadrados dedicados a tal actividad, como en el índice de metros cuadrados por persona. Este incremento incluye el mejoramiento de la calidad del servicio.

Por otro lado, en relación al servicio de aseo urbano y domiciliario, la cobertura del servicio abarca casi 100% de la ciudad, quedando desatendido algunos sectores informales. Sin embargo, se evidencian deficiencias en la disposición final de los desechos, ya que no existe separación de los mismos y todos los desechos sin importar su procedencia son depositados en un botadero a cielo abierto a las afueras de la ciudad.

A pesar de estar Cantaura ubicada en un municipio que cuenta con riquezas hídricas, el servicio de agua potable es considerado por los habitantes como uno de los principales problemas de la ciudad.

En relación a las cloacas, la percepción de los habitantes en torno a la calidad del servicio es positiva, sin embargo, 25% de la población no cuenta con la red de servicio. No existe planta de tratamiento de las aguas residuales, las cuales son descargadas directamente a la quebrada Chiguacara y al río Aragua (Trapichito), ocasionando graves problemas de contaminación ambiental.

Según el Plan de Desarrollo Urbano Local (PDUL), para el año 2004, existían 12 instalaciones que prestaban el servicio de salud de los cuales 6 son de carácter público y 6 de carácter privado. En general, 67% de las edificaciones se encuentran en buen estado, mientras que 33% necesitaban reparaciones.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

El abastecimiento de agua potable es un factor determinante en el saneamiento básico de una población, por lo tanto, los sistemas de abastecimiento del vital líquido deben ser diseñados de manera eficiente y con proyección futurista. Existen zonas en el país que carecen de agua potable debido al incremento poblacional, lo que aumenta la demanda de los recursos.

Un buen ejemplo de esta problemática se presenta en la mayoría de los 52 sectores que conforman la ciudad de Cantaura, la cual se abastece exclusivamente de aguas subterráneas. La captación se realiza en dos zonas geográficas: la primera ubicada aproximadamente a 10 km, al sureste de la ciudad, donde existen 9 pozos conformando el sistema extraurbano. La segunda zona se encuentra dentro de la ciudad.

Según la empresa encargada de garantizar el acceso a los servicios de agua potable a los habitantes del oriente del país, la Hidrológica del Caribe (HIDROCARIBE), en Cantaura existe un solo estanque de almacenamiento que actualmente se encuentra inactivo. Por otra parte, confirma que el suministro de agua potable por tuberías en los sectores es deficiente, acentuándose en la parte alta, ya que el sistema de distribución de la ciudad funciona por bombeo contra la red desde la planta potabilizadora. Las redes bajas suelen llenarse antes que las redes altas, y esto ha llevado al ente competente a establecer un régimen de racionamiento del vital líquido, el cual de alguna manera garantizaría que todos los sectores reciban agua ciertos días de la semana, pero nunca en forma continua.

Sin embargo, esta metodología de racionamiento no ha sido exitosa ya que en algunos sectores se suministra agua mediante la red tres veces por semana; en otros sectores el suministro se presenta en altas horas de la noche a bajas presiones. Además de esto, en algunos sectores de la ciudad de Cantaura el suministro del vital líquido a través de tuberías ha desaparecido desde hace más de dos años.

Por su parte, el Plan de Desarrollo Urbano Local (PDUL) de Cantaura, para el año 2004, establece que la red de distribución principal de agua potable en la ciudad abastecía casi 100% del área urbana, a excepción de los sectores que para aquella época se encontraban en reciente desarrollo. Sin embargo, desde ese entonces ya existían problemas con la calidad del servicio, debido a bajas presiones y al régimen de racionamiento.

Por tal motivo, se considera que en la actualidad la problemática va en ascenso puesto que la ciudad ha ido aumentando su número de habitantes, originando nuevos sectores producto de asentamientos no controlados, los cuales carecen de servicios públicos. De esta forma, se podría estar hablando de tomas ilegales por parte de los vecinos de estos sectores a fin de abastecerse de este preciado líquido; este hecho podría estar afectando el funcionamiento del sistema de distribución.

En éste sentido, debido a la situación que vive la comunidad de la capital del Municipio Pedro María Freites, surge este proyecto, el cual se fundamenta en el análisis del funcionamiento general de la red principal encargada de distribuir de agua potable a la ciudad; todo esto con el fin de poder determinar las causas probables que imposibiliten el cumplimiento con las exigencias para la cual fue diseñada.

Debido al problema anteriormente descrito, dicho análisis se desarrollará haciendo uso del *software* Watercad V8i, como herramienta para modelar el funcionamiento del sistema existente, con el cual se procederá a suministrar datos obtenidos directamente de la realidad (campo), lo que permitirá tener una idea de las causas probables por las que falla el sistema de distribución. También se tomará

como guía las especificaciones propuestas por Rivas (1983), en su libro “Abastecimientos de aguas y alcantarillados”, que aclara cómo realizar el cálculo de caudales basándose en el número de habitantes que se debe abastecer. Posteriormente, se plantearán posibles cambios y modificaciones que puedan ayudar a mejorar la eficiencia de la red.

Este proyecto abarca el estudio funcional únicamente de la red principal de distribución de agua potable que abastece la ciudad de Cantaura, Estado Anzoátegui, la cual está desplegada en el Casco Central, con captación en la zona de pozos extraurbanos; por lo tanto, los trabajos de campo serán limitados a éste como sector piloto, teniendo en cuenta los datos necesarios de la zona de captación.

Cabe destacar que para llevar a cabo el planteamiento de la posible optimización del funcionamiento de la red en estudio, fueron tomados antecedentes tal como el de Niño (2010), quien aporta cómo aplicar el *software* Watercad V8i, para la evaluación de un sistema de abastecimiento.

Esta investigación servirá como base referencial para la realización de futuros proyectos similares en el área de ingeniería sanitaria, puesto que en ella se hallarán los que se deben llevar a cabo para efectuar el análisis funcional de una red de distribución, destacándose tecnológicamente ya que se hará uso del *software* Watercad V8i. Resulta necesario recalcar que basándose en los resultados obtenidos en el estudio, se aportarán recomendaciones que posibiliten mejorar el funcionamiento de la red actual que abastece de agua potable a la ciudad de Cantaura.

1.2.Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Analizar el funcionamiento general de la red principal de distribución de abastecimiento de agua potable de Cantaura, Municipio Pedro María Freites, Estado Anzoátegui.

1.2.2. Objetivos específicos

- Identificar en el plano general suministrado por HIDROCARIBE la red principal que abastece de agua potable a la ciudad de Cantaura.

- Realizar catastro de la tubería matriz de distribución de agua potable existente en la ciudad de Cantaura.

- Producir un modelo digital de terreno (DTM), de la zona donde se localiza la red de distribución matriz a partir de datos cartográficos y satelitales (GPS).

- Verificar las presiones existentes en los nodos de la red principal de distribución actual con ayuda del *software* Watercad V8i.

- Presentar planos de ingeniería de detalle dibujados digitalmente con el *software* AutoCAD 2.015, según las recomendaciones aportadas sobre el funcionamiento del sistema de distribución actual.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

Niño (2010), realizó la evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable del Municipio Península de Macanao, Estado Nueva Esparta, Venezuela. En la evaluación del sistema se aplicó el *software* Watercad V8i, como herramienta para modelar el funcionamiento del sistema para diferentes escenarios con condiciones estáticas y dinámicas mediante simulaciones, lo que permitió tener una idea clara de las causas de las fallas en el sistema de distribución.

El análisis de la situación para ese entonces mostró un déficit en la capacidad de almacenamiento, bajas presiones y velocidades en nodos y tramos, por lo que se establecieron propuestas para atender las condiciones de aquel entonces y futuras, como sustituir tuberías de edades elevadas, materiales nocivos para la salud y diámetros insuficientes, instalar tuberías nuevas para incrementar el transporte de agua y aprovechar presiones entre tramos.

Dicha investigación será de gran apoyo puesto que aportará la secuencia que se deben llevar a cabo para la verificación de la red principal de distribución de la ciudad de Cantaura, empleando el *software* Watercad V8i, teniendo en cuenta los datos obtenidos en campo.

Del mismo modo Cappare (2005), realizó un estudio de la situación del sistema de abastecimiento de agua potable del sector Colinas de Vidoño, Municipio Sotillo, Azoátegui, Venezuela, sin embargo, hizo uso de un programa distinto llamado IP-3 Acueductos, versión 1.0, aplicado al sistema de abastecimiento de agua potable. En este estudio se constató que la red existente era insuficiente para abastecer la

población de la zona lo cual se verificó por medio de encuestas a los moradores del sector.

Aunque la metodología aplicada por Cappare, difiera a la utilizada en este trabajo, es importante resaltar que se aportara una solución viable que consistirá en realizar un sistema de bombeo hacia un tanque elevado y posteriormente distribuir el vital líquido por gravedad, lo cual ayudará a dar una idea de la probable solución al problema planteado en el presente estudio.

Por otra parte Chacon y Natera (2005), efectuaron una evaluación del sistema de abastecimiento y distribución de agua potable de la zona sur del Municipio Juan Antonio Sotillo, Estado Monagas, Venezuela, para determinar si el sistema es capaz de surtir agua la población actual y futura. Los resultados fueron obtenidos con ayuda del *software* IP3 Acueductos, versión 1.0. Indicaron deficiencia en el suministro de agua, así como insuficiencia en la planta de tratamiento y falta de estanques de almacenamiento en la zona, arrojando la necesidad de realizar variaciones en todo el sistema por medio de la instalación de tuberías nuevas.

Para llevar a cabo dicha evaluación, fue necesario realizar un catastro y posteriormente un estudio demográfico, utilizando diversos métodos de proyección para un período de diseño de 20 años, y de esta manera determinar la dotación y consumo que requeriría la población para esa fecha. Esta metodología es la más acertada al momento de tomar una referencia base para ejecutar este estudio.

Otro trabajo también relacionado con el tema de abastecimiento de agua potable es el de Ramírez (1996), quien realizó una evaluación del sistema de abastecimiento de agua de la población del Municipio Santa Ana, Estado Anzoátegui. En éste se describió el sistema y el estado de los equipos que conforman el mismo para esa época. Esta evaluación tuvo como resultado el descubrimiento de fallas en distintas válvulas y tramos de tubería. Ramírez, también presentó posibles soluciones de los problemas que se presentaron en el sistema de abastecimiento de agua.

Éste trabajo servirá de referencia al momento de realizar el catastro de la tubería matriz de distribución de agua potable de la ciudad de Cantaura, ya que especifica cuáles son las características de las piezas y equipos que conforman un sistema de abastecimiento, los problemas que puedan ocurrir en un futuro si no son diseñados bajo una proyección poblacional futurista.

2.2. Terminologías básicas

Pittman (1997), da referencia a algunas terminologías básicas de un sistema de red de acueductos, las cuales son:

Caudal

El caudal en una tubería es definido como el volumen de agua desplazado durante un período de tiempo determinado.

En el sistema internacional de unidades el caudal se expresa en m^3/s .

Velocidad

La velocidad es definida como la distancia recorrida durante una unidad de tiempo. La velocidad del agua en una tubería puede ser descrita en términos de metros por segundo (m/s).

Flujo en tuberías de presión

El término flujo en tuberías se aplica al flujo en conducto circular cerrado lleno por completo por el fluido.

Flujo laminar

En el flujo laminar, las partículas de fluido se mueven en trayectorias suaves en láminas, o capas, con una capa deslizándose suavemente sobre una capa adyacente. Es identificado básicamente por ser lento y uniforme.

Flujo turbulento

En el flujo turbulento las partículas del fluido se mueven en trayectorias muy irregulares, causando un intercambio de cantidad de movimiento de una porción de fluido a otra.

Golpe de ariete

Se denomina golpe de ariete, al efecto de choque violento o sobre presión súbita producido sobre las paredes del conducto forzado, al cambiar de forma instantánea el movimiento del fluido, como lo es el caso del cierre repentino de una válvula.

2.3. Sistema de abastecimiento de aguas

Arocha (1977), “señala que un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras diferentes, que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema”p.22. De acuerdo a lo que menciona el autor, para lograr un buen diseño de un sistema de abastecimiento de agua, es preciso conocer la conducta de los materiales bajo el punto de vista de su resistencia física a los esfuerzos y los daños a que estarán expuestos, así como desde el punto de vista funcional su aprovechamiento y eficiencia, para ajustarlos a criterios económico.

2.4. Componentes de un diseño de un abastecimiento de agua potable

2.4.1. Fuentes de abastecimiento

Constituye la parte más importante del acueducto y no debe ni puede concebirse un buen proyecto si previamente no hemos definido y garantizado fuentes capaces para abastecer la población futura del diseño (*ibídem*). De acuerdo a lo mencionado anteriormente, se puede observar que en la selección de las fuentes el que juega un papel importante son los datos de registros hidrológicos y las determinaciones estadísticas de la capacidad de la fuente a utilizar, así poder

garantizar un servicio continuo y eficiente porque es necesario que el proyecto contemple una fuente capaz de suplir el agua requerida para el día más crítico (día de máximo consumo).

2.4.2. Obra de captación

Será dependiente del tipo de fuente y de las características particulares, su diseño será ajustado a las características del origen (*op. cit, p.34*). Cabe destacar que se usan para captar el agua de la fuente a utilizar o para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento ya que pueden hacerse por gravedad, aprovechando la diferencia de nivel del terreno o por impulsión usando bombas.

2.4.3. Línea de aducción

Es la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, debe satisfacer condiciones de servicio para el día máximo consumo, garantizando de esta manera la eficiencia del sistema (*op. cit, p34*). Es necesario recalcar que para el diseño de la línea de aducción, deben tomarse en cuenta ciertos criterios dependiendo del caso ya que puede verse afectado por condiciones topográficas que permitan una conducción por gravedad o que, por el contrario, precisen de sistemas de bombeo:

-Carga disponible o diferencia de elevación: Generalmente la carga disponible viene representada por la diferencia de elevación entre la obra de captación (nivel mínimo de las aguas de captación), y el tanque de almacenamiento (nivel máximo de aguas en el tanque).

-Gastos de diseño: Se estima el gasto medio de diseño a futuro de la población para el período seleccionado, y se toma el día de máximo consumo o el máximo horario si se alimenta directamente de la red.

-Clases de tuberías capaces de soportar las presiones hidrostáticas: Éstas estarán definidas por las máximas presiones que ocurren en la línea, lo cual estará representado por la línea de carga estática.

-Clase de tubería en función del material requerido por la naturaleza del terreno, condiciones topográficas o de utilización: En el caso de que la naturaleza del terreno haga antieconómica la excavación se seleccionará una de las clases de tuberías que por su resistencia de impacto puede instalarse sobre soportes.

-Selección del diámetro: Dependiendo del tipo de aducción, sea por gravedad o por bombeo, se aplican diferentes ecuaciones que se presentan en los siguientes subtítulos.

2.4.3.1. Línea de aducción por gravedad

Partiendo de la base de que todo diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos, una línea de aducción por gravedad debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo cual en la mayoría de los casos, conducirá a la selección del diámetro mínimo que satisfaciendo razones técnicas de capacidad, permite presiones iguales o menores que las que la resistencia física del material soportaría.

La determinación de los diámetros para este tipo de aducción es mediante la aplicación de la ecuación de Hazen Williams, que permitirá obtener la combinación de diámetro expresándolo de la siguiente forma:

Despejado D de la fórmula de Hazen Williams, queda:

$$D = \left(\frac{10,67 \times Qm^{1,85} \times L}{C^{1,85} \times hf} \right)^{\frac{1}{4,87}} \text{ Ecu. (1)}$$

Donde:

C : Coeficiente de fricción. Conviene señalar que dicho valor se selecciona en base al período de operación de la tubería (años), diámetro y tipo de material.

Q : Caudal Máximo Diario (m^3/s).

L : Longitud de la Tubería (m).

D : Diámetro interno (m).

h_f : Pérdida de carga (m).

2.4.3.2. Líneas de aducción por bombeo

La existencia de fuentes de abastecimiento de agua a elevaciones inferiores a los sitios de consumo, obliga a estudiar la posibilidad de bombeo mediante análisis económicos que permitan la solución más ventajosa. Para la elección de la aducción por bombeo se consideraran alternativas extremas: a) Diámetros pequeños y equipos de bombeo grandes, con lo cual se obtiene un costo mínimo por tubería, pero máximo para los equipos de bombeo y su operación, y b) Diámetros grandes y un equipo de bombeo de baja potencia, resultando altos costos para la tubería y bajos para los equipos y su operación. Entre estas dos alternativas extremas, existirá una gama de soluciones de acuerdo a los diferentes diámetros comerciales existentes, de cuyo análisis económico se selecciona el más conveniente.

Una aproximación para obtener el diámetro es mediante la utilización de la ecuación de Bresse.

$$D = 1,3 x \overline{Q_b} x \frac{N}{24}^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ecu. (2)}$$

Donde:

D : Diámetro (m).

Q_b : Caudal de bombeo (m^3/s).

N : Número de horas de bombeo.

2.4.4. Estanque de almacenamiento

El estanque de almacenamiento es generalmente es el elemento intermedio entre la fuente y la red de distribución (*op. cit, p.34*). Un buen estanque de almacenamiento, ya sea superficial o subterráneo, debe tener la suficiente cantidad de agua para que pueda abastecer y así poder ofrecer un servicio continuo a la comunidad.

2.4.4.1. Ubicación de los estanques de almacenamiento

En la ubicación de un estanque se debe tener presente el criterio que las pérdidas de carga sean similares en cualquier dirección, y que una altura única del tanque fuese suficiente, por esto en sitios planos y de densidades de población uniforme, el centro de éste sería el adecuado. Para el caso de densidades de población no uniformes, el estanque podría estar hacia el lado de mayor densidad de población. Cuando la topografía es abrupta el problema se complica; puntos muy elevados con respecto a otros puede exigir elevaciones distintas para los tanques, obligando en muchos casos a emplearse más de un estanque de almacenamiento.

Las normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS) normas para el diseño de abastecimiento de agua, establecen las presiones mínimas en el sistema de distribución durante las demandas máximas horarias y sin gasto de incendio, las cuales deben ser las siguientes:

- En barrios con ranchos o casa de segunda categoría, que se surtirán de fuentes públicas: 5 mts de presión de agua.

- En barrios de casas de segunda categoría, es decir aquellas casas de gente pobre, que se estima usaran más de una pluma de agua: 15 mts de presión de agua.

-En áreas residenciales con edificios de primera categoría de 3 o más pisos: 25 mts de presión de agua.

-En áreas residenciales con edificios de 4 a 6 pisos: 35 mts de presión de agua.

-En áreas comerciales e industriales, cuando están situadas en zonas especiales separadas de la zona residencial y destinada exclusivamente a esos fines.

-Para ciudades hasta 15.000 habitantes: 25 mts de presión de agua.

-Para ciudades hasta 15.000 a 50.000 habitantes: 35 mts de presión de agua.

-Para ciudades de más de 50.000 habitantes: 50 mts de presión de agua.

-La máxima presión estática permisible en los sitios de distribución es de 70 mts de presión de agua

2.4.4.2. Capacidad de estanque de almacenamiento

La capacidad que debe tener un estanque de almacenamiento depende de la sumatoria de los volúmenes calculados de diversas funciones, tales como:

- **Capacidad para compensar las fluctuaciones del consumo.**

Para determinar este volumen de agua se pueden aplicar los siguientes criterios:

Según Rivas (1983), representa un 25% - 28% del consumo medio de la población para distribución por gravedad.

$$V_{fl} = 25\% \text{ a } 28\% \times Q_m \quad \text{Ecu. (3)}$$

Donde

V_{fl} : Volumen de fluctuaciones.

Q_m : Caudal medio diario.

Una manera más precisa sería obteniendo el diagrama de masa de consumo para un día promedio, y elaborando la curva de consumos acumulados. La pendiente entre el punto de comienzo de consumo y el punto de culminación del día representa el gasto medio, y la suma de las máximas ordenadas referente al consumo medio representa el volumen a almacenar para compensar las fluctuaciones del consumo. Ver Figura 1 y Figura 2.

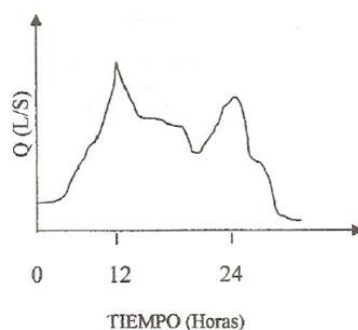


Figura 3. Curva de variación horaria para un día típico. Fuente: Beltrán, L (2002).

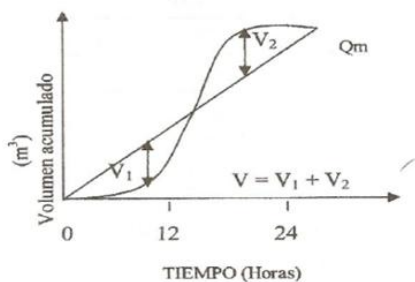


Figura 4. Curva de consumos acumulados construida en base a la curva de variaciones horarias para un día típico. Fuente: Beltrán, L (2002).

- **Capacidad para combatir incendio**

El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS), “Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos” (1989), establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares o bifamiliares aisladas 10 L/seg, para zonas residenciales destinadas a viviendas multifamiliares, comerciales o mixtas

e industriales, 16 L/seg para baja densidad y 32 L /seg para alta densidad; para todas se supondrá una duración de 4 horas.

Lo que deja como referencia esta fórmula:

$$V_{inc} = I \times (4hr) \quad \text{Ecu. (4)}$$

Además de esto, según las normas INOS “Normas para el diseño de Abastecimiento de Agua” (1965), los gastos y la duración de los incendios se obtendrán de la Tabla 1 y la Tabla 2.

Tipo de acueducto	Gasto (L/seg)	Duración (hr)
Población menor a 2.000 hab.	0	0
Población menor a 5.000 hab.	$Q = 15 \bar{X}$	Tabla 2.1.
$X = \text{miles de habitantes}$		
Población mayor de 5.000hab. En población mayor 200.000hab. Se deben considerar 2 incendios: uno en el sector comercial e industrial con el gasto $Q=15 \bar{X}$ L/seg y otro en el sector residencial con un gasto de $Q = 32$ L/seg	$Q = 15 \bar{X}$	Tabla 2.1
Secciones de la ciudad no muy densamente construida y con edificaciones pequeñas.	32	Tabla 2.1
Secciones de la ciudad muy densamente construidas y con edificaciones hasta de 3 pisos.	64	Tabla 2.1
Secciones de la ciudad con edificios de más de 3 pisos.	96	Tabla 2.1

Tabla 1. Gastos y duración de incendios. Fuente: Beltrán, L (2002)

Nota: Los valores que se obtienen con la fórmula $Q = 15 \bar{X}$ son excesivos para el caso de los núcleos urbanos y por ello deben ser tomados con las reservas del caso.

Gasto requerido de incendio (L/seg)	Duración (hr)
Menor de 30	3
De 30 a 106	4
De 106 a 150	5
Mayor de 150	6

Tabla 2. Duración de incendios. (INOS, 1965). Fuente: Beltrán, L (2002).

- **Capacidad para cubrir en caso de interrupciones del abastecimiento matriz.**

Según MSAS (1989), puede estimarse un período de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de la capacidad. Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro, se puede prescindir de este volumen.

$$V_{int} = Qm \times (4hr) \quad \text{Ecu. (5)}$$

Investigaciones llevadas a cabo por Rivas (1983), indicaron la conveniencia de almacenar 45% del consumo medio diario para poblaciones hasta de 1.000 habitantes, y de 35% del consumo medio diario para poblaciones comprendidas entre 1.000 y 5.000 habitantes.

- **Capacidad total del tanque de almacenamiento**

Será la sumatoria de todas las capacidades anteriormente calculadas y expresadas en litros.

$$V_t = V_{fl} + V_{inc} + V_{int} \quad \text{Ecu. (6)}$$

Se recomienda comparar el volumen anteriormente calculado con el recomendado por Rivas (1983), el cual indica almacenar 45% del consumo medio para poblaciones menores a los 1000 habitantes, tomándose en cuenta el menor volumen por criterios de economía.

2.4.5. Sistema de bombeo

En el caso de estaciones de bombeo, el gasto a considerar debe ser el correspondiente al consumo máximo diario si se bombea a un estanque y el consumo máximo horario si se bombea a la red directamente, pero en virtud de que ahora interviene una nueva variable, que es el tiempo de bombeo, es conveniente y justificado hacer un análisis considerando los gastos máximos y mínimos, como consecuencia de las demandas en los consumos actual y futuro, así como los incrementos durante el período de diseño se debe tener en cuenta además, la vida útil de los equipos, lo cual generalmente es menor que el del resto de los componentes del sistema de abastecimiento (aproximadamente de 10 a 15 años).

Generalmente resulta más ventajoso el seleccionar los equipos de bombeo para un gasto correspondiente a:

$$Q_b = Q_m \times \frac{24}{N} \quad \text{Ecu. (7)}$$

Donde:

Q_b : Caudal de bombeo.

Q_m : Caudal medio.

N : Número de horas de bombeo.

Y aumentar el tiempo de bombeo cuando sea necesario satisfacer la demanda del día de máximo consumo.

El número de unidades dependerá fundamentalmente del gasto de bombeo y de sus variaciones; debiendo además, suponer un margen de seguridad, previendo equipos de reserva para atender situaciones de emergencia.

Las bombas más frecuentes utilizadas en los sistemas de tuberías se clasifican en bombas centrífugas, bombas de flujo axial y bombas de flujo mixto.

Para la misma potencia de entrada y para igual eficiencia, las bombas centrífugas se caracterizan por presentar una presión relativamente alta con un caudal bajo, las bombas de flujo axial generan un caudal alto con una baja presión y las de flujo mixto tienen características que la ubican en un rango intermedio con respecto a los dos casos anteriores.

La condición de trabajo de cualquier bomba está definida principalmente por algunos factores, entre los que se pueden mencionar:

-Caudal o gasto de bombeo (Q_b): Es el volumen de líquido que fluye a través de la bomba por unidad de tiempo. Se expresa con frecuencia en m³/s o l/s.

-Altura Estática de Bombeo (H_e): En las condiciones que usualmente prevalecen en los sistemas de abastecimiento, es la diferencia de cotas entre las superficies libres de agua (presión atmosférica), en las estructuras de descarga y alimentación a una línea de bombeo, respectivamente. Se expresa en metros de columna de líquido.

-Altura Total de Bombeo (H): Corresponde a la energía por unidad de peso o altura total transferida al fluido por la bomba, y que es equivalente a la altura de descarga H_D , menos la altura total de succión H_S , más las pérdidas, es decir:

$$H = H_D - H_S + \text{Pérdidas} \quad \text{Ecu. (8)}$$

Usualmente se expresa en metros de columna del líquido bombeado.

-Rendimiento o Eficiencia (η): El incremento de la energía por unidad de tiempo, o potencia P_u , que recibe el líquido a la salida de la bomba, es siempre inferior a la potencia P en el eje del motor, en razón de las pérdidas hidromecánicas que tienen lugar en el interior de la máquina hidráulica. Rendimiento o eficiencia se expresa:

$$\eta = \frac{P_u}{P} \text{ Ecu. (9)}$$

-Potencia (P): Se refiere a la potencia en el eje de transmisión, o sea la requerida por la bomba en un determinado punto de trabajo y es equivalente a la relación:

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H}{\eta} \text{ Ecu. (10)}$$

Donde:

P : Potencia (Kgf. m/s o Kw).

γ : Peso específico del fluido (Kgf/m³).

Q : Caudal de bombeo (Lts/seg).

H : Altura de bombeo (m).

η : Eficiencia de la bomba.

-Torque (M): Es el par de las acciones dinámicas inherentes al proceso de transformación de energía en el interior de la bomba, con respecto al eje de transmisión. En condiciones permanentes existe equilibrio entre este torque y el generado por el motor, y la máquina rota a velocidad angular (ω) constante. La relación entre torque y potencia es:

$$M = \frac{P}{\omega} \text{ Ecu. (11)}$$

Si se expresa P en Kgf.m/s y ω en rad/s, el torque resultará expresado en Kgf.m.

-Velocidad de rotación (N , ω): Es la velocidad angular de los elementos giratorios del conjunto moto-bomba. Se expresa bien sea en revoluciones por minuto (N), o en rad/s (ω).

Al momento de realizar el diseño de un sistema de tuberías con una o más bombas rotodinámicas, es importante considerar ciertos aspectos al momento de seleccionar la bomba más adecuada, entre los cuales se puede citar:

Línea de gradiente hidráulico en sistemas bombas-tuberías.

-Curvas de la bomba.

-Curva del sistema.

-Punto de operación de la bomba.

-.Limitaciones de la cabeza de succión.

2.4.5.1. Línea de gradiente hidráulico en sistemas bombas-tuberías

La presencia de bombas en un sistema de tuberías afecta las líneas de energía total y de gradiente hidráulico del flujo, ya que las bombas son máquinas hidráulicas cuyo objetivo es convertir energía mecánica de rotación en energía cinética o potencial del fluido dentro del sistema. El efecto de esta conversión es añadir energía por unidad de peso (cabeza de velocidad o cabeza de presión) al flujo, aumento que es detectado por los manómetros aguas arriba y aguas debajo de la bomba; en consecuencia el aumento de energía se refleja en la altura manométrica en cada punto, afectándose así la forma y pendiente de las líneas mencionadas.

La Figura 3 muestra las líneas de energía total y de gradiente hidráulico para un sistema de bombeo, el cual incluye una bomba única colocada sobre una tubería

simple; esta bomba debe vencer la cabeza estática H_t más las pérdidas menores y las de fricción.

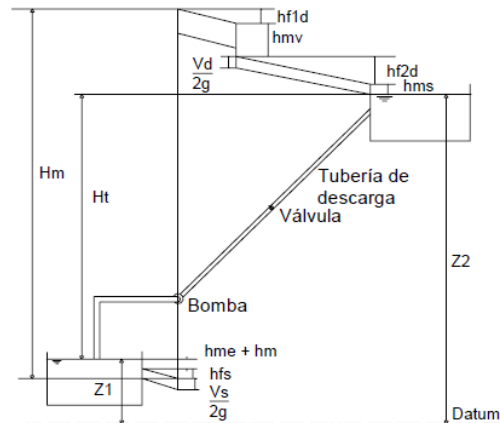


Figura 5. Bomba colocada en un sistema de tubería simple. Fuente: Hidalgo y Cubillan (2009).

A partir de esta figura se obtiene la siguiente expresión:

$$H_m = H_t + h_f + h_m \quad \text{Ecu. (12)}$$

Donde:

H_m : Cabeza manométrica.

H_t : Cabeza topográfica que debe ser vencida por la bomba.

h_f : Pérdidas de cabeza por fricción.

h_m : Pérdidas menores.

2.4.5.2. Curvas de la bomba.

Las curvas de caudal contra cabeza total y contra eficiencia son suministradas por los fabricantes de las bombas. La primera de estas (Q vs H_m), se conoce como curva de la bomba, cuya forma se muestra en la Figura 4.

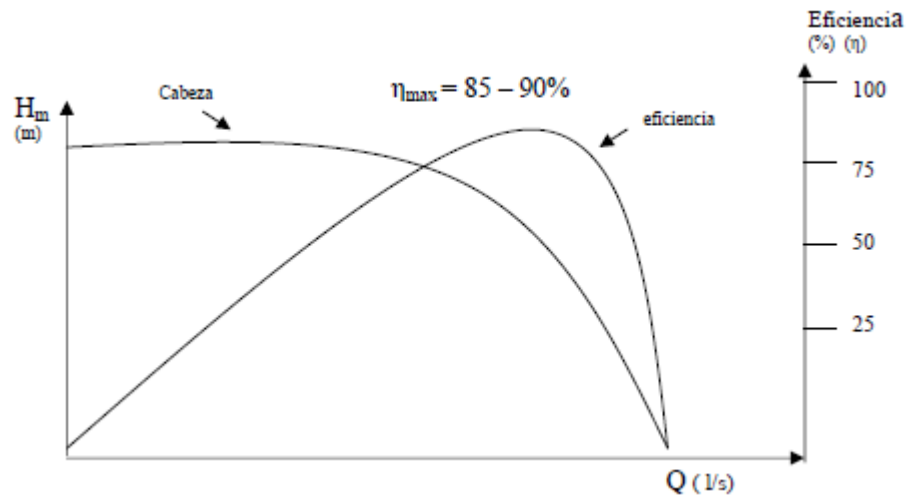


Figura 6. Esquemas de las curvas de la bomba y de eficiencia de ésta. Fuente: Hidalgo y Cubillan (2009).

Por lo general, esa curva se puede expresar de la siguiente forma:

$$H_m = A Q^2 + B Q + C \quad \text{Ecu. (13)}$$

Donde los coeficientes A, B y C, pueden ser calculados tomando tres puntos (Q, H_m) de la curva del fabricante y resolviendo esta ecuación para cada uno de ellos.

2.4.5.3. Curva del sistema.

A partir de la ecuación de rendimiento o eficiencia (η) y con la simplificación y reemplazo de ciertos valores, se obtiene:

$$H_m = H_t + f_i \frac{l_i}{d_i} + k_{mi} \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ecu. (14)}$$

Esta ecuación indica que el caudal crece con la raíz cuadrada de H_m , la forma de la ecuación depende de las características de la tubería. Para construir la curva del sistema, se seleccionan una serie de valores de H_m , y de la ecuación se obtiene los valores correspondientes del caudal. Las parejas de puntos se llevan a una gráfica cuya forma general se representa en la Figura 5.

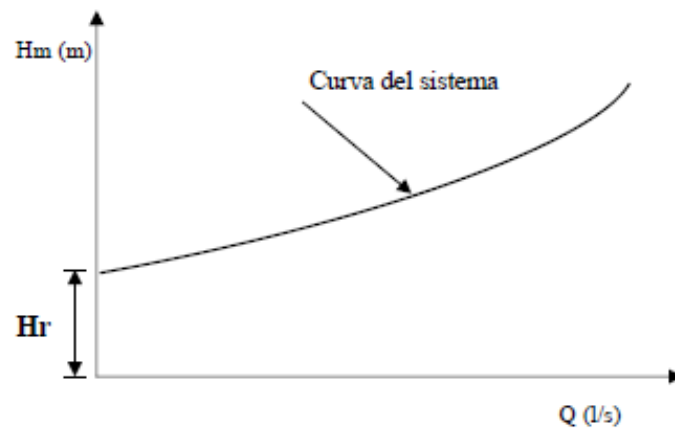


Figura 7. Curva del sistema en un sistema bomba tubería. Fuente: Hidalgo y Cubillan (2009).

Su forma depende de la geometría y del material de la tubería y de la cabeza topográfica que debe ser vencida por la bomba.

2.4.5.4. Punto de operación de la bomba

Una vez construidas las curvas de la bomba y la del sistema, es fácil encontrar el punto de operación de ésta, es decir, el caudal que está siendo enviado y la cabeza suministrada por la bomba. Dicho punto de operación es el corte de las dos curvas anteriores, como se muestra en la Figura 6

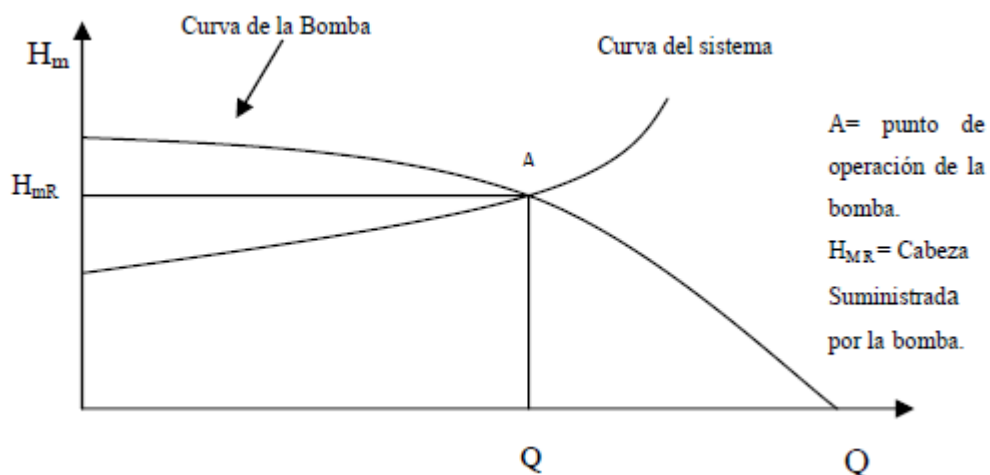


Figura 8. Punto de operación de la bomba. Fuente: Hidalgo y Cubillan (2009).

2.4.5.5. Limitaciones de la cabeza de succión.

En el caso de bombas, el fenómeno de cavitación puede ocurrir tanto en la tubería de succión como en los alabes del impulsor, debido a que en estos lugares la presión tiende a ser menor que la atmosférica. La cavitación, además de producir daños físicos y ruidos, puede llegar a reducir de manera considerable el caudal descargado. Con el fin de evitar todos estos efectos es necesario impedir que la presión a la entrada de la bomba sea menor que un cierto límite, el cual a su vez es influido por una posterior reducción adicional de presión a dicha entrada. Para establecer este límite se utiliza el término que se conoce como cabeza neta de succión positiva, el cual se representa por medio de la siguiente ecuación:

$$NPSH_{Disp} = \frac{P_a}{\rho g} - H_s - \frac{P_v}{\rho g} - \frac{v^2}{2g} - hf \geq NPSH_{Req} \quad \text{Ecu. (15)}$$

Donde:

P_a : Presión atmosférica (absoluta).

P_v : Presión de vapor (absoluta).

H_s : Cabeza manométrica de succión.

2.4.6. Planta de tratamiento

La mayoría de las aguas necesitan, en mayor o menor grado la aplicación de algún tratamiento para cumplir con lo exigido en las normas sanitarias de calidad del agua potable según Kemmer y Callian (1989), en su “Manual del Agua, su Naturaleza, Tratamientos y Aplicaciones”, básicamente una planta de tratamiento de agua superficial consiste en procesos de: coagulación, floculación, sedimentación, filtración, desinfección, almacenamiento y bombeo a la red de distribución.

-Coagulación: el agua cruda turbia contiene material suspendido, tanto sólidos que pueden asentarse, como partículas lo suficientemente grandes que se asientan en reposo o sólidos dispersos que no se asientan con facilidad. Una parte considerable de

estos sólidos que no se asientan pueden ser coloides. La coagulación desestabiliza estos coloides al neutralizar las fuerzas que los mantiene separados. Esto se logra, por lo general, añadiendo coagulantes químicos y añadiendo energía de mezclado. Las sustancias químicas de uso común son las sales de aluminio, las sales de hierro y los polímeros de peso molecular alto.

-Floculación: Se presenta el caso, donde el flóculo formado por la aglomeración de varios coloides no sea lo bastante grande como para asentarse o desecarse con la rapidez deseada. Un floculante reúne partículas floculadas, formando puentes de una superficie a otra y enlazando las partículas individuales en aglomerados.

-Sedimentación: Es la eliminación de los flóculos en el agua por asentamiento gravitacional. Para que se efectúe la sedimentación, la velocidad del agua debe reducirse a un valor tal que los sólidos se asienten por gravedad, si es suficientemente grande el tiempo de retención en el recipiente de sedimentación. La velocidad del asentamiento de las partículas está determinada por su tamaño, forma y densidad, así como por la naturaleza del líquido a través del cual se asienta.

-Filtración: En regiones donde se dispone una fuente de agua cruda con una turbidez muy baja, algunas plantas de tratamiento aplican filtración directa como único tratamiento para eliminación de sólidos. Este proceso retiene desde objetos tales como ramas de árbol, hasta partículas de cierto tamaño. Y la filtración propiamente dicha se lleva a cabo mediante filtros de arena. Existen diferentes tipos de filtración entre los cuales se pueden nombrar: filtración en medio granular, lechos múltiples de filtración y filtros de septicos.

-Desinfección: El agua que se utiliza en el abastecimiento de una población debe ser, específicamente, un agua exenta de organismos patógenos para evitar brotes epidémicos de enfermedades de origen hídrico. Para lograr esto, es necesario desinfectar el agua mediante tratamiento físico o químico que garantice su esterilidad microbiana-patógena. Los tratamientos más conocidos son la cloración, lupocloración

y clorominación; la aplicación de ozono, rayos ultravioleta, cal, plata y permanganato de potasio.

2.4.7. Red de distribución

Se encargan de llevar el agua a los diferentes sectores de la comunidad, para lo cual se requiere un sistema de conductos a presión que tengan la capacidad necesaria para suministrar cantidades suficientes y dentro de ciertas normas estipuladas para cada zona en particular, como lo plasma López (1999) en su libro “Abastecimiento de Agua y Alcantarillados”. Según el MSAS (1960) “Normas para el Estudio, Diseño y Construcción de Acueductos en Localidades Pequeñas”, la presión mínima para acueductos rurales será del orden de 7 a 9 mts, conforme a la importancia de la localidad y altura de las edificaciones. Las presiones estáticas máximas no deben pasar de los 45 mts, pudiendo llegar en casos especiales a 55 mts. Las redes de distribución deben ser, a su vez, capaces de suministrar ese gasto a ciertas presiones para que se garantice el uso irrestricto del agua. Un sistema de distribución cuenta esencialmente de: tuberías matrices, de relleno, arteriales y tuberías de servicio.

2.4.7.1. Trazado de la red de distribución

El trazado de la red debe obedecer a la conformación física de la población y por lo tanto no existe una forma predefinida. Hidráulicamente se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas, dependiendo de las condiciones. Existen diversos trazados de red entre los que se pueden citar:

-De mayor a menor diámetro: este esquema puede ser usado en poblaciones pequeñas donde por lo general no existe más de una calle principal. Tiene forma alargada e irregular. El diseño hidráulico corresponde al de la red abierta.

-En árbol: existe un tronco principal del cual se desprenden varias ramificaciones. El diseño hidráulico corresponde al de la red abierta.

-En parrilla: la tubería principal forma una malla en el centro de la población y de ella se desprenden varios ramales. Al centro se conforma una red cerrada y perimetralmente se tienen ramales abiertos, es decir, se trata de una red mixta.

-En malla: es la forma más usual de trazado de redes de distribución. Se conforma varias cuadrículas o mallas alrededor de la red de relleno.

2.4.7.2. Diseño de la red de distribución

Para el diseño de la red de distribución es imprescindible haber definido la fuente de abastecimiento y la ubicación tentativa del estanque de almacenamiento.

El análisis de la red debe contemplar las condiciones más desfavorables, lo cual hace pensar en la aplicación de factores para las condiciones de caudal máximo horario y la estimación de la demanda de incendio.

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir; esto obliga en muchos casos (ciudades con topografía irregular), a separar redes mediante estanques, válvulas reductoras de presión o tanquillas rompe cargas, a fin de mantener estas presiones dentro de los valores máximos tolerables en la red de distribución. Diversos métodos se han seguido para determinar los gastos por cada nodo de una red, entre los cuales los más generalizados son: el método de las áreas y el método de la repartición media.

a) Método de las áreas: se trata de determinar el gasto o consumo medio para toda la zona a proyectar y las áreas de influencia de cada nodo con su peso respectivo, a fin de definir una demanda unitaria. Se entiende por peso de un nodo a la rata de ocupación del nodo o de desarrollo en el periodo de diseño. Se enumeran los nodos que configuran la malla y se determinan las áreas de influencia de cada uno, trazando las mediatrices de los tramos. Se procura tener áreas de figuras geométricas conocidas o en caso contrario, debe disponerse de planímetros para su medición.

b) Método de repartición media: este método muy generalizado, para la concentración de los gastos en los nodos, es mediante la repartición del gasto por mitad a ambos extremos de cada tramo. Para ello, una vez que se ha definido la malla y se han determinado los gastos medios de consumo en cada tramo de todo el sistema (tubería principal, secundaria y ramales abiertos), se asignan los gastos de las tuberías secundarias y ramales ciegos a las tuberías principales, de acuerdo a una distribución lógica. Asignado a cada tramo de la tubería principal (la malla), el gasto correspondiente, se multiplica por el factor de diseño (K_2 y K_3 , etc.), y se reparten dichos gastos por mitad a cada nodo que constituye el tramo.

En caso de mallas cerradas, el equilibrio hidráulico de la red puede hacerse por cualquier método que permite el cierre o diferencia de presiones entre la entrada y la salida menor de 1 m. Los métodos tradicionales de cálculo son: Hardy-Cross y longitudes equivalentes. También se pueden usar programas de computación como: IP3-Acueducto, Kypipe, Watercad, Epanet y Cybernet.

2.4.7.3. Red ramificada o red abierta

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos. Puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal. (*op. cit, p.34*)

De acuerdo a lo mencionado por el autor, las redes dependerán del diseño de vialidad, donde serán estudiadas y se determinaran el diseño de la red más conveniente; este tipo de red puede ser por una arteria central con una serie de ramificaciones para dar servicio a algunas calles que han crecido convergiendo a ella. Es decir, el agua llega a los diferentes puntos siguiendo un solo camino.

Para conocer los gastos medios de consumo en cada tramo pueden determinarse conociendo la zonificación y asignando la dotación correspondiente de acuerdo a las normas sanitarias vigentes.

2.4.7.4. Tipo mallado o red cerrada

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Se trata de la interconexión de las tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. (*op. cit, p.34*). Es importante saber que para el diseño de una red de mallada se trata de encontrar los gastos de circulación de caudal de cada tramo, para lo cual se apoya en algunas hipótesis estimativas de los gastos en los nodos, en cambio en ciudades donde no exista plano regulador, la estimación de gastos medios de consumos se hará en función del crecimiento poblacional para el periodo de diseño considerado. Deberán tomarse en cuenta las características de las viviendas, las densidades de población por zonas y la posibilidad de expansión futura.

2.5. Importancia del estudio de la zona

Según Beltrán (2002), “es importante realizar un estudio de la zona ya que así se puede reforzar las herramientas disponibles para poder diseñar el acueducto, ya que el suministro de agua, en la calidad y cantidad requerida”p.22. Esta es una tarea vital y preponderante para la subsistencia del hombre y su consiguiente desarrollo, y así poder aportar calidad de vida a futuros habitantes de cierta zona. También, para el momento de procesamiento de datos de los cálculos, sea palpable y evidente la ventaja que ofrece el estudio de la zona, porque en pocas horas se puede desarrollar una serie de alternativas y variantes que de otra manera demandaría varios días de trabajo y en la mayoría de los casos, tan solo con una o dos variantes.

2.6. Selección del tipo de distribución.

Explica que existen diversas condiciones para la realización del tipo de distribución de un acueducto (*op. cit, p.34*). Cabe destacar que el tipo de distribución dependerá de las condiciones topográficas, la ubicación de la fuente respecto a la red y al estanque, motivará diversas formas de suministro de agua a la red de abastecimiento, planteándose varias posibilidades o alternativas, a saber:

2.6.1. Sistema suministro por gravedad

El análisis, tratándose de una sola red se hará para los dos casos siguientes: a) consumo máximo horario y b) caso de incendio. Cuando las condiciones topográficas obliguen a separar el sistema de distribución en más de una red. (*op. cit p.34*). En este tipo de sistema se aprovechan los desniveles del terreno para la distribución del mismo, desde el lugar de almacenamiento hacia la línea de aducción. Cabe destacar que los gastos de alimentación por cada punto dependerán de la zonificación, densidad y homogeneidad de la zona a servir. Se considera que, si no existen diferencias notables en la zona a servir en cuanto a densidad de población y de zonificación, puede estimarse una repartición del gasto por mitad a cada punto de alimentación o proporción al número de puntos de alimentación. Para la interconexión entre ellas puede ser hecha a través de válvulas reguladoras o por tanquillas rompe-cargas.

2.6.2. Sistema suministro por gravedad

En este caso, la red de distribución se analizará como en el caso de la red por gravedad y el bombeo será un problema de línea de aducción (*op. cit p.34*). Como lo relata el autor, en este caso se usará un sistema de bombas para impulsar el vital líquido desde el punto de captación hasta la zona en que se encuentra el tanque elevado, y a partir de él se usará el sistema por gravedad para alimentar el mallado.

2.6.3. Sistema suministro por bombeo directo

Un bombeo directo significa mayores longitudes de tuberías, al no aprovecharse la misma red para conducir al estanque, pero puede representar una solución más práctica cuando no se dispone de organizaciones operativas y de mantenimiento. (*op. cit, p.34*). Este tipo de red se da cuando existe el caso de limitaciones en las presiones máximas en la red de distribución, que puede obligar a una solución de bombeo directo, aun en ciudades donde no existan problemas de operación y mantenimiento del sistema que funcionen eficientemente. Esto puede ser el caso de áreas rurales.

Cuando las condiciones que se han señalado no prevalecen, casi invariablemente resulta más económica una solución a base de un bombeo contra la red. Si este fuere el caso, se requiere hacer los análisis que garanticen un servicio a presión, eficiente y continuo.

Así mismo, menciona que en algunos casos, la incorporación de una nueva red a un sistema de abastecimiento de agua existente en una localidad, también pueden presentar alternativas diferentes para el diseño; así por ejemplo, en una ciudad donde se disponga del suministro de agua y se vaya a incorporar un nuevo desarrollo urbanístico será necesario reconocer la presión en el punto de incorporación; una vez definida ésta, se podrá determinar si se puede dar servicio a todo el sector con presiones adecuadas, o sí por el contrario se precisa de una estación de bombeo.

A su vez, el autor sugiere que en el caso que la presión disponible permita llevar el agua a todas las edificaciones dentro de los rangos de presión normalizados, la incorporación podrá hacerse directamente a la tubería matriz y diseñar la red, atendiendo a las condiciones de diseño las cuales son: caso de consumo máximo horario y caso de incendio si la requiere.

- **Superficiales:**

- Rio

- Laguna

- Represa

- **Subterráneas:**

- Pozo

- Galería

- Aljibe

2.7. Componentes de la red distribución de agua potable.

2.7.1. Red de transporte

Arocha (1980), indica que una red está constituida por las conducciones de mayor diámetro y transporta el agua desde la planta de tratamiento, depósitos de regulación o estaciones de bombeo, alimentando a la red arterial. Es importante recalcar que no se permite que, desde la misma, se realicen tomas directas a los usuarios.

2.7.2. Red arterial

Es la constituida por el conjunto de tuberías y elementos de la red de distribución que enlazan diferentes sectores de la zona abastecida. Al igual que en la red de transporte, tampoco se permite realizar acometidas desde la red arterial (*ibídem*).

2.7.3. Red secundaria

Está formada por el conjunto de tuberías y elementos que se conectan a la red arterial y de las que se derivan, en su caso, las acometidas para los suministros, bocas de riego y tomas contra incendios (*ibídem*).

2.7.4. Acometidas

Son las tuberías y otros elementos que unen la red secundaria con la instalación interior del inmueble que se pretende abastecer (*op. cit p.43*).

2.7.5. Consumo

Es un conocimiento de gran importancia en el diseño para el logro de las estructuras funcionales, dentro de lapsos económicamente aconsejables. Mediante investigaciones realizadas, indica que se llega a aproximaciones que hacen más precisas las estimaciones sobre consumos de agua (*op. cit, p.43*). De acuerdo a lo dicho anteriormente, la suma de los caudales conduce a la determinación de un gasto o consumo medio, lo cual ha de constituir la base de todo diseño de acueducto, requiriéndose por tanto, un conocimiento completo de las estimaciones de caudales.

Las normas, basadas en alguna investigación y apoyadas en las de otros países, asignan cifras para las dotaciones de agua tomando en cuenta el uso de la tierra, la zonificación, y otros casos, como las características de la población, expresándolas en lts/días/parc, lts/pers/día, lts/seg o, en caso de industrias, en función al tipo y de la unidad de producción.

Estas cifras conducen a la determinación de un gasto o consumo medio, lo cual ha de constituir la base de todo diseño, requiriéndose, por tanto, un conocimiento cabal de estas estimaciones. Especial cuidado debe tenerse en la adopción de los criterios para esta determinación, ya que se ha hecho práctica común el uso de normas que asignan cifra globales de consumo, en (lts/pers/día) y que utilizados de una manera general pueden conducir a sobre diseños o, por el contrario a proyectos insuficientes o prematuramente obsoletos.

En un sistema de abastecimiento de agua el gasto medio constituye la base fundamental para el diseño de cada una de las partes de dicho sistema. Este gasto medio está íntimamente ligado a los consumos de agua de la población a servir. Las normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS): “Normas para el diseño de los abastecimientos de agua”, señalan que cuando sea necesario proyectar un sistema de abastecimiento de agua para una ciudad y no se tengan datos confiables sobre consumo, se sugieren como consumos mínimos permisibles para objeto del diseño lo indicado en la siguiente Tabla 3.

Población	Servicios con medidores	Servicios sin medidores
	Litros/persona x día	Litros/persona x día
Hasta 20.000	200	400
De 20 a 50.000	250	500
Mayor de 50.000	300	600

Tabla 3. Consumos mínimos permisibles. Fuente: Normas para el diseño de los abastecimientos de agua

2.8. Factores que afectan al consumo

Una comunidad o zona a desarrollar está constituida por sectores residenciales, comerciales, industriales y recreacionales, cuya composición porcentual es variable para cada caso. Esto permite fijar el tipo de consumo de agua predominante y orientar en tal sentido las estimaciones

2.8.1. Consumo doméstico

Constituido por el consumo familiar de agua potable, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín y lavado de carros (*op. cit p.43*). Es importante indicar que el consumo doméstico representa el gasto predominante de todo acueducto, es decir, es el que sustrae el mayor caudal del sistema de agua potable.

2.8.2. Comercial o industrial

Puede ser un gasto significativo en casos donde las áreas a desarrollar tengan una vinculación industrial o comercial (*op. cit p.43*). De acuerdo a lo referido por el autor, las cifras de consumo se basan dependiendo del tipo de industria y comercio, más que en estimaciones referidas a áreas o consumo per cápita. Cuando el comercio o industria constituye una situación normal, tales como pequeños comercios o industrias, hoteles, estaciones de gasolina, etc., ello puede ser incluido y estimado dentro de los consumo per cápita adoptados, y diseñar en base a esos parámetros.

2.8.3. Consumo público

Está constituido por el agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como la limpieza de calles (*op. cit p.34*). Estos son gastos adicionales que se le agrega a las determinaciones de caudales; estos gastos se determinan mediante el área a servir.

2.8.4. Consumo por pérdida en la red

Es motivado debido a juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y pueden llegar a representar de 10% a 15% del consumo total (*op. cit p.43*). Es

sustancial recalcar que existen pérdidas ocasionadas por el movimiento del agua en la propia tubería que causa caídas de presión, considerando que el caudal está afectado por las pérdidas de presión por fricción en el interior de las tuberías.

2.8.5. Consumo por incendio

En términos generales, puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendios (*op. cit p.43*). En el diseño de todo acueducto este factor debe ser considerado importante dependiendo del tipo de zona a servir.

2.8.6. Criterios básicos de diseño.

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, diarias y horarias y pueden expresarse en función (%) del Consumo Medio (Q_m) (*op. cit. p.36*). De acuerdo a lo que reseña el autor, existen períodos durante el año donde hay mucho consumo como también, poco consumo. En época de lluvia, las comunidades demandan menores cantidades de agua del acueducto que en época de sequía. Así mismo, durante una semana cualquiera se observa que en forma cíclica, que ocurren días de máximo consumo (generalmente los lunes) y días de mínimo consumo (generalmente los domingos). Más aún, si se toma un día cualquiera, también resultará cierto que los consumos de agua presentarán variaciones hora a hora, mostrándose horas de máximo y horas de mínimo consumo.

Durante el diseño del acueducto hay que tener en cuenta que el problema consistirá, entonces, en poder satisfacer las necesidades reales de cada zona a desarrollar, diseñando cada estructura de forma tal que estas cifras de consumo y variaciones de los mismos no desarticulen a todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

El autor señala que el consumo medio diario (Q_m), puede ser obtenido:

a) Como sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.

b) Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño.

c) Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

2.9. Variaciones de consumo.

Las ecuaciones para conseguir los diferentes gastos en diferentes períodos son (*op. cit, p.34*):

2.9.1. Consumo medio (Q_m)

Se define como el producto entre la cantidad de habitantes de la zona en estudio y la dotación que a éstos se le asigne, dividido entre la cantidad de segundos diaria para obtener dichos consumos en litros/segundos.

El consumo medio puede ser obtenido;

-Como la sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.

-Como resultado de una determinación del consumo per cápita para una población de diseño.

-Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

$$Q_m = \frac{(\text{Dotación} \times \text{Población})}{86400} \quad \text{Ecu. (16)}$$

Donde:

Q_m : Consumo expresado en L/s

Dotación: Consumo de aguas asignada por persona. (En dado caso que no se tenga los consumos medios estimados se sugiere el uso de la Tabla 3).

2.9.2. Consumo máximo diario (Qmd)

Es el consumo máximo de una serie de registros observados los 365 días de un año.

$$Qmd = (Qm \times K_1) \quad \text{Ecu. (17)}$$

Donde:

K_1 : Coeficiente de caudal del consumo máximo diario.

2.9.3. Consumo máximo horario (Qmh)

Que es el consumo máximo de una serie de registros observados las 24 horas del día de máximo consumo.

Si no se poseen registros de los consumos en la zona de estudio se puede hacer uso de las siguientes formulas;

$$Qmh = (Qm \times K_2) \quad \text{Ecu. (18)}$$

Donde:

K_2 : Coeficiente de caudal del consumo máximo horario.

Arocha (1997)	Rivas (1983)	INOS (1965)	MSAS (1989)
$K1 = (1,2 - 1,6)$	$K1 = 1,25$	$K1 = 1,20$	$K1 = 1,25$
$K2 = (2 - 3)$	$K2 = \frac{2,75 - 0,0075X}{(1000\text{hab} < \text{Pob} < 100.000\text{hab})}$		$K2 = 2,5$
	X= población en miles de hab.		
	$K2 = 2$ (Pob \geq 100.000hab)		
	$K2 = 2,75$ (Pob \leq 1000hab)		

Tabla 4. Coeficientes de caudal para los consumos máximo diario y horario según diversos autores.
Fuente: Beltrán (2002).

2.10. Periodos de diseño

Arocha (1978), especifica que un sistema de abastecimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado período. En la fijación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente aconsejable. Por lo tanto, el período de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya sea capacidad en la conducción del gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipo, tomando en cuenta obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

2.10.1. Período de diseño para componentes de abastecimiento de agua

El período económico de diseño de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua depende de su vida útil, de su costo inicial, la facilidad con la que se pueda expandir y de la posibilidad que se tornen obsoletos debido a los avances tecnológicos. Los diferentes elementos de sistemas de distribución puede ser diseñados de manera apropiada para diferentes periodos y su diseño puede basarse en criterios de flujo diferentes.

2.10.2. Períodos de diseño para diferentes instalaciones de abastecimiento de agua

La norma para el diseño de abastecimiento de agua INOS, recomienda;

-Estaciones de bombeo para 10 o 15 años de vida y con capacidad para los posibles incrementos de la población futura.

-Pozos: 15 años de vida útil.

-Plantas de tratamiento: de 20 a 30 años (sin considerar sus posibles extensiones por duplicación).

-Diques, embalses: de 40 a 50 años.

-Líneas de tuberías de $\Phi \leq 12''$: de 20 a 25 años si la magnitud de la obra lo justifica, estos períodos pueden ser mayores.

-Tubería de servicio local para captar su pleno desarrollo en densidad: generalmente 20 años.

-Líneas de aducción grandes: vida útil 40 años.

-Estanque de concreto: de 30 a 40 años.

-Estanques metálicos: de 20 a 30 años.

-Redes de distribución: éstos deben diseñarse para el completo desarrollo del área, generalmente se estima períodos de diseño de 20 años, pero cuando la magnitud lo amerita puede ser de 30 a 40 años o más.

2.10.3. Durabilidad o vida útil de las instalaciones

Se refiere que la durabilidad de las instalaciones dependerá de la resistencia física del material a factores adversos por desgaste u obsolescencia (*op. cit, p.34*). Es importante estar al tanto que todo material se deteriora con el uso y el tiempo, pero su resistencia a los esfuerzos y a los daños a los cuales estará sometido es variable, dependiendo de las características del material empleado. Así, al hablar de tuberías como elemento de primer orden dentro de un acueducto, se encuentran distintas resistencias al desgaste por corrosión, erosión y fragilidad; factores estos que serán determinantes en su durabilidad o en el establecimiento de períodos de diseño, puesto que sería ilógico seleccionarlos con capacidad superior al máximo que les fija su resistencia física.

2.10.4. Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones.

La fijación de un período de diseño, está íntimamente ligado a factores económicos. Por ello, al analizar cualquiera de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua, la asignación de un período de diseño ajustado a criterios económicos, estará regido por la dificultad o facilidad de su construcción, es decir, por los costos que son los que inducirán a mayores o menores períodos de inversiones nuevas, para atender las demandas que el crecimiento poblacional obliga.

2.11. Tuberías

2.11.1. Tubería matriz (mayores a 400mm)

Conducen el agua desde los tanques de almacenamiento o estaciones de bombeo o aducción a las tuberías arteriales (*op. cit, p.36*). En la tubería matriz no se deberían hacer tomas domiciliarias porque afectaría la presión de su interior, ya que

éstas son los elementos sobre los cuales se mantienen las presiones básicas de servicio para el funcionamiento correcto del sistema de distribución general, las tomas deben hacerse sobre tuberías de distribución paralelas.

2.11.2. Tuberías arteriales o principales

“Suplen los gastos a los hidrantes y consumos en general” (*op. cit, p.36*). De acuerdo lo mencionado anteriormente, estas tuberías están destinadas al suministro del agua potable a las viviendas y demás establecimientos, tanto públicos como privados.

2.11.3. Tuberías de relleno

Pueden hacer la misma función de las arteriales pero en general se utilizan para intercomunicar redes para formar mallas (*op. cit, p.36*). Es importante mencionar que este tipo de tuberías deben tener diámetros menores que las arteriales o principales, ya que deben cumplir con un diámetro suficiente para servir a los hidrantes y garantizar las presiones mínimas.

2.11.4. Tuberías de servicio

Suplen el consumo desde las tuberías a los medidores comerciales instalados en la residencia o institución que reciba el servicio (*op. cit, p.36*). De acuerdo a lo establecido por el autor, en los medios urbanos el diámetro de las tuberías de servicio debe ser mayor o igual a $\frac{3}{4}$ de pulgada; en medios rurales se pueden aceptar diámetros de hasta $\frac{1}{2}$ pulgada.

2.12. Tuberías según el tipo de material.

2.12.1. Tuberías de hierro fundido

La tubería de hierro fundido ha sido la más utilizada para la conducción del agua ya que es un material resistente a la acción del tiempo bajo la doble fuerza de la naturaleza y del agua. Rivas (1983). Como se ha dicho, la tubería mencionada resiste a la corrosión y más aún cuando es protegida con baños o películas de protección anticorrosivas. Su durabilidad depende en realidad del medio en el cual esté expuesto.

Sin embargo, se le da una duración promedio de 30 años, prestando un buen servicio, sin que su capacidad de transporte se reduzca más allá del 70%.

2.12.2. Tuberías de asbesto-cemento de presión

Durante los últimos años se ha intensificado el uso de tuberías de asbesto-cemento (mezcla de cemento portland, sálica y fibras de asbesto (*op. cit, p.54*). Hay que hacer notar que, debido a una serie de ventajas, como la de tener un mayor coeficiente C (se recomienda usar un valor de 130), poseyendo para condiciones semejantes mayor capacidad; otra de sus ventajas también sería poseer un material prácticamente inerte, la cual es adecuado para transportar aguas corrosivas; también su colocación suele ser más económica, por su fácil manipulación.

2.12.3. Tuberías de acero

Estas tuberías son utilizadas en el campo de abastecimiento de agua potable para conducir agua en líneas de aducción (*op. cit, p.54*). Vale la pena recalcar que estas tuberías por el tipo de material es recomendable colocarlas sobre la superficie misma del terreno. Estas tuberías suelen ser más livianas por su menor espesor, pero deben ser protegidas con películas anticorrosivas interior y exteriormente cuando las aguas y el medio exterior sean desfavorables.

2.12.4. Tuberías de hierro galvanizado

Son usadas en las instalaciones domiciliarias y en pequeños acueductos (*op. cit, p.54*). Estas tuberías pueden ser usadas siempre y cuando vayan sobre la superficie misma del terreno. Van unidas por juntas de roscas, lo que facilita la colocación en sitio. Este tipo de tuberías son galvanizadas con cinc cubriendo tanto el interior y como el exterior del tubo.

2.12.5. Tuberías de concreto.

Las tuberías de concreto, usadas para la conducción de agua a presión, se fabrican reforzadas con mallas metálicas o camisas de acero, dependiendo de los manufactureros (*op. cit, p.54*).

Vale la pena decir que estas tuberías presentan una gran ventaja a la hora del transporte, ya que pueden fabricarse en las poblaciones donde se realizarán los acueductos, esto evita los altos costos y dificultad de transporte.

2.12.6. Tuberías plásticas.

Estas tuberías son confeccionadas (las del tipo de presión) con sustancias inertes que presentan clara ventaja sobre las anteriormente descritas en cuanto a la estabilidad química del material que las conforma (*op. cit, p.54*).

Hay que destacar que estas tuberías han sido utilizadas más frecuentemente durante las dos últimas décadas debido que son de tipo rígidos y flexibles con sus usos propios y por sus numerosas ventajas, como lo liviano del material (± 82 kg. para 9 m. de longitud) permite un mejor transporte y colocación de estas tuberías.

Más adelante, el autor señala que la denominada P.V.C (Cloruro de polivinilo) de presión, por ejemplo, se manufacturan en el tipo “blue brute” de paredes gruesas, para soportar presiones de 7, 10,5 y 14,0 kg/cm² (100, 150 y 200 lb/pulg.²), y se encuentran en las especificaciones de hierro fundido.

Se construyen de 4, 6, 8, 10 y 12 pulgadas de diámetros para las clases 100 y 150; y de 4, 6 y 8 pulgadas para la clase 200.

Por otra parte, tuberías confeccionadas a base de fibras de vidrio (permestran) de alta presión, que lleva un corazón de P.V.C arropado con las fibras de vidrio unidas con resina epóxica, son también tuberías que, como las de P.V.C, poseen una gran lisura de sus paredes permitiendo mayor capacidad de transporte debido a mayores valores del coeficiente de fricción (C) adoptados para ellas. Estas tuberías son del tipo flexible con las ventajas en ello inherentes.

2.12.7. Tuberías para conexiones domiciliarias

Para estos pequeños diámetros de tuberías se utilizan el hierro galvanizado, el cobre, material plástico y bronce (*op. cit, p.54*). Son las tuberías y accesorios que se

instalan desde la red de distribución hacia cada vivienda o establecimiento tanto público como privado. Existen variedad de accesorios como las uniones de hierro galvanizado que son de rosca macho y hembra; las de cobre, con uniones especiales, utilizando la maleabilidad del metal; las plásticas, con la ayuda de películas fijadoras entre una y dos espigas de diferentes diámetros y las de bronce, con rosca macho y hembra.

Todo esto se resume en la Tabla 5.

Tubería	C	Ventajas	Desventajas	Tipo de juntas	Uso	Edad
Hierro fundido (H.F)	100	Ha sido la más utilizada cuando se protege internamente contra acción corrosiva.	Hay que protegerlas de agentes corrosivos. Es frágil. Hasta 5% de pérdida por rotura.	Juntas de espigas y campana. Juntas mecánicas. Juntas roscadas.	Enterradas generalmente en redes.	30 años
Hierro fundido dúctil (H.F.D)	100	Menos frágil que el H.F. Con menos porcentaje de rotura que H.F.	Hay que protegerla de los agentes corrosivos.	Idénticas a la de H.F	Enterrada superficial.	30 años
Asbesto-cemento (A.C.P)	130	Más frágil que la H.F. Material inerte, colocación económica buen ángulo de deflexión en las juntas y estancas.	Mayor porcentaje de rotura durante transporte.	juntas “simplex” juntas “brigitte”	Enterrada.	40 años
Hierro galvanizado (H.G)	100-110	Resistente a los impactos y gran duración.	Poco resistente a la corrosión y oxidación por lo cual su uso enterrada no es conveniente.	Rosca.	Instalaciones domiciliarias y superficie.	S/I
Plástica (P.V.C)	140	Últimamente más usadas, fácil transporte y colocación. Flexibles. Livianas. Inertes a la		Rosca.	Preferiblemente enterradas.	S/I

corrosión.

Tabla 5. Tuberías para acueductos (Arocha 1977, Rivas 1983, McGhee 1999, Méndez 1995). Fuente: Beltrán, L. (2002).

2.13. Colocación de tuberías

Se colocan en zanjas para protegerlas de agentes exteriores y para no obstaculizar el tránsito en las calzadas (*op. cit, p.54*). Estas zanjas deben de ser excavadas las medidas indicadas en las normas sanitarias; deben llevar una profundidad y ancho adecuados para la protección de la tubería y para facilitarle su colocación.

Los organismos competentes, basados en el diámetro del tubo, recomiendan los siguientes:

Diámetro de tubería en pulgadas	Profundidad de zanja en cm	Ancho de la zanja en cm
4"	70	60
6"	80	60
8"	90	60
10"	105	65
12"	110	70
14"	120	75

Tabla 6. Profundidad y ancho de la zanja. Fuente: Rivas (1983).

Cuando las tuberías, válvulas e hidrantes sean transportados al sitio de la obra, deben ser manejados cuidadosamente para evitar su rotura y deben ser inspeccionados antes de su colocación definitiva. Para comprobar si un tubo está sano o roto, será

suficiente golpearlo levemente con un martillo y prestar atención al sonido característico de cada caso.

Antes de ser colocado el tubo en la zanja debe limpiarse interiormente. Los cortes de tubos para colocar válvulas u otros accesorios se harán de manera acabada y sin dañar el tubo, obteniéndose un extremo normal al eje del tubo

2.14. Población futura

Haciendo referencia nuevamente a Beltrán (2002), en su “Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable (Acueductos)” donde afirma que es absolutamente necesario determinar la demanda futuras de una población para poder proyectar un diseño basándose en una visión futurista de las exigencias a las que será sometido el sistema, de manera que este aporte un comportamiento eficiente y sostenible con el pasar de los años.

Por ende en esta investigación se toma en cuenta dicha proyección poblacional, haciendo uso de los métodos plasmados por el autor en dicha bibliografía. A continuación se procede a explicar las ecuaciones matemáticas aportadas por el autor para la realización de la estimación de poblaciones futuras, basándose en censos realizados años anteriores en la zona de estudio.

2.14.1. Método de comparación gráfica

Consiste en hacer una comparación de manera gráfica de la población de estudio y de otras 3 poblaciones del país con características similares. (*Op.cit. Pág.12*)

2.14.2. Método del crecimiento lineal

Esencialmente, consiste en agregar a la población actual del último censo un número fijo de habitantes para cada periodo en el futuro, es decir, se supone que la población es constante e independiente del tamaño de ésta, de esta forma el crecimiento es lineal.

Este método es completamente teórico y rara vez es el caso de que una población presente este tipo de crecimiento. Op.cit., (Pág.14)

$$P_f = P_{UC} + Ka * (T_f - T_{UC}) \quad \text{Ecu. (19)}$$

$$Ka = \frac{P_{UC} - P_{Ci}}{T_{UC} - T_{Ci}} \quad \text{Ecu. (20)}$$

Donde:

Ka: Pendiente de la población.

Puc: Población del último censo.

Tuc: Año del último censo.

Pci: Población del censo inicial.

Tf: Año de proyección.

Pf: Población futura.

Tci: Año del censo inicial.

2.14.3. Método de crecimiento logarítmico

En este método se considera que el crecimiento de la población es exponencial, expresándose de la siguiente manera:

$$\ln P_f = \ln P_{Ci} + Kg * (T_f - T_{Ci}) \quad \text{Ecu. (21)}$$

$$Kg = \frac{\ln P_{UC} - \ln(P_{Ci})}{T_{UC} - T_{Ci}} \quad \text{Ecu. (22)}$$

Donde:

Kg: Constante de crecimiento exponencial.

Puc: Población del último censo.

Tuc: Año del último censo.

Pci: Población del censo inicial.

Tf: Año de proyección.

Pf: Población futura.

Tci: Año del censo inicial.

La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos ya que la evaluación de Kg, resulta de un promedio donde se interrelacionan dichos datos. (*Op.cit., Pág.15*)

2.14.4. Método de crecimiento geométrico

En este método se considera que el aumento de la población es proporcional al tamaño de ésta; en este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el interés compuesto. (*Op.cit., Pág.16*)

$$P_f = P_{UC} * (1 + r)^{(T_f - T_{UC})} \text{Ecu. (23)}$$

$$r = \left(\frac{P_{UC}}{P_{Ci}} \right)^{\frac{1}{T_f - T_{UC}}} - 1 \text{Ecu. (24)}$$

Donde:

r: Tasa de crecimiento anual.

Puc: Población del último censo.

Tuc: Año del último censo.

Tf: Año de proyección.

Pf: Población futura.

2.15. Pérdidas en un sistema de abastecimiento de agua potable

Si en un sistema de agua potable se produce un servicio para satisfacer las necesidades de los diversos centros de una comunidad, se define como pérdidas la porción del volumen total suministrado que no alcanza su destino proyectado de consumo, porque se “queda” en el camino.

Causas:

-Fugas: cuando el flujo de agua que transita por la tubería se escapa a través de: fisuras, grietas, roturas, empalmes deficientes o piezas filtrantes.

-Evaporación y desbordamiento de tanques: en la etapa de almacenamiento de agua potable, se puede perder una gran cantidad de agua por evaporación en tanques abiertos, o derrames productos de una mala operación o falta de control en el sistema.

-Empotramientos ilegales: hay dos tipos de irregularidades:

1. Cuando una persona o institución se beneficia del servicio de agua sin autorización.

2. Cuando la persona está legalmente empotrada al acueducto pero su aporte es incompleto.

-Errores de medición: la imprecisión de macro medidores y micro medidores acarrea pérdidas. En primer lugar, porque los volúmenes medidos no son reales, hay ciertas cantidades de agua que aunque pase por el medidor no son contabilizadas, y aunque son consumidas no se facturan.

-Uso no medido: en una comunidad existen ciertos usos necesarios que no se miden, entre ellos se encuentran:

1. Combate de incendio.
2. Lavado de redes.
3. Uso del sector público.
4. Lavado de calles.

2.15.1. Número de REYNOLDS

Es un criterio seguro para determinar el flujo laminar o turbulento. Se trata de la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de viscosidad y se expresa con:

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad \text{Ecu. (25)}$$

Donde:

V : Velocidad del fluido (m/s).

D : Diámetro del tubo (m).

ν : Viscosidad cinemática (m²/s).

Para un número de Reynolds menor de 2.000, el flujo es laminar. Cuando el número de Reynolds es mayor de 2.000, el flujo laminar es inestable; es probable que se amplifique cualquier perturbación y que el flujo se vuelva turbulento. Para un número de Reynolds mayor de 2.000, hay una transición de flujo laminar a turbulento. Ahí hay una película laminar en las fronteras que cubre algunas de las proyecciones menores de la rugosidad. Esto explica la razón por la cual la pérdida por fricción en esta región tiene características tanto laminales como turbulentas. Conforme aumenta el número de Reynolds, la película laminar se reduce en espesor hasta que, al haber flujo por completo turbulento, ya no cubren ningunas de la

proyecciones o saliente de rugosidad. El flujo es por completo turbulento y las fuerzas de viscosidad no afectan las pérdidas por fricción. Todo esto dicho por Fair G., Geyer J. y Okun D. (1976), en su 1^{ra} edición de “Abastecimiento de agua y Remoción de Aguas Residuales”. Ver Tabla 7.

Contorno	Expresión	Autor
Hidráulicamente liso $Re^* < 5$	$Re \leq 2.000$ $f = 64/Re$	Poiseuille Blasius Nikuradse
	$2.000 < Re \leq 10^5$ $f = 0,316/Re^{1/4}$	
	$Re > 10^5$ $\frac{1}{f} = 2 \lg \frac{Re \bar{f}}{2,51}$	
Hidráulicamente en transición $5 \leq Re^* \leq 70$	$Re > 4.000$ $\frac{1}{f} = -2 \lg \frac{2,51}{Re \bar{f}} + \frac{\varepsilon}{3,71D}$	Colebrook – White
Hidráulicamente rugoso $Re^* > 70$	$Re > 10.000$ $\frac{1}{f} = 2 \lg 3,71 \frac{D}{\varepsilon}$	Nikuradse

Tabla 7. Expresiones para el cálculo del factor fricción. Fuente: Beltrán, L. (2002).

2.15.2. Fórmula de DARCY – WEISBACH

Esto es una de las ecuaciones más utilizadas para flujo en tubos y es válida para el flujo laminar o turbulento y para todos los fluidos.

$$h_f = f x \frac{L}{D} x \frac{v^2}{2 x g} \quad \text{Ecu. (26)}$$

Donde:

h_f : Pérdida de carga debida a la fricción, en mts.

f : Factor de fricción.

L : Longitud del tubo (m).

D : Diámetro del tubo (m).

V : Velocidad del fluido (m/s).

g : Aceleración debida a la gravedad (9,81m/s²).

2.15.3. Fórmula de HAZEN – WILLIAMS

Es una de las más utilizadas para problemas de flujo en tubos en las redes de agua potable, aunque se desarrolló tanto para canales abiertos como para flujos en tubos:

Las pérdidas de carga por fricción son evaluadas mediante la expresión de Hazen Williams, como:

$$h_f = 10,67 \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} \frac{L}{D^{4,87}} \quad \text{Ecu. (27)}$$

Donde:

C : Coeficiente de fricción. Conviene señalar que dicho valor se selecciona en base al período de operación de la tubería (años), diámetro y tipo de material.

Q : Caudal (m³/s).

L : Longitud (L).

D : Diámetro (m).

Fh : Pérdida de carga por fricción (m).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

Según Arias (2004), la Investigación de Campo:

“Consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), donde no se manipulan o controlan variable alguna, es decir, el investigador obtiene la información pero no altera las condiciones existentes. Desde allí su carácter de diseño no experimental.” (Pag 34)

El estudio a realizar se adecuará a lo descrito anteriormente, por lo tanto se define como una investigación de campo, ya que los autores recopilarán datos directamente de la realidad de forma clara, objetiva y completa con el fin de aplicarlos en las etapas de ejecución del proyecto sin alterar las condiciones existentes. De esta forma, se obtendrán resultados específicos y actualizados en función a las características que presenta la zona de trabajo.

3.2. Nivel de investigación

La investigación exploratoria “es aquella que se efectúa sobre un tema u objeto desconocido o poco estudiado, por lo que sus resultados constituyen una visión aproximada de dicho objeto.” (*Op. cit., p.23*).

En este proyecto se asumirá el nivel de investigación anteriormente explicado ya que se realizará el análisis funcional de la red de abastecimiento principal de Cantaura, siendo éste un tema que no ha sido estudiado anteriormente. Por otra parte, este estudio se considera como una propuesta de solución a la necesidad de los diferentes sectores que carecen del vital líquido.

3.3. Técnicas de investigación

Revisión documental: esta técnica consiste en consultar constantemente diferentes referencias bibliográficas como la primera edición de Arocha (1978). “Abastecimiento de Agua. Teoría y Diseño”. Así mismo, fueron revisados proyectos de investigación relacionados con el área de ingeniería sanitaria, tal como la tesis de Cappare (2005), titulada “Estudio del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y disposición de Aguas Servidas del Sector Colinas de Vidoño, Municipio Sotillo”. Bajo el mismo contexto, se tomaron en consideración lo establecido en las normas sanitarias descritas en gacetas oficiales para la República Bolivariana de Venezuela, la *Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Reparación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones* fue una de ellas.

Entrevistas: el investigador realizará preguntas abiertas no estandarizadas cara a cara, a personal específico del ente encargado del suministro de agua potable en la zona.

Encuestas: esta técnica se utilizará para recabar información referente al funcionamiento de la red de distribución principal situada en Cantaura, la cual será facilitada por una muestra tomada de la población afectada.

Herramientas computacionales: computadores, calculadoras, programas de dibujo y cálculo (AutoCAD, WaterCAD v8i, Microsoft Excel), dispositivos de almacenamiento masivo. Se utilizarán con el fin de agilizar los procedimientos de estudio inherentes al análisis funcional de la red.

Herramientas de oficina tales como: papel de *plotter* para la impresión de planos, papel bond para la impresión de documentos, lápices, bolígrafos, etc.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS

4.1. Delimitación del sistema de abastecimiento

Para la delimitación de la red principal de agua potable de Cantaura, se recopiló toda la información necesaria de la zona estudiada en reuniones con HIDROCARIBE; se utilizó el plano general suministrado por el mismo ente gubernamental y se realizó la delimitación de la red considerando que la tubería de Asbesto Cemento 16 pulgadas, como la tubería principal que abastece a la ciudad. Dicha tubería cuenta con una extensión aproximada de 10 km, siendo ésta la más importante tubería de todo el sistema de acueducto, ya que la misma es la que se encarga de abastecer el tanque elevado.

4.1.1. Descripción del sistema.

La red de distribución principal de Cantaura, se encuentra desplegada en la zona de Casco Central de la ciudad, teniendo su origen en el sureste de la población, donde se encuentra ubicado el campo de pozos conformado por nueve pozos, de los cuales se encuentran operativos solo 3, que son los llamados pozo 5, pozo 6 y pozo 7. Los pozos 1 y 4 cumplieron con su ciclo productivo siendo desincorporados del sistema. La inactividad de los pozos 9, 8 y 3 se debe a la falta de equipos, ya que las bombas electrosumergibles que en ellos funcionaban se dañaron producto de los cortes eléctricos que se han registrado en la zona últimamente. Finalmente, el pozo 2, espera su reactivación luego de la tercera perforación que fue recientemente realizada, pero aún no se cuenta con equipo de bombeo para ello. En la Figura 7 se muestra una fotografía satelital del recorrido que hace la red de distribución matriz desde campo de pozos hasta tanque elevado en Cantaura.

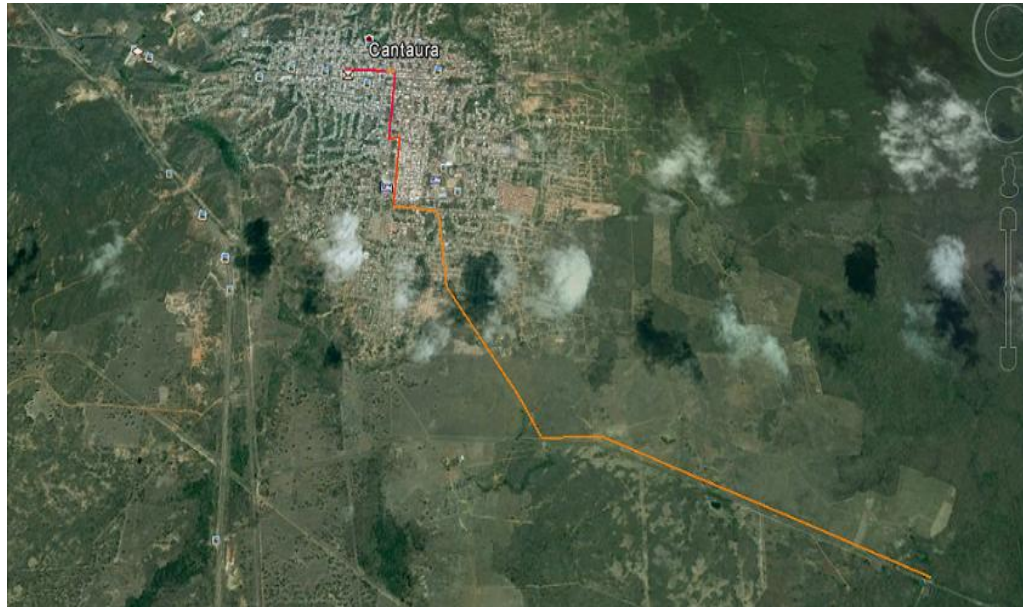


Figura 9. Fotografía satelital del recorrido que hace la red de distribución matriz desde campo de pozos hasta tanque elevado en Cantaura. Fuente: Autores (2016)

La producción otorgada por estos pozos extraurbanos es destinada a través de una tubería de asbesto cemento de 16 pulgadas, que fue colocada en el año 1975, con una longitud de 9316,58 mts desde la planta de pozos hasta el tanque elevado perteneciente a HIDROCARIBE, ubicado en el sector Casco Central, específicamente en la calle Freites de la ciudad en estudio, con coordenadas este 350435.21 y norte 1029227.72, el cual tiene una capacidad de 1.500.000 litros (1.500 m³), cota de rebose 280 msnm, cota de fondo de 273 msnm y cota de terreno de 260 msnm. En la actualidad, este tanque no presta el servicio, por lo que se ha visto obligada la realización de empalmes de las redes secundarias directamente a la red principal, estando esta última ubicada en el sector Casco Central. En la Figura 8 se muestra una foto actual del tanque elevado de Cantaura.



Figura 10. Tanque elevado de la ciudad de Cantaura (2016). Fuente: Autores

Mediante la utilización del programa de WaterCAD V8i, se efectuará una simulación del funcionamiento de la red principal del acueducto con las características que presentan actualmente dicho sistema. De esta manera se determinará si esta cumple o no con las especificaciones técnicas para abastecer del vital líquido al sector objeto de estudio.

4.2. Catastro de la tubería matriz de distribución

4.2.1. Fuente

La ciudad de Cantaura, se abastece únicamente de aguas subterráneas provenientes de un acuífero cercano el cual posee una extensión que se aproxima a los 150 Km². El sistema de extracción del acuífero se realiza en dos zonas geográficas: la primera ubicada aproximadamente a unos 10 Km. de la población (sistema extraurbano), y la segunda dentro de la ciudad (sistema urbano). El agua proveniente de los pozos extraurbanos es conducida a una planta de potabilización para su posterior bombeo a la ciudad. A fines de la investigación, es importante

resaltar que se considera que la tubería matriz se alimenta netamente por la producción proveniente de campo de pozos.

4.2.2. Captación

Como ya se mencionó, existen dos zonas geográficas de explotación del acuífero: la extraurbana y la urbana. Los pozos del sistema extraurbano se encuentran ubicados en la vía que dirige hacia la localidad de Campo Mata. En total son 9 pozos, todos pertenecientes y operados por la empresa HIDROCARIBE, aunque solo se encuentran operativos 3 de ellos. La información de dichos pozos se presenta en la Tabla 8.

Pozo N°	Profundidad (m)	Caudal (L/seg)	Presión (Psi)	Tipo de Bomba
1	S/I	S/I	S/I	S/I
2	S/I	S/I	S/I	S/I
3	S/I	S/I	S/I	S/I
4	S/I	S/I	S/I	S/I
5	200	40	37	Rovatti10E3N/4D
6	200	12	30	Bombagua8L15-4
7	200	17	48	Bombagua8M28-3
8	S/I	S/I	S/I	S/I
9	S/I	S/I	S/I	S/I

Tabla 8. Información de los pozos extraurbanos. Fuente: Autores.

En total estos pozos producen 69 l/seg. El mayor problema de operación de los pozos es la interrupción del servicio de energía eléctrica de manera no programada,

situación que se presenta con mucha frecuencia. Otro problema mencionado por el operador del sistema de pozos es la falta de un dispositivo de monitoreo del funcionamiento diario de los mismos, ya que si algún pozo detiene su funcionamiento, no existe ningún sistema que permita verificar esta situación de manera rápida.

En la visita realizada a los pozos se obtuvieron las presiones pertenecientes a los que se encuentran activos en la zona extraurbana, presentadas en la Tabla 9:

Pozo Número	PSI
5	37
6	30
7	48

Tabla 9. Presiones de los pozos extraurbanos. Fuente: Autores.

Haciendo uso de la facilidad del programa google maps, se realizó la búsqueda de las coordenadas UTM de cada uno de los pozos extraurbanos, tal y como se indica:

Pozo	Coordenadas	X	Y
1		S/I	S/I
2		352771.22	1025346.88
3		354773.74	1024829.29
4		356478.17	1024170.87
5		355185.60	1024666.57
6		354003.68	1025115.36
7		356085.00	1024362.74

8	354895.91	1024258.40
9	355745.70	1024186.42

Tabla 10. Coordenada universal transversal de Mercator (UTM) de los pozos. Fuente: Autores.

4.3. Estudio demográfico

4.3.1. Población actual

Mediante la realización de un censo realizado por los autores de este trabajo, se pudo obtener el valor real de la población que habita en el Sector Casco Central, siendo allí donde se encuentra desplegada la red principal de distribución de agua potable. Dicho censo permitió hacer proyecciones de población futura para un período de diseño de 20 años, de acuerdo a los diferentes métodos que fueron aplicados en los censos de años anteriores.

4.3.2. Población futura

4.3.2.1 Método de crecimiento lineal

Esencialmente, consiste en agregar a la población actual del último censo un número fijo de habitantes para cada período en el futuro, es decir, se supone que la población es constante e independiente del tamaño de ésta, de esta forma el crecimiento es lineal.

Para la estimación de la población del año en estudio y la población que se desea proyectar, se obtuvo el valor de la pendiente de la recta K_a , con la ecuación 20, y fue sustituido en la ecuación 19 para obtener el valor de la población futura.

Año	Población
2004	6045
2016	9750

Tabla 11. Número de habitantes que conforman sector casco central según censos reales. Fuente: Autores.

$$K = \frac{9750 - 6045}{2016 - 2004} \Rightarrow K = 308.75 \text{ hab/años}$$

Proyección de población año de diseño (2036)

$$Pf = 9750 + 308.75 \times 2036 - 2016 \Rightarrow Pf = P = 15925 \text{ hab}$$

Resultado:

Sector	2004	2016	2036
Casco Central	6045	9750	15925

Tabla 12. Proyección poblacional según método de crecimiento lineal. Fuente: Autores.

4.3.2.2. Método de crecimiento geométrico

De igual manera que en el método de Crecimiento Lineal a través de los datos suministrados por los censos conocidos se determinó una tasa de crecimiento geométrico r para sector Casco Central de Cantaura. Para el cálculo del factor r , se utilizó la ecuación 24 y para la proyección se utilizó la ecuación 23 obteniéndose los siguientes resultados:

$$r = \frac{9750}{6045}^{\frac{1}{2016-2004}} - 1 \Rightarrow r = 0.04$$

Proyección de población año de diseño (2036)

$$Pf = 9750 \cdot 1 + 0,04^{2036-2016} \Rightarrow Pf = P_{2036} = 21363 \text{ hab}$$

Resultado:

Sector	2004	2016	2036
--------	------	------	------

Casco Central	6045	9750	21363
---------------	------	------	-------

Tabla 13. Proyección poblacional según método de crecimiento geométrico. Fuente: Autores.

4.3.2.3. Método de crecimiento logarítmico

Para la estimación K_g , se calculó utilizando la ecuación 22 y los datos de población del censo de los consejos comunales, y sustituido en la ecuación 21.

$$K_g = \frac{\ln 9750 - \ln(6045)}{2016 - 2004} \Rightarrow K_g = 0.0398 = 0.04$$

Proyección para el año de diseño (2036)

$$\ln P_{2036} = \ln 9750 + 0,04 (2036 - 2016) \Rightarrow P_{2036} = 21699 \text{ hab}$$

Resultado:

Año	Lineal	Logarítmico	Geométrico	Promedio
2004	6045	6045	6045	6045
2016	9750	9750	9750	9750
2020	10982	11435	11406	11275
2036	15925	21699	21363	19629

Tabla 14. Comparación de las proyecciones poblacionales. Fuente: Autores

4.4. Demanda de agua potable

Para estimar la demanda de agua potable por habitante por día, se utilizaron los consumos mínimos según el número de habitantes y a la existencia o no de medidores en el servicio, así como también la importancia que tiene la zona en estudio, por tal motivo se tomó una dotación de 400 lts/persona/día tomando las consideraciones tabuladas por la norma INOS.

4.4.1. Estimación de consumos

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones dependen directamente de la magnitud de la población; en ciudades grandes las costumbres son muy heterogéneas, por lo que los períodos de máximo consumo son más largos.

4.4.1.1. Consumo medio diario (Q_m)

La determinación del Consumo Medio Diario constituirá la base de la evaluación del sistema que se hará para la población actual y futura, viene dado de acuerdo a la población a servir y a la dotación. Este consumo se obtiene por medio de la ecuación 16

A continuación se muestra el cálculo de la demanda para la población actual y futura de la población de Casco Central de Cantaura

$$Q_{m2004} = \frac{6045 \text{ hab} \times 400 \text{ lts/hab/día} \times 1 \text{ día}}{86400 \text{ seg}} = 27,98 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{m2016} = \frac{9750 \text{ hab} \times 400 \text{ lts/hab/día} \times 1 \text{ día}}{86400 \text{ seg}} = 45,13 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{m2020} = \frac{10982 \text{ hab} \times 400 \text{ lts/hab/día} \times 1 \text{ día}}{86400 \text{ seg}} = 50,84 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{m2036} = \frac{15925 \text{ hab} \times 400 \text{ lts/hab/día} \times 1 \text{ día}}{86400 \text{ seg}} = 73,72 \text{ lts/seg}$$

4.4.1.2. Consumos máximos (Q_{mD} y Q_{mH})

En todo sistema de abastecimiento, el gasto para diseño de estaciones de bombeo y estanques se basa fundamentalmente en las variaciones del consumo, ya que deben suplir a las poblaciones de agua aun cuando los consumos sean máximos, por ejemplo al estanque se le debe garantizar el consumo correspondiente al día de máximo consumo (Q_{mD}), en cambio para la red debe garantizarse su eficiencia aun

en la hora de máximo consumo (Q_mH). Para el cálculo del Consumo Máximo Diario (Q_mD) se establece incrementar el consumo medio por un factor K_1 basado en estudios previos de variaciones de consumo. En el capítulo II, en la Tabla 4 se menciona los coeficientes para el cálculo de estos consumos.

- Caudales máximos diarios

Resultados:

Año	Población	Qm	QmD Arocha
2004	6045	27.98	39.18
2016	9750	45.13	63.19
2020	10982	50.84	71.17
2036	15925	73.73	103.21

Tabla 15. Cálculo de consumo máximo diario según Arocha para casco central. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	QmD Rivas
2004	6045	27.99	31.62
2016	9750	45.14	51.01
2020	10982	50.84	57.45
2036	15925	73.73	83.31

Tabla 16. Cálculo de consumo máximo diario según Rivas para casco central. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	QmD INOS
2004	6045	27.99	31.62
2016	9750	45.14	51.01
2020	10982	50.84	57.45

2036	15925	73.73	83.31
------	-------	-------	-------

Tabla 17. Cálculo de consumo máximo diario según INOS para casco central. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	Qm DMSAS
2004	6045	27.99	31.62
2016	9750	45.14	51.01
2020	10982	50.84	57.45
2036	15925	73.73	83.31

Tabla 18. Cálculo de consumo máximo diario según MSAS para casco central. Fuente: Autores

- Caudales máximo horarios

Resultados:

Año	Población	Qm	QmH Arocha
2004	6045	27.99	69.97
2016	9750	45.14	112.85
2020	10982	50.84	127.11
2036	15925	73.73	184.32

Tabla 19. Cálculo de consumo máximo horario según Arocha para casco central. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	QmH Rivas
2004	6045	27.98	31.62
2016	9750	45.14	51.01
2020	10982	50.84	57.45

2036	15925	73.73	83.31
------	-------	-------	-------

Tabla 20. Cálculo de consumo máximo horario según Rivas para casco central. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	QmH INOS
2004	6045	27.99	31.62
2016	9750	45.14	51.01
2020	10982	50.84	57.45
2036	15925	73.73	83.31

Tabla 21. Cálculo de consumo máximo horario según INOS para casco central. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	QmH MSAS
2004	6045	27.9861111	69.96
2016	9750	45.1388889	112.85
2020	10982	50.8425926	127.11
2036	15925	73.7268519	184.32

Tabla 22. Cálculo de consumo máximo horario según MSAS para casco central. Fuente: Autores.

- Cálculo de caudales según población del PDUL para el 2020 ámbito 4, escenario 3.

Resultados:

Año	Población	Qm	QmDArocha
2020	11571	53.57	74.99
Año	Población	Qm	QmD Rivas
2020	11571	53.57	66.96
Año	Población	Qm	QmD INOS
2020	11571	53.57	64.28
Año	Población	Qm	QmD MSAS
2020	11571	53.57	66.96

Tabla 23. Cálculo de consumo máximo diario según proyección poblacional del PDUL para el 2020, escenario 3. Fuente: Autores.

Año	Población	Qm	QmH Arocha
2020	11571	53.57	133.92
Año	Población	Qm	QmH Rivas
2020	11571	53.57	60.53
Año	Población	Qm	QmH INOS
2020	11571	53.57	60.53
Año	Población	Qm	QmH MSAS

2020	11571	53.57	133.92
------	-------	-------	--------

Tabla 24. Cálculo de consumo máximo horario según proyección poblacional del PDUL para el 2020, escenario 3. Fuente. Autores.

4.5. Dimensionamiento de tanque elevado

4.5.1. Según MSAS (1989), basado en la proyección poblacional de Casco Central establecida en el PDUL para el año 2020

- Capacidad para fluctuaciones de consumo

Según Rivas (1983), las fluctuaciones representan entre 25% y 28% del consumo medio diario de la población, en este caso será la población proyectada para Casco Central por el PDUL para el 2020, tomando en cuenta 27% del consumo medio diario.

$$V_{fl} = 0,27(11571 \times 400 \text{ lts} / \text{ día} \times 1 \text{ día})$$

$$V_{fl} = 1249668 \text{ lts}$$

- Capacidad para combatir incendios

El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS), “Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos” (1989), establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares o bifamiliares aisladas 10 L/seg, suponiéndose una duración de 4 horas.

$$V_{inc} = 10 \text{ lts} / \text{ s} \times 4 \text{ hr} \times 3600 \text{ s/hr}$$

$$V_{inc} = 144000 \text{ lts}$$

- Capacidad para suplir interrupciones del abastecimiento

Según MSAS (1989), puede estimarse un período de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de la capacidad. Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro, se puede prescindir de este volumen. En este caso se obtiene el producto de la población proyectada para Casco Central para el año 2020 según PDUL por la dotación tabulada.

$$V_{int} = (11571 \times 400 \text{ lts} / \text{día}) \times \left(\frac{4\text{hr}}{24\text{hr}/\text{día}}\right)$$

$$V_{int} = 771400\text{lts}$$

- Capacidad total del tanque elevado MSAS (1989)

Se realiza la sumatoria de los volúmenes calculados anteriormente.

$$V_t = 1249668 + 144000 + 771400$$

$$V_t = 2165068 \text{ lts}$$

4.5.2. Según MSAS (1989), basándose en la proyección poblacional para el año 2020, realizada de acuerdo al estudio demográfico realizado actualmente en el campo

- Capacidad para fluctuaciones de consumo

Según Rivas (1983) las fluctuaciones representa entre 25% y 28% del consumo medio diario de la población, en este caso será la población proyectada para el 2020, basándose en el censo realizado en el 2016, tomando en cuenta 27% del consumo medio diario.

$$V_{fl} = 0,27(10982 \times 400\text{lts} / \text{día} \times 1\text{día})$$

$$V_{fl} = 1186056 \text{ lts}$$

- Capacidad para combatir incendios

El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS), “Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos” (1989), establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares o bifamiliares aisladas 10 L/seg, suponiéndose una duración de 4 horas.

$$V_{inc} = 10 \text{ lts/s} \times 4 \text{ hr} \times 3600 \text{ s/hr}$$

$$V_{inc} = 144000 \text{ lts}$$

- Capacidad para suplir interrupciones del abastecimiento

Según MSAS (1989), puede estimarse un período de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de la capacidad. Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro, se puede prescindir de este volumen. En este caso se obtiene el producto de la población proyectada para el año 2020, por la dotación tabulada.

$$V_{int} = (10982 \times 400 \text{ lts / día}) \times \left(\frac{4 \text{ hr}}{24 \text{ hr/día}}\right)$$

$$V_{int} = 732133 \text{ lts}$$

- Capacidad total del tanque elevado según MSAS (1989)

Se realiza la sumatoria de los volúmenes calculados anteriormente.

$$V_t = 1186056 + 144000 + 732133$$

$$V_t = 2062189 \text{ lts}$$

4.5.3. Según MSAS (1989), basándose en la proyección poblacional para el año 2036, realizada de acuerdo al estudio demográfico realizado actualmente en el campo

- Capacidad para fluctuaciones de consumo

Según Rivas (1983) las fluctuaciones representa entre 25% y 28% del consumo medio diario de la población, en este caso será la población proyectada para el 2036, basándose en el censo realizado en el 2016, tomando en cuenta 27% del consumo medio diario.

$$V_{fl} = 0,27(15925 \times 400\text{ts} / \text{día} \times 1\text{día})$$

$$V_{fl} = 1719900 \text{ ts}$$

- Capacidad para combatir incendios

El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS), “Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos” (1989), establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares o bifamiliares aisladas 10 L/seg, suponiéndose una duración de 4 horas.

$$V_{inc} = 10\text{ts} / \text{s} \times 4\text{hr} \times 3600 \text{ s/hr}$$

$$V_{inc} = 144000 \text{ ts}$$

- Capacidad para suplir interrupciones del abastecimiento

El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS), “Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos” (1989), establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares o bifamiliares aisladas 10 L/seg, suponiéndose una duración de 4 horas.

$$V_{int} = (15925 \times 400 \text{ lts} / \text{día}) \times \left(\frac{4\text{hr}}{24\text{hr}/\text{día}}\right)$$

$$V_{int} = 1061666 \text{ lts}$$

- Capacidad total del tanque elevado MSAS 1989

Se realiza la sumatoria de los volúmenes calculados anteriormente.

$$V_t = 1719900 + 144000 + 1061666$$

$$V_t = 2925566 \text{ lts}$$

A continuación se muestra tabla resumen de los resultados obtenidos:

Tanque elevado	Volumen
Según MSAS (1989) basado en la proyección poblacional de Casco Central establecida en el PDUL para el año 2020	2165068 lts
Según MSAS (1989) basándose en la proyección poblacional para el año 2020 realizada de acuerdo al estudio demográfico realizado actualmente en el campo	2062189 lts
Según MSAS (1989) basándose en la proyección poblacional para el año 2036 realizada de acuerdo al estudio demográfico realizado actualmente en el campo	2925566 lts

Tabla 25. Tabla de volúmenes totales de tanque elevado según MSAS (1989). Fuente: Autores.

Se puede evidenciar que para el cálculo de la capacidad del tanque elevado para el 2020, el volumen obtenido según la proyección realizada en el PDUL (2004) resulta mayor que la obtenida según la proyección basada en el censo ejecutado durante esta investigación (2016), esto como consecuencia que la proyección poblacional elaborada en el PDUL resulta un número mayor de habitantes a la obtenida según el censo realizado por los autores.

4.6. Modelo digital de terreno

Para producir el modelo digital de terreno, se realizó a través del *software* AutoCAD 2015. El plano suministrado por el ente rector contaba con coordenadas, y mediante las curvas de nivel del terreno se determinaron las elevaciones. Con este modelo se pudo tener una apreciación más exacta del nivel accidentado que podría tener el terreno.

A continuación se evidencia en la Figura 8 la elevación de un vértice específico en la tubería de asbesto cemento.

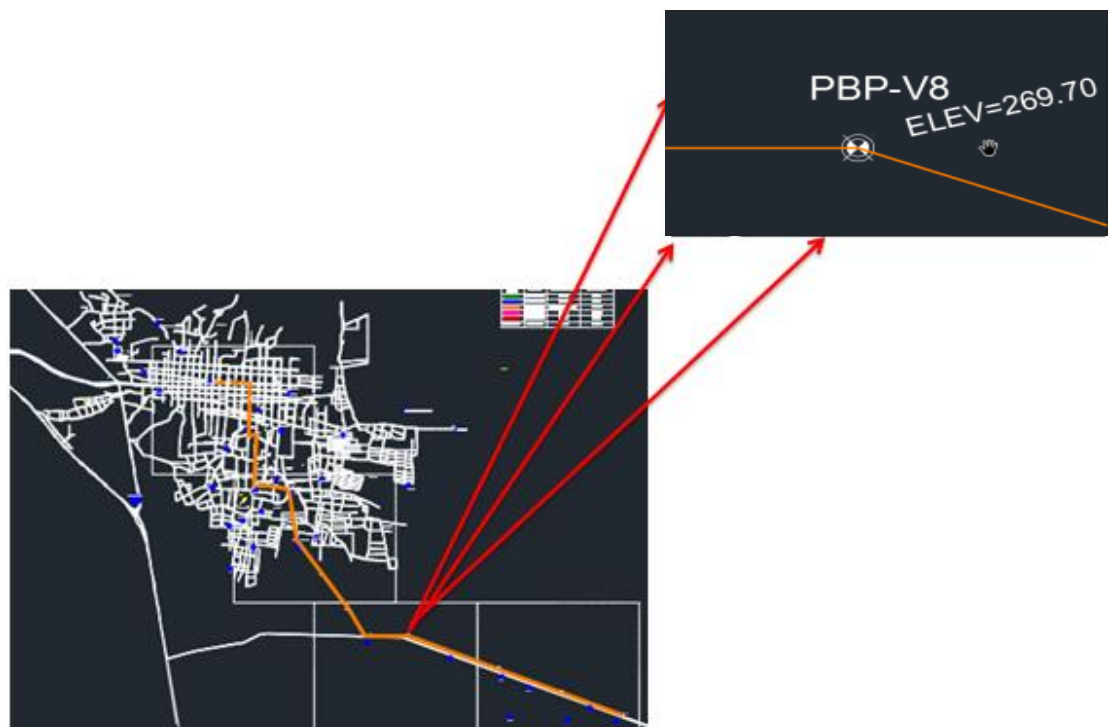


Figura 11. Elevaciones en los vértices de la red de distribución principal de Cantaura dibujada en AutoCad 2015. Fuente: Autores (2016)

En la siguiente tabla se muestran las elevaciones obtenidas:

Tramo	Coord. Este	Coord. Norte	Elevación	Diámetro
PBP-V1	356518,45	1024278,74	254	16"
PBP-V2	356111,05	1024430,88	262	16"
PBP-V3	355870,53	1024520,71	265	16"
PBP-V4	355221,61	1024763,02	268	16"
PBP-V5	355107,71	1024805,56	267	16"
PBP-V6	354806,84	1024917,91	262	16"
PBP-V7	354037,26	1025205,29	259	16"
PBP-V8	353388,36	1025447,62	268	16"
PBP-V9	352771,22	1025447,62	259	16"
PBP-V10	352747,48	1025447,62	259	16"
PBP-V11	352502,42	1025836,21	257	16"
PBP-V12	351720,51	1026863,26	249	16"
PBP-V13	351603,17	1027621,53	245	16"
PBP-V14	351595,16	1027636,93	245	16"
PBP-V15	351385,12	1027669,73	244	16"
PBP-V16	351090,14	1027690,06	248	16"
PBP-V17	351124,05	1028442,56	245	16"
PBP-V18	351000,3	1028431,38	245	16"
PBP-V19	351024,43	1029193,77	255	16"
PBB-V20	350469,48	1029223,26	260	16"

Tabla 26. Elevaciones del modelo digital de terreno para el tramo establecido desde campo de pozos al tanque elevado. Fuente: Autores

4.7. Configuración del software WaterCAD V8i

Para evaluar el funcionamiento de la red principal de Cantaura, se utilizó el *software* WaterCAD en su versión 8i., donde fue necesario contar con algunos datos específicos de la tubería para lograr la simulación del funcionamiento de la red.

El *software* WaterCAD, es un programa que permite hacer el análisis de acueductos en tiempo real y además se obtienen datos confiables.

4.7.1. Configuración del proyecto

Al ejecutar el programa Bentley WaterCAD V8i, lo primero que se observa es la ventana mostrada en la figura, entonces se presiona en la opción “Create New Project”, para empezar a trabajar en un nuevo proyecto.

Antes de empezar a construir el modelo se debe configurar el proyecto. Para ello se selecciona “Tools”, en la lista de comandos, ubicada en la parte superior izquierda de la pantalla, y en el menú que se despliega a continuación se presiona en “Options”, y en la ventana emergente se presiona en el botón “Units”, y se verifican las unidades con las que se trabajaron en el proyecto. Ver Figura 10.

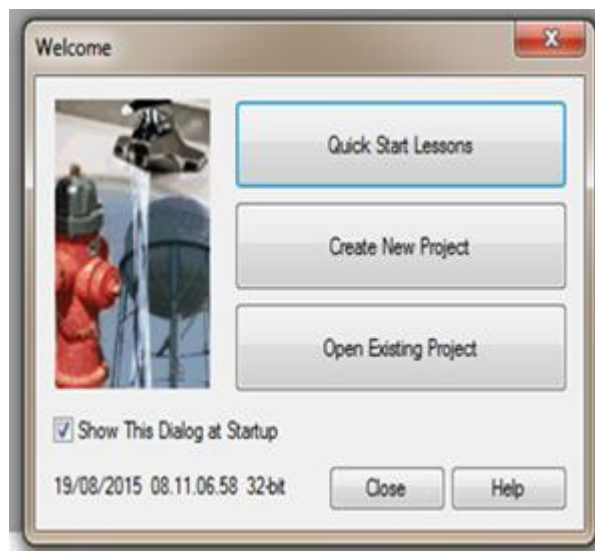


Figura 12. Inicio del WaterCad V8i. Fuente: Autores.

Una vez seleccionado el sistema de unidades se le otorga nombre al proyecto. Entonces se elige “File”, en la lista principal de comandos de la parte superior, y en el menú desplegable se selecciona “Project Properties”, y se observa en la pantalla un cuadro de dialogo donde se debe introducir el título del proyecto, nombre del ingeniero proyectista, fecha y un texto complementario referente a un comentario de interés del proyecto. Ver Figura 11.

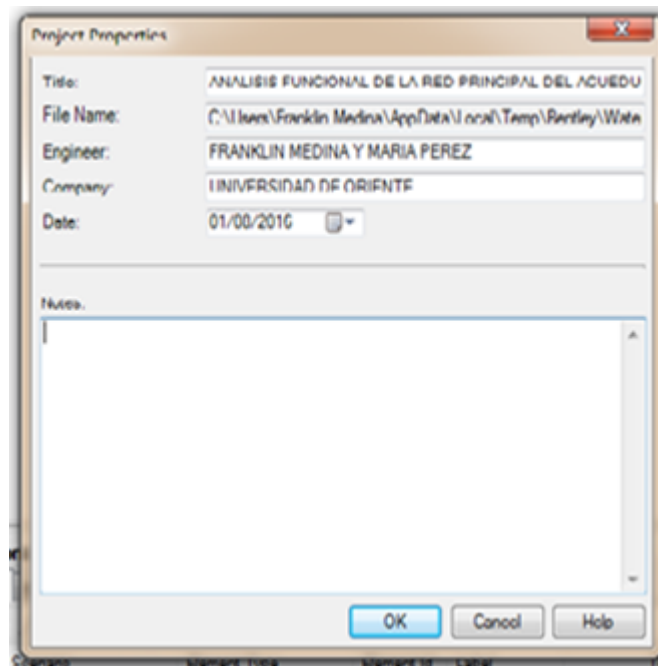


Figura 13. Nombre del proyecto. Fuente: Autores.

4.7.2. Ventana de entrada de datos

Existen dos maneras para poder acceder a estas ventanas: seleccionando el elemento de la red que se desea editar o seleccionando “Edit” en el menú emergente. Estas ventanas permiten la introducción de los datos necesarios con los que trabajarán cada uno del acueducto. Además, luego de haberse realizado la corrida, muestran información de resultados y poseen opciones para graficar ciertos parámetros

A continuación, se hará una breve descripción de los aspectos más importantes en la introducción de los datos a cada tipo de elementos de la red, y se ilustrarán las ventanas respectivas.

Entre los datos de los tramos de tuberías requeridos para el diseño del sistema se tiene: etiqueta o nombre del elemento, diámetro, material, coeficiente de Hazen-Williams, coeficiente de pérdidas menores y longitud del tramo. Posterior a la corrida, esta ventana muestra información referente a algunos resultados como el caudal y la velocidad.



Figura 14. Ventana de entrada de datos para nodos. Fuente: Autores.

En el programa WaterCad V8i, los nodos son representados por puntos o pequeños círculos, y es en estos puntos donde se concentran los valores de consumo medios de la red, previamente distribuidos y sumados.

En esta ventana es necesario introducir el valor de las elevaciones de los nodos, siendo éste un dato imprescindible y de mucha importancia para la corrida de la red,

ya que de él dependen directamente los resultados de la demanda y presión, lo cuales se verán en esta ventana una vez realizada la corrida. Ver Figura 12.

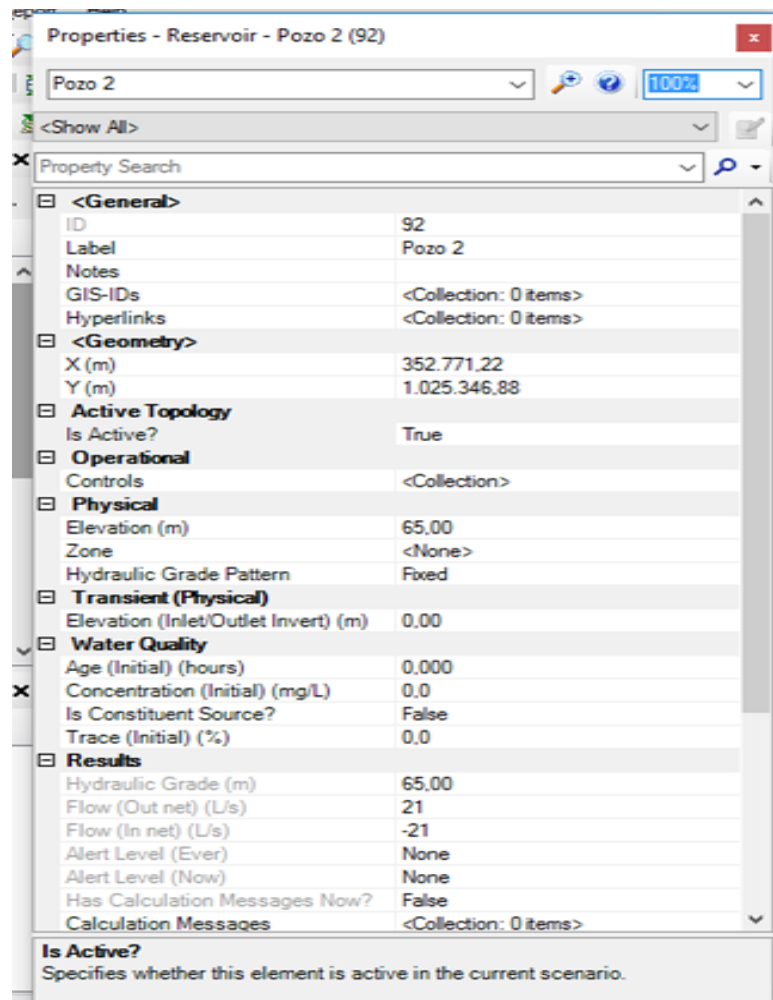


Figura 15. Ventana de entrada de datos para reservorio a WaterCAD V8i. Fuente: Autores.

Un reservorio representa aquel elemento hidráulico que sirve como fuente de abastecimiento de agua, el cual mantiene constante su nivel de agua durante todo el tiempo. En la entrada de datos para este elemento se requiere como dato importante la cota del nivel de agua y la zona que abastece. Ver Figura 13.

4.7.2.1. Ventana de entrada de datos para bombas

Los datos requeridos en esta ventana, aparte de la etiqueta o nombre del elemento, son: la cota de la elevación, el gasto de bombeo y la altura de bombeo. Ver Figura 14.

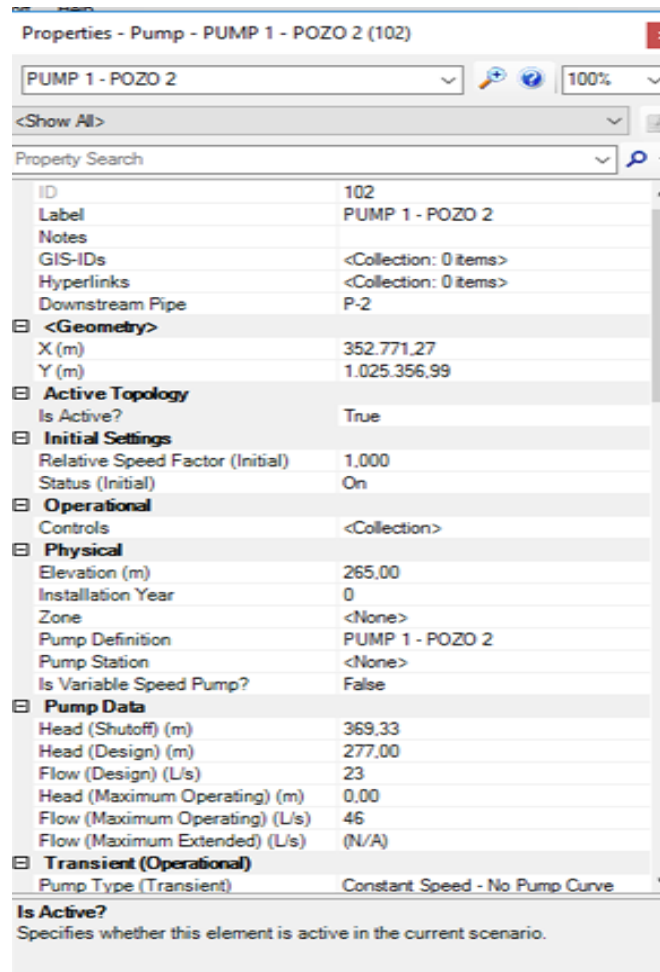


Figura 16. Entrada de datos para bombas. Fuente: Autores.

4.7.3. Corrida del programa

Antes de iniciar la corrida se debe elegir el escenario con el que se quiere evaluar la red. En la ventana de escenarios se selecciona en los distintos escenarios establecidos, luego se presiona en el menú emergente “Make current”. Se puede observar que a la izquierda del escenario elegido aparece una marca roja que indica

que con ese escenario trabajará el programa. Una vez elegido el escenario, se oprime el botón “Valídate”, y el programa revisará si la red o el sistema presenta algún error que impidan realizar los cálculos. De no existir ningún error la simulación se encuentra lista para iniciar la corrida, para ello se selecciona “Compute” y el programa realiza los cálculos.

Después que el programa realice los cálculos, muestra en la pantalla la ventana de resumen de resultados generales concernientes a la corrida. Aquí se pueden consultar mensajes con respecto al comportamiento de los elementos de la red. En la parte izquierda de la pestaña del fichero hay un círculo, el cual indica mediante colores el estado de la corrida. El color verde indica que la corrida fue exitosa, el color amarillo indica que existe algún elemento desconectado del sistema y por lo tanto no se realiza la corrida hasta corregir el problema.

4.7.3.1 Primera corrida del programa

Para evaluar la red se hicieron tres análisis, el primero se basó en modelar la red existente utilizando los datos reales obtenidos en el campo de estudio, tales como las bombas y el caudal actual presentes en el sistema que son los de los pozos extraurbanos número 5, 6 y 7, realizándose la comparación de éstos con lo establecido en el PDUL, notándose que las presiones son insuficientes para llegar a la altura dinámica necesaria para poner en funcionamiento el tanque elevado existente, puesto que en el vértice correspondiente a este se obtuvo una presión negativa igual a -382 mH₂O. Ver Figura 15 y Figura 16.

	Label	Pressure (m H2O)	Demand (L/s)	Elevation (m)
35: BP-V1	BP-V1	120	0	271,98
38: BP-V3	BP-V3	79	0	270,28
58: BP-V4	BP-V4	29	0	269,70
51: BP-V6	BP-V6	-38	0	254,96
63: BP-V7	BP-V7	-133	0	254,98
41: PB-V2	PB-V2	121	0	271,27
50: PB-V5	PB-V5	-10	0	261,55
31: PB-V8	PB-V8	-189	0	254,42
32: PB-V9	PB-V9	-190	0	254,39
46: PB-V10	PB-V10	-206	0	254,26
48: PB-V11	PB-V11	-228	0	254,98
43: PB-V12	PB-V12	-276	0	247,45
44: PB-V13	PB-V13	-284	0	245,64
55: PB-V14	PB-V14	-332	0	237,36
56: PB-V15	PB-V15	-382	63	246,04

Figura 17. Presiones actuales en los vértices de la red principal de asbesto cemento existente. Fuente: Autores.

	ID	Label	Elevation (m)	Pump Definition	Status (Initial)	Flow (Design) (L/s)	Hydraulic Grade (Suction) (m)	Hydraulic Grade (Discharge) (m)	Pump Head (m)
73: Pump 2 - P	73	Pump 2 - Pozo 6	267,13	Pump 1 - Pozo 6	On	12	266,96	350,87	83,91
77: Pump 1 - P	77	Pump 1 - Pozo 5	275,66	Pump 2 - Pozo 5	On	40	275,76	395,25	119,48
82: Pump 3 - P	82	Pump 3 - Pozo 7	268,22	Pump 3 - Pozo 7	On	17	268,00	392,16	124,16

Figura 18. Producción de bombas de los tres pozos actuales. Fuente: Autores.

4.7.3.2. Segunda corrida del programa

En este segundo análisis, se realizó el estudio para saber cuántos pozos se necesitan operativos para satisfacer la demanda de la población actual, teniendo en cuenta las características de nuevas bombas, ya que las existentes no cumplen con los requerimientos de la red. Aquí se pudo evidenciar que para este nuevo sistema de bombeo es necesaria la reactivación de los pozos 2, 3 y 8, además de la producción otorgada por los pozos operativos en la actualidad. Ver Figura 17.

	Label	Elevation (m)	Status (Initial)	Hydraulic Grade (Suction) (m)	Hydraulic Grade (Discharge) (m)	Pump Head (m)	Flow (Design) (L/s)
102: PUMP 1 -	PUMP 1 - POZO 2	265,00	On	65,00	281,99	217,00	23
105: PUMP 2 -	PUMP 2 - POZO 6	268,00	On	68,00	285,74	217,74	12
108: PUMP 3 -	PUMP 3 - POZO 3	268,88	On	68,88	287,68	218,80	23
111: PUMP 4 -	PUMP 4 - POZO 8	277,91	On	77,91	288,24	210,33	23
114: PUMP 5 -	PUMP 5 - POZO 5	275,83	On	75,83	288,28	212,46	40
120: PUMP 7 -	PUMP 7 - POZO 7	268,00	On	68,00	288,33	220,33	17

Figura 19. Producción de los pozos con la colocación de nuevas bombas para satisfacer demanda actual de la población. Fuente: Autores.

A continuación, se procede a presentar las curvas características de los modelos de las nuevas bombas que se plantean colocar en funcionamiento para que los pozos aporten la presión necesaria a la red existente.

En la Figura 18 se puede observar los datos ingresados al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SD 8-3, planteada para el pozo 2.

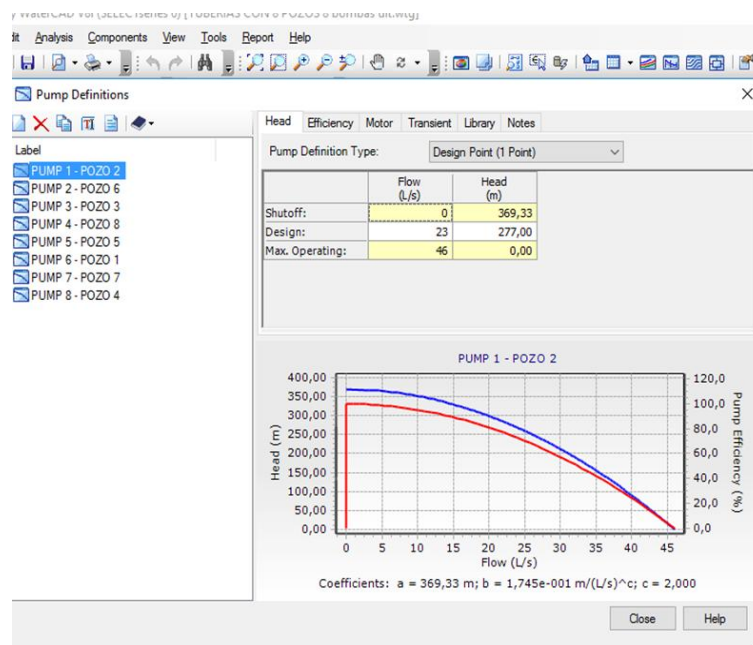


Figura 20. Curvas características de la nueva bomba del pozo 2. Fuente: Autores.

En la Figura 19, se pueden observar los datos ingresados al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SD 8-3, planteada para el pozo 6.

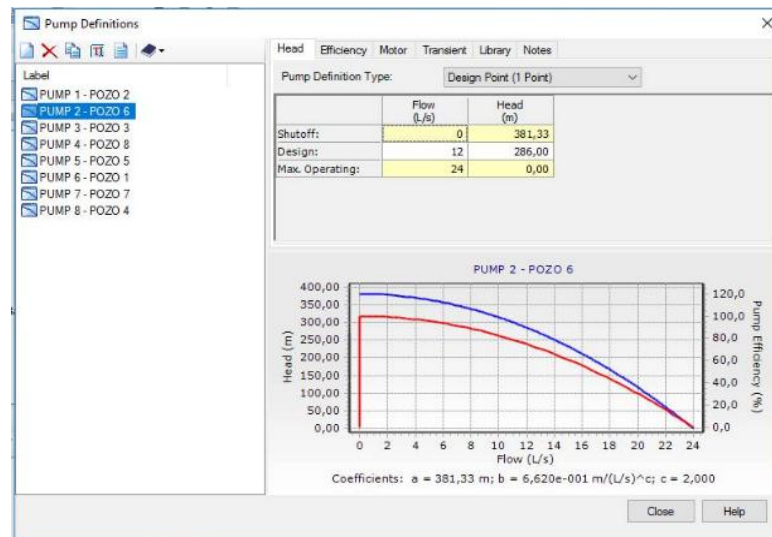


Figura 21. Curvas características de la nueva bomba del pozo 6. Fuente: Autores.

En la Figura 20, se pueden observar los datos ingresados al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SD 8-3, planteada para el pozo 3.

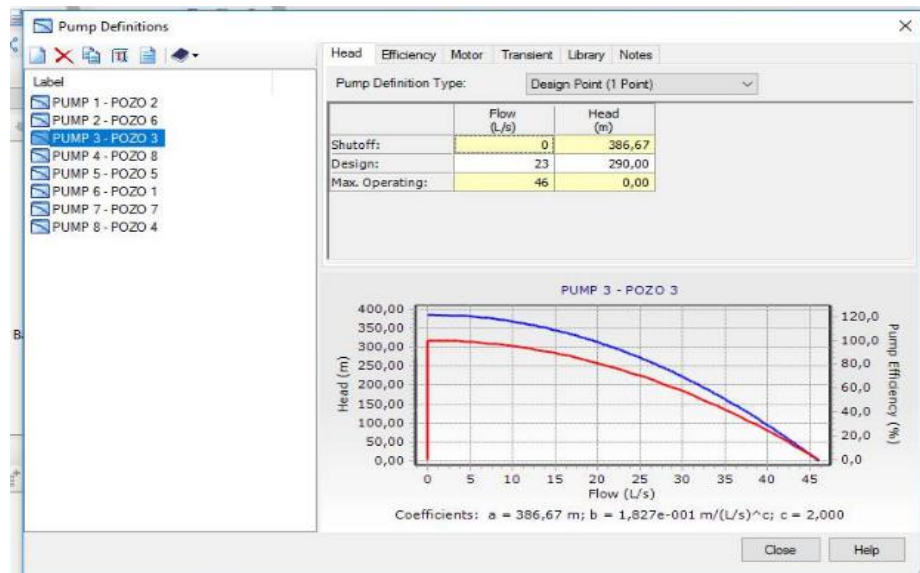


Figura 22. Curvas características de la nueva bomba del pozo 3. Fuente: Autores.

En la Figura 21, se pueden observar los datos ingresados al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL RNI 80/32H, planteada para el pozo 8.

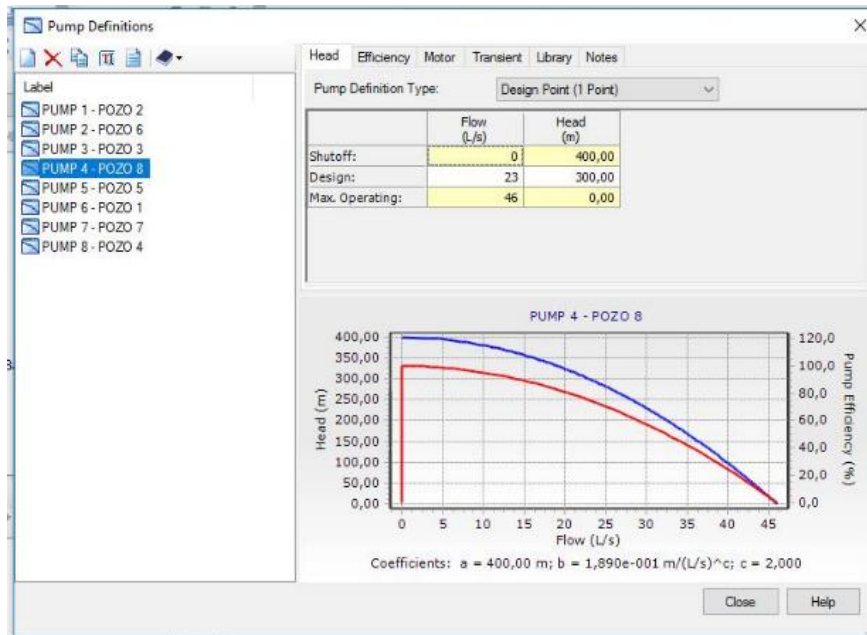


Figura 23. Curvas características de la nueva bomba del pozo 8. Fuente: Autores.

En la Figura 22, se pueden observar los datos ingresado al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SDi 9-2, planteada para el pozo 5.

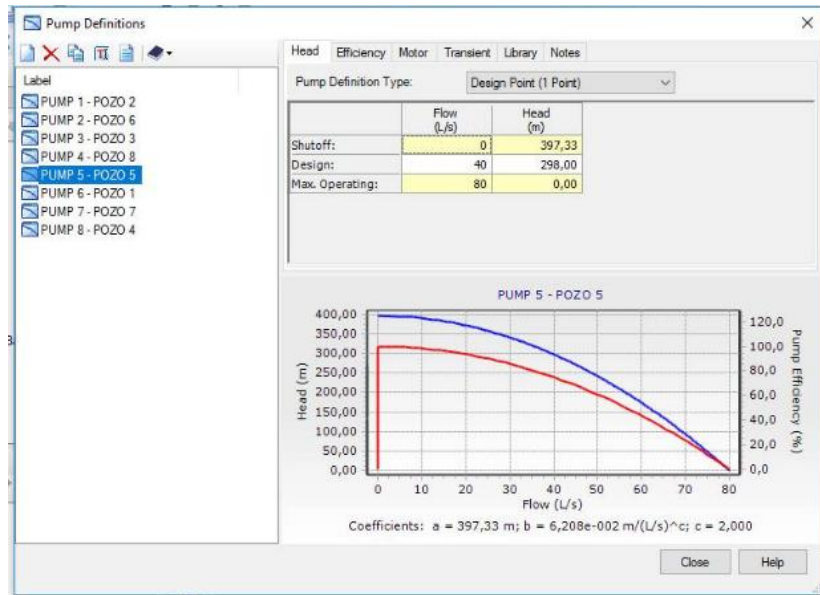


Figura 24. Curvas características de la nueva bomba del pozo 5. Fuente: Autores.

En la Figura 23, se pueden observar los datos ingresados al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SD 1, 8-6F2, planteada para el pozo 7.

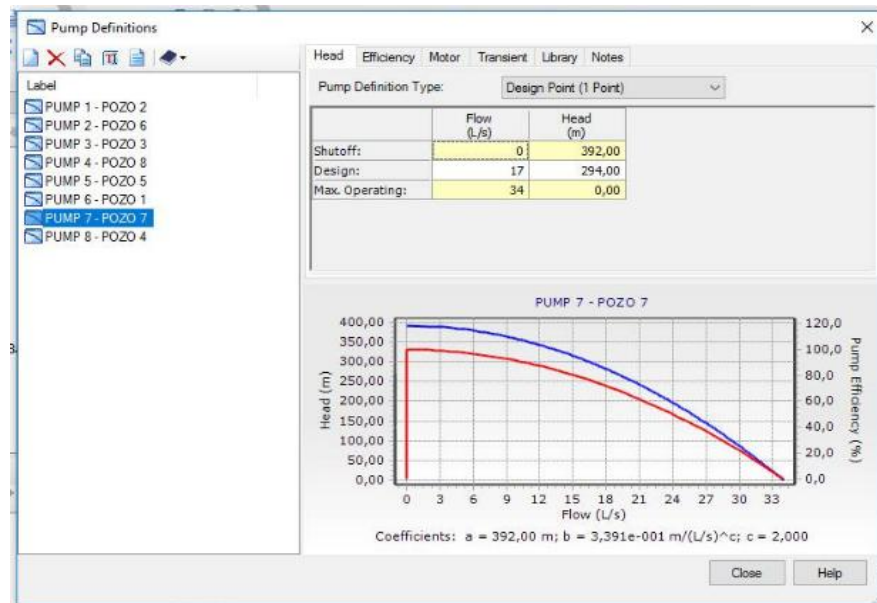


Figura 25. Curvas características de la nueva bomba del pozo 7. Fuente: Autores.

Al poder obtener las presiones necesarias de los pozos para reactivar el tanque elevado existente, se podría considerar independizar la red de Casco Central,

garantizando el suministro de agua por tubería a dicho sector; para esto es necesario la realización de otro estudio de factibilidad por parte del ente encargado del funcionamiento eficiente del sistema.

4.7.3.3. Tercera corrida

En este análisis se consideró la demanda de la proyección poblacional para el año 2036, evidenciándose que para poder cumplir con las presiones en cada vértice de la red de tubería de asbesto cemento, es necesaria la eficiente operatividad de ocho pozos extraurbanos, teniendo en cuenta las características de nuevos modelos de bombas. Sabiendo esto, son establecidos los pozos que harían falta para que el tanque elevado calculado para ese año sea de total efectividad, basándose en el análisis anterior, puesto que en él se conocieron seis de los ocho pozos.

Los pozos que se reactivaron es este escenario fueron los numero 9 y 4, tomando en cuenta las nuevas características de las bombas:

En la Figura 24, se pueden observar los datos ingresado al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SD 8-3, planteada para el pozo 9.

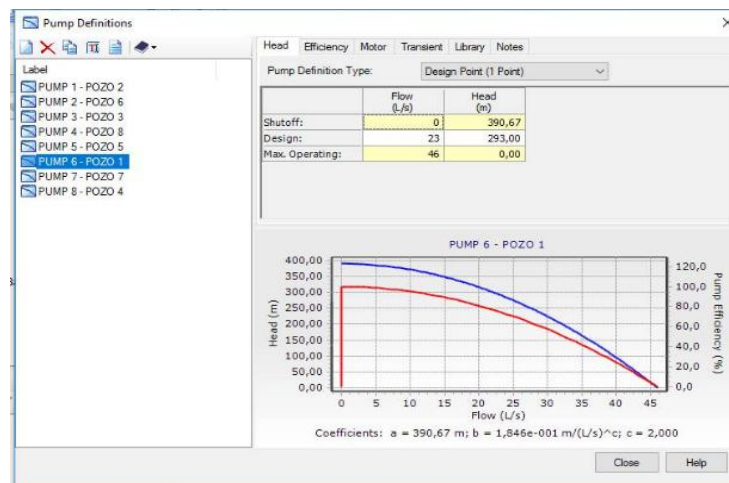


Figura 26. Curvas características de la nueva bomba del pozo 9. Fuente: Autores.

En la Figura 25, se pueden observar los datos ingresados al *software* y la curva característica de la nueva bomba IDEAL SD 8-3, planteada para el pozo 4.

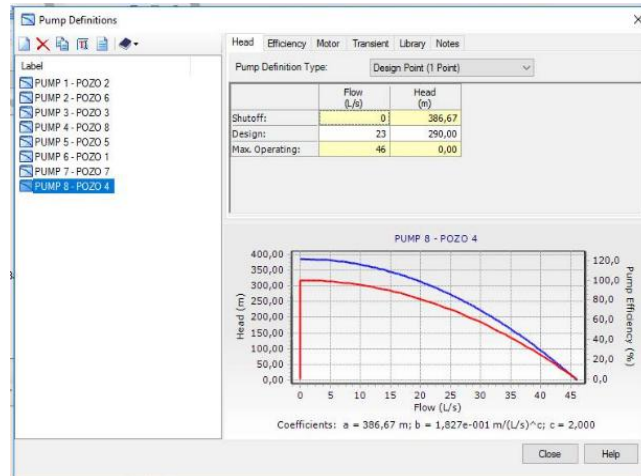


Figura 27. Curvas características de la nueva bomba del pozo 4. Fuente: Autores.

Haciendo uso de estas bombas para la reactivación de los ocho pozos necesarios para la eficiencia del sistema en el año 2036 se obtuvieron las siguientes presiones (Ver Figura 26), cumpliendo con los requerimientos de la presión máxima permitida por las tuberías de asbesto cemento siendo igual a 150 psi o lo que es igual a 106 mH₂O.

Label	Pressure (m H ₂ O)	Demand (L/s)	Elevation (m)
51: PBP-V1	94	0	268,00
37: PBP-V2	94	0	268,00
61: PBP-V3	91	0	271,00
48: PBP-V4	88	0	274,00
54: PBP-V5	89	0	272,00
40: PBP-V6	93	0	268,00
43: PBP-V7	91	0	268,00
76: PBP-V8	87	0	269,70
34: PBP-V9	89	0	265,00
35: PBP-V10	93	0	261,55
82: PBP-V12	92	0	254,98
31: PBP-V13	90	0	254,42
32: PBP-V14	90	0	254,39
59: PBP-V15	89	0	254,25
63: PBP-V16	87	0	254,98
56: PBP-V17	92	0	247,45
57: PBP-V18	93	0	245,64
71: PBP-V19	98	0	237,36
72: PBP-V20	88	184	246,04
69: "Computaci	98	0	254,96

Figura 28. Presiones en los vértices de la red de distribución matriz contando con la producción de 8 pozos extraurbanos. Fuente: Autores.

Realizando comparación entre las presiones de la red existente y las calculadas, incorporando el nuevos sistemas de bombeo, tanto para el año actual como para la

proyección poblacional para el 2036, basada en el censo realizado durante la elaboración de este estudio, se puede notar el incremento de las presiones en cada nodo de la red principal haciéndola eficiente. Obteniendo la siguiente tabla:

Vértices	Presiones reales (mH2O) para el año 2016	Presiones (mH2O) para el año 2016 con nuevas bombas	Presiones (mH2O) para el año 2036 con nuevas bombas
V1	120	S/I	94
V2	79	20	94
V3	29	17	91
V4	-38	14	88
V5	-133	16	89
V6	121	20	93
V7	-10	18	91
V8	-189	14	87
V9	-190	17	89
V10	-206	20	93
V11	-228	20	92
V12	-276	17	90
V13	-284	17	90
V14	-332	17	89
V15	-382	15	87
V16	S/I	19	92

V17	S/I	21	93
V18	S/I	26	98
V19	S/I	15	88
V20	S/I	25	98

Tabla 27. Presiones calculadas en los nodos. Fuente: Autores.

4.7.4. Especificaciones de las nuevas bombas

A continuación, se muestra la descripción de los nuevos modelos de bombas diseñadas para la operatividad eficiente de la red de distribución, tanto en la actualidad como para la demanda de la proyección poblacional del año 2036, garantizando la operatividad del o de los tanques elevados cálculos para cual sea el caso:

POZO	MODELO DE BOMBA	MOTOR
1	S/I	S/I
2	IDEAL SD 8-3	220HP
3	IDEAL SD 8-3	220HP
4	IDEAL SD 8-3	220HP
5	IDEAL SDi 9-2	350HP
6	IDEAL SXY 75/22	110HP
7	IDEAL SD 1, 8-6F2	170HP
8	IDEAL RNI 80/32H	160HP
9	IDEAL SD 8-3	220HP

Tabla 28. Descripción de los modelos de bombas a utilizar para cada pozo. Fuente: Autores.

FlexTable: Pump Table (Current Time: 0,000 hours) (TUBERIAS CON 8 POZOS 8 bombas ult.wtg)

	ID	Label	Elevation (m)	Pump Definition	Status (Initial)	Flow (Design) (L/s)	Hydraulic Grade (Suction) (m)	Hydraulic Grade (Discharge) (m)	Pump Head (m)
102: PUMP 1 -	102	PUMP 1 - POZO 2	265,00	PUMP 1 - POZO	On	23	65,00	354,60	289,60
105: PUMP 2 -	105	PUMP 2 - POZO 6	268,00	PUMP 2 - POZO	On	12	68,00	358,73	290,73
108: PUMP 3 -	108	PUMP 3 - POZO 3	268,88	PUMP 3 - POZO	On	23	68,88	360,99	292,11
111: PUMP 4 -	111	PUMP 4 - POZO 8	277,91	PUMP 4 - POZO	On	23	77,91	361,69	283,78
114: PUMP 5 -	114	PUMP 5 - POZO 5	275,83	PUMP 5 - POZO	On	40	75,83	361,82	286,00
117: PUMP 6 -	117	PUMP 6 - POZO 9	267,11	PUMP 6 - POZO	On	23	67,11	362,19	295,08
120: PUMP 7 -	120	PUMP 7 - POZO 7	268,00	PUMP 7 - POZO	On	17	68,00	362,22	294,22
123: PUMP 8 -	123	PUMP 8 - POZO 4	261,60	PUMP 8 - POZO	On	23	61,00	362,25	301,26

Figura 29. Especificaciones de las bombas para cada pozo. Fuente. Autores

4.8. Presentación de planos de ingeniería de detalles

Se realizaron los planos con la propuesta para la estación de bombeo de campo de pozos, notándose la necesidad de nuevas estructuras destinadas a elevar el fluido desde un nivel energético inicial a un nivel energético mayor, reforzando así su impulsión hacia su destino principal que es el tanque elevado de la ciudad en estudio. Tomando en cuenta los estándares COVENIN establecidos en la presentación de planos ingeniería.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Al identificar la red principal de distribución en el plano suministrado por HIDROCARIBE, se pudo apreciar la extensión real de ésta, delimitando así el alcance otorgado al proyecto de investigación realizado. La capacidad del tanque elevado existente es insuficiente para cubrir la demanda actual de la población de Casco Central y por defecto se imposibilita también satisfacer la demanda que tendrá en un futuro la proyección poblacional realizada para el año 2036.

- La tubería matriz de distribución de agua potable de Cantaura, se abastece por los pozos extraurbanos que están ubicados al sureste de esta ciudad, el agua proveniente de la captación es conducida hacia el tanque de sedimentación y cloración operado por HIDROCARIBE, para su posterior bombeo a través de una tubería de asbesto cemento de 16 pulg, teniendo como destino el tanque elevado ubicado en el Casco Central de Cantaura.

- Se demostró a través de la elaboración del modelo digital del terreno que las características topográficas pertenecientes a la zona donde se encuentra desplegada la red principal de abastecimiento, presenta variaciones desfavorables en sus elevaciones, afectando el funcionamiento eficiente de la tubería y no satisface los requerimientos de la población actual, resultando afectado el sector Casco Central. Adicionalmente las interconexiones entre la red de distribución principal con los sectores aledaños hace que exista pérdida del caudal por fuga hacia las demás redes ya que la mismas se encuentran a un nivel más bajo con respecto a las de Casco Central.

- Se confirmó que las presiones en los nodos de la tubería principal de abastecimiento, no son las mínimas requeridas para suministrar la altura dinámica

necesaria para abastecer el tanque elevado existente, como consecuencia se tiene la imposibilidad de suministrar agua a la red dependiente a él.

- Se presentaron planos de ingeniería de detalles con la propuesta de una nueva caseta de bombeo en la planta de pozos extraurbanos, para mejorar el funcionamiento de la red actual, así como también, se presenta el plano de la red de distribución principal, con la reactivación de 5 pozos que se encontraban inoperativos.

- La capacidad del tanque elevado existente es insuficiente para cubrir la demanda futura de la población proyectada para el año 2.020 de Casco Central, y por defecto se imposibilita también satisfacer la demanda que tendrá en un futuro la proyección poblacional realizada para el año 2.036.

- Para satisfacer la demanda de la población actual es necesario incorporar tres pozos a los que se encuentran activos, realizando la reactivación del pozo 2, 3 y 8, teniendo en cuenta las especificaciones de las nuevas bombas recomendadas. Para satisfacer la demanda de la proyección poblacional para el año 2.036, es imprescindible el funcionamiento de 8 pozos, agregando a los 6 pozos anteriores la reactivación del pozo 4 y 9 con las nuevas bombas propuestas.

5.2. Recomendaciones

➤ Se recomienda para futuras investigaciones, principalmente realizar las delimitaciones de las redes, puesto que Cantaura, posee a parte de la tubería de alimentación principal, otras mallas de tuberías encargadas de sectorizar el abastecimiento de agua, surtiéndose estas últimas por los pozos que conforman el sistema extracción urbano.

➤ Teniendo en cuenta que la tubería principal de abastecimiento fue construida con asbesto cemento, se recomienda hacer un proyecto de estudio de factibilidad para el reemplazo de dicho material, por un material más adecuado y con mayor vida útil. Considerando que el asbesto cemento tiene una vida útil de 40 años y la colocación de ésta red fue en el año 1.975. Este proyecto puede ser desarrollado por estudiantes de la Universidad De Oriente, extensión Cantaura, tomándolo como tema para próximos trabajos de grado así como también por la empresa HIDROCARIBE.

➤ Es importante considerar la geomorfología de la zona al momento de diseñar acueductos, para poder realizar la mejor elección del sistema de bombeo, garantizando la capacidad de suplir las presiones mínimas requeridas en el punto a abastecer.

➤ Realizar un análisis de manejo de válvulas, de manera tal que, durante el recorrido realizado por el fluido proveniente desde la zona de bombeo hasta el tanque elevado, no existan fugas hacia otras redes, evitando la pérdida de presión necesaria para el eficiente funcionamiento de la misma.

➤ Es recomendable tomar en cuenta la documentación técnica establecida en los planos de ingeniería de detalles, al momento de realizar las mejoras propuestas como resultado del análisis realizado a la red de distribución principal de agua potable de la ciudad de Cantaura.

➤ Hacer un proyecto de desarrollo de ingeniería para instalar en el Casco Central otro tanque elevado, con las características necesarias para suplir el volumen mínimo requerido, para satisfacer la demanda de la población futura de la zona de estudio.

➤ De llegarse a implementar el presente trabajo, se recomienda que se realice por etapas. La primera etapa sería para garantizar el funcionamiento del sistema actual, tomando las consideraciones del PDUL, haciendo necesaria la inclusión de los pozos 2, 3 y 8 al sistema. Y una última etapa de inversión, destinada a los pozos 4 y 9, para satisfacer la demanda requerida por la proyección poblacional realizada para el año 2.036.

BIBLIOGRAFÍA

- Arias, Fabian. (2004). *El proyecto de investigación: Guía para su elaboración*. Tercera Edición. Caracas, Venezuela: Episteme.
- Arocha, Simón (1978). *Abastecimiento de Agua. Teoría y Diseño*. Primera Edición. Ediciones Vega s.r.l. Caracas, Venezuela
- Arocha, Simón (1980). *Abastecimiento de Agua. Teoría y Diseño*. Ediciones Vega S.r.l. Caracas, Venezuela.
- Arocha, Simón (1993). *Abastecimiento de agua*. Segunda Edición. Ediciones Vega S.r.l. Caracas, Venezuela.
- Beltrán, Luis (2002). *Metodología para Diseñar y Evaluar Redes las de Distribución de Agua potable (Acueducto)*. Edición Ameco. Puerto la Cruz, Venezuela.
- Cappare, Maribel. (2005). *Estudio del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y disposición de Aguas Servidas del Sector Colinas de Vidoño, Municipio Sotillo*. Trabajo de Grado de ingeniería no publicado. Universidad de Oriente. Barcelona, Venezuela.
- Chacón, M. y Natera, J. (2005). *Evaluación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de la Poblaciones: Boca de Chávez, Punto Lindo y San Juan de la Costa de los Municipios San Juan de Capistrano y Peñalver del Estado Anzoátegui*. Trabajo de Grado de ingeniería no publicado. Universidad de Oriente. Barcelona, Venezuela.
- Gómez, Guillen, Jáuregui y López (1997). *Cartilla de Urbanismo*. Primera Edición. Ediciones Betanzos. Caracas, Venezuela.
- Instituto Nacional de Obras Sanitarias (I.N.O.S) (1965). “*Normas para el Diseño de los Abastecimiento de Agua*” Caracas.

- M.S.A.S. Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Reparación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones. Instituto Nacional de Obras Sanitarias. (1988). *Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 4044* (Extraordinaria), 08-09-88.
- M.S.A.S. Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos. Instituto Nacional de Obras Sanitarias. (1989).
- M.S.A.S. Normas Sanitarias para el Estudio Diseño y Construcción en Localidades Pequeñas. (1960).
- Niño, Fabio. (2010). *Evaluación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del Municipio Península de Macanao, Estado Nueva Esparta*. Trabajo de Grado de ingeniería no publicado. Universidad de Oriente. Barcelona, Venezuela.
- Ramírez, Jose. (1996). *Evaluación del Sistema de Abastecimiento de Agua de la Población del Municipio Santa Ana, Estado Anzoátegui*. Trabajo de Grado de ingeniería no publicado. Universidad de Oriente. Barcelona, Venezuela.
- Romero, Christian. (2010). *Diseño de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para la Comunidad de Caicara de Barcelona, Municipio Bolívar, Estado Anzoátegui, Utilizando el Software WaterCad*. Trabajo de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Universidad de Oriente. Barcelona Estado Anzoátegui
- Rivas, Gustavo. (1983). *Abastecimientos de Aguas y Alcantarillados*. Tercera Edición. Caracas, Venezuela: Vega.
- Universidad Nacional Abierta. (2007). *Resumen de Normas para la Presentación de Trabajos Escritos* [Documento en línea]. Consultado el 12 de junio de 2014 en: <http://www.unamerida.com/archivospdf/Apa-Upel.pdf>

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

TÍTULO	ANÁLISIS FUNCIONAL DE LA RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE CANTAURA, MUNICIPIO PEDRO MARÍA FREITES, ESTADO ANZOÁTEGUI
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
Medina Rondón, Franklin Rafael	CVLAC: V- 21.329.669 E MAIL: medina_rfrank@hotmail.com
Pérez Planchart, María Carolina	CVLAC: V- 22.852.537 E MAIL: marik_2910@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALABRAS O FRASES CLAVES:

Análisis

Red de Distribución

Agua Potable

Población

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUB ÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

En el presente trabajo se realizó la evaluación de la red de abastecimiento principal de agua potable de Cantaura. Se elaboró un estudio demográfico de la zona en estudio con el objeto de estimar el número de habitantes y la tendencia en el crecimiento de la población para un período de diseño de 20 años, a fin de determinar las dotaciones y consumos de la comunidad para los años 2020 y 2036. En la evaluación del sistema se aplicó el software WaterCAD V8i, como herramienta para modelar el funcionamiento del sistema para diferentes escenarios mediante simulaciones lo que permite tener una idea clara de las causas de las fallas en el sistema de distribución. El análisis de la situación actual muestra un déficit en la capacidad de almacenamiento del tanque elevado existente, además de bajas presiones y velocidades en nodos y tramos, por lo que se establecen propuestas para atender las condiciones actuales y futuras, como la sustitución del material de la tuberías existentes, la implementación de un nuevo tanque de almacenamiento, la reactivación a mediano y largo plazo de varios pozos que se encuentran inactivos actualmente y la construcción de casetas de bombeo en la planta de pozos extraurbanos.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
	CVLAC:	V- 15.376.400			
	E_MAIL	ingmartinezgj@gmail.com			
	E_MAIL				
Loaiza Martín, Ramón Ygnacio	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:	V- 9.281.084			
	E_MAIL	loaizaramon@hotmail.com			
	E_MAIL				
Rondón Gómez, Elys José	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:	V- 8.440.241			
	E_MAIL	elysrondon@gmail.com			
	E_MAIL	elysrondon@hotmail.com			
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2016	10	14
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. Análisis Funcional de la Red Principal de Distribución de Agua Potable de Cantaura, Municipio Pedro María Freites, Estado Anzoátegui.doc.	Aplicación/msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K L
M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z. 0 1 2 3 4 5
6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL:

(OPCIONAL).

TEMPORAL:

(OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN: Universidad de Oriente / Extensión Cantaura



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda "SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009".

Leído el oficio SIBI - 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR <i>[Signature]</i>
FECHA 05/8/09 HORA 5:30

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

[Signature]
JUAN A. BOLANOS CUMBELE
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telemática, Coordinación General de Postgrado.
JABC/YGC/maruja

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo”

Medina R. Franklin R.

AUTOR

Pérez P. María C.

AUTOR

Prof. Martínez Jhonatan

TUTOR

Prof. Loaiza Ramón

JURADO

Prof. Rondón Elys

JURADO

Prof. Loaiza Ramón

POR LA COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO