

Contenido

1	ENFOQUE GENERAL.....	8
1.1	ANTECEDENTES	8
1.2	INTRODUCCION	9
1.3	PLANTEAMIENTO DE LA PROBLEMÁTICA	10
1.4	OBJETIVOS.....	12
1.4.1	Objetivo General.....	12
1.4.2	Objetivos específicos.....	12
1.5	DELIMITACION DEL ESTUDIO	13
1.5.1	Ubicación geográfica de la zona de estudio	13
1.5.2	Ubicación de la Provincia de Imbabura.....	13
1.5.3	Ubicación del Cantón Ibarra	13
1.5.4	Ubicación de la Ciudad de Ibarra	14
1.6	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE IBARRA.....	15
1.7	JUSTIFICACION DEL TRABAJO.....	16
2	DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA DE LA CIUDAD DE IBARRA	19
2.1	Captaciones.....	19
2.2	Plantas de Tratamiento.....	20
2.2.1	Caranqui.....	20
2.2.2	Azaya.....	21
2.3	Sistema de distribución.....	22
2.4	Reservas.....	24
3	MODELO MATEMÁTICO DE LA RED	26
3.1	Fases en la elaboración del modelo matemático de la red	26
3.2	La Recopilación de información	27
	• Datos cartográficos.....	27
	• Datos descriptivos de la red.....	27
	• Datos de abonados.....	27
	• Datos de mediciones y actuaciones.....	27
	• Datos topológicos.....	27
3.3	Aplicación de los GIS en la elaboración del modelo de la red.....	28
3.4	Modelos de un GIS: vectorial y raster.....	28
3.5	Utilidades del sistema de GIS en redes de agua potable.....	29

4	RECOPIACION DE LA INFORMACION	30
4.1	DETERMINACION DEL CAUDAL PRODUCIDO	30
4.2	DETERMINACION DE LA DEMANDA.....	38
4.3	TOPOLOGIA DE LA RED	41
4.4	ERRORES DETECTADOS EN LA INFORMACION	41
	• Errores tipográficos.....	41
	• Errores de medida.....	42
	• Imprecisión de las cotas.....	42
	• Errores en los planos y mapas.....	43
	• Errores debidos al paso del tiempo en los elementos.....	43
5	ESQUELETIZACION DE LA RED.....	44
5.1	Caracterización de la red del sistema 4	44
5.2	Caracterización de los clientes.....	45
6	ASIGNACION DE CARGAS.....	49
6.1	Asignación del caudal inyectado	49
6.2	Criterio para la asignación de la demanda en los nudos	50
6.3	Determinación de los nudos de consumo.....	52
7	METODOLOGIA	57
7.1	Introducción	57
7.2	El balance hídrico de sistemas de agua potable.....	57
7.3	Análisis de los índices de rendimiento del sistema	58
7.4	Las pérdidas de agua en una red de servicio	59
7.5	Modelación de las fugas en una red.....	60
7.6	Asignación de fugas dependientes de la presión	62
7.7	Calibración de redes de distribución	65
8	MODELACIÓN DE LA RED DEL SISTEMA N 4 DE LA CIUDAD DE IBARRA.....	66
8.1	Calibración de caudales	66
8.2	Determinación del rendimiento de la red y factor de demanda.....	68
8.3	Análisis de resultados iniciales.....	69
8.4	Determinación del coeficiente emisor.....	73
8.5	Proceso de cálculo	75
8.6	Calibración de presiones en la red	82
8.7	Resultados de la calibración.....	86
9	PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL RENDIMIENTO DE LA RED.....	88

9.1	Sectorización de la red.....	88
9.2	Criterios para la sectorización.....	89
9.3	Válvulas para la sectorización en tres subsectores	91
9.4	Instalación de válvulas reguladoras de presión	93
9.5	Válvulas reguladoras de presión a instalar en el sistema 4	95
9.6	Resultados de la propuesta y comparación con los datos iniciales del modelo	96
10	VALORACION ECONOMICA.....	106
10.1	Costos de la implementación.....	106
10.2	Análisis de la recuperación de la inversión	108
11	CONCLUSIONES.....	110
12	BIBLIOGRAFIA.....	111
12.1	Referencias bibliográficas	111
12.2	Referencias internet	112
12.3	Descripción de las figuras.....	113
12.4	Descripción de los cuadros.....	114
12.5	Anexos.....	115

Resumen

El Cantón Ibarra tiene una población de aproximadamente 230 mil habitantes y cuenta con uno de los índices de crecimiento de población más altos del Ecuador (2.8% anual). Por esta razón, la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra (EMAPA-I) enfrenta grandes desafíos y una necesidad de gestionar de una manera más eficiente su Infraestructura y servicios a la comunidad.

EMAPA-I administra el servicio de agua potable y alcantarillado en todo el cantón en un 98%, existiendo las juntas administradoras de agua en un 2%.

La cobertura de los servicios de la EMAPA-I es del 98% en agua potable y 92% en alcantarillado en el área urbana y periferia de la ciudad, en el área rural esta cobertura es del 95% en agua y 87 en alcantarillado.

El presente trabajo es realizar el modelo hidráulico del sistema de agua potable que abastece al centro de la ciudad. Este documento contiene una descripción de dicho modelo y los beneficios que brindan las herramientas utilizadas.

Como aporte a la gestión de la EMAPA-I se presenta las acciones a seguir para obtener la mejora del rendimiento de la red del sistema 4, y que servirá de base para continuar con los sistemas restantes que administra la empresa.

Al final del presente documento se presenta una valoración económica de las pérdidas que serán una guía para la toma de decisiones para la mejora de la gestión empresarial, que todo gerente deberá tener presente que lo que *no se mide no se administra*.

Summary

The Cantón Ibarra has a population of approximately 230 thousand inhabitants and account with one of index them of population's growth higher of Ecuador (2,8 % yearly). For this reason, Drinkable water's and Sewage system Municipal Company of Ibarra (EMAPA I) confronts big challenges and a need to try to obtain of a most efficient way her Infrastructure and community services.

EMAPA I administers the drinkable water supply utility and sewage system at the whole canton in a 98 %, existing the administrating boards of water in a 2 %.

The coverage of the services of the EMAPA I belongs to the 98 % in drinkable water and 92 % in sewage system in this coverage is to the urban area and peripherals of the city, in the rural area of the 95 % in water and 87 in sewage system.

The present work is accomplishing the hydraulic model of the system of drinkable water that supplies the downtown. This document holds back a description of the aforementioned model and the benefits that the used tools offer.

As I contributes the step of the EMAPA he encounters the stocks to follow to get out the improvement of the performance of the net of the system 4, and that it will serve as base to go on with the remaining systems that the company manages.

The document encounters a cost-reducing assessment of the losses that a guide for the decision making for the improvement of the management, the fact that every manager will have to have present than what *he does not measure himself* will be at the end of the present *it is not managed*.

Resum

El Canto IBARRA te una poblacio d'aproximadament 230 mil habitants i conte en un dels indexs de creiximent de poblacio mes alts de l'Equador (2.8% anual). Per esta rao, l'Empresa Municipal d'Aigua Potable i Aigüeral d'IBARRA (EMAPA-I) enfronta grans desafiaments i una necessitat de gestionar d'una manera mes eficient la seua Infraestructura i servicis a la comunitat.

EMAPA-I administra el servici d'aigua potable i aigüeral en tot el canto en un 98%, existint les juntes administradores d'aigua en un 2%.

La cobertura dels servicis de l'EMAPA-I es del 98% en aigua potable i 92% en aigüeral en a l'area urbana i periferia de la ciutat, en l'area rural esta cobertura es del 95% en aigua i 87 en aigüeral.

El present treball es realisar el model hidraulic del sistema d'aigua potable que abastix al centre de la ciutat. Este document conte una descripcio de dit model i els beneficis que brinden les ferramentes utilisades.

Com aporte a la gestio de l'EMAPA-I se presenta les accions a seguir per a obtindre la millor del rendiment de la xarcia del sistema 4, i que servirà de base per a continuar en els sistemes restants que administra l'empresa.

Al final del present document se presenta una valoracio economica de les perdües que seran una guia per a la presa de decisions per a la millor de la gestio empresarial, que tot gerent deura tindre present que lo que no se mesura no s'administra.

Agradecimientos:

A mis padres fuente de inspiración desde mi niñez, que me enseñaron que si quiero ser alguien o quiero algo debes tener voluntad para luchar por lo que sueñas.

Este trabajo está dedicado a mis compañeros de la EMAPA-I, que desde hace 10 años han creído y confiado en este su servidor.

Al Gobierno Ecuatoriano representado por el Economista Rafael Correa, por su actitud de cambio y la oportunidad brindada a quienes tenemos la voluntad de apoyar el cambio en las entidades públicas, y por la beca otorgada en favor de un mejor País.

A la Universidad Politécnica de Valencia y a sus profesores, ya que sin ellos no hubiera tenido mi formación académica tan soñada que ahora llevo con honra y podré hacer lo mejor en su nombre en mi vida profesional.

A mi esposa a pesar de la distancia que fue el puntal en esta tarea de luchar por un sueño, por su comprensión y cariño.

¡¡GRACIAS!!

Milton Giovanni Rivadeneira Paz

Valencia a 24 de junio del 2014

1 ENFOQUE GENERAL

1.1 ANTECEDENTES

Del total del agua existente en nuestro Planeta, solo el 3% es agua dulce, de este pequeño porcentaje solo el 30% se encuentra disponible en acuíferos y agua superficial. Es muy poca el agua disponible, razón por la que debemos realizar todos los esfuerzos necesarios para lograr que la gestión del suministro de agua potable sea lo más eficiente posible.

Por otra parte, la conservación del agua no se debe enfocar únicamente a la protección de las fuentes y al manejo de las cuencas hidrográficas; el agua debe conservarse también durante el proceso de potabilización y en la distribución a los puntos de consumo.

No es justo que el agua que tanto nos cuesta captar, conducir, tratar y distribuir, se pierda antes de llegar a los hogares de nuestros clientes, o su costo no sea cancelado como producto de fraudes o deficiencias en la micromedición.

La Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra (EMAPA-I) tiene como finalidad la captación, tratamiento, distribución, producción y venta de agua potable y la prestación de los servicios de alcantarillado a la comunidad de Ibarra y sus parroquias rurales, garantizando eficiencia y eficacia, con criterio de equidad y justicia, comprometida con una concepción ecológica que preserve las cuencas hidrográficas y proteja el medio ambiente.

La EMAPA-I en el año 2003 realizó el catastro de redes del sistema de agua potable de la ciudad de Ibarra, como parte del plan operativo 2003-2015.

Otro de los aspectos importantes fue la ejecución de la optimización energética de los sistemas de bombeo, para lo cual fue necesario incluir en su nómina de funcionarios técnicos especializados en el área de electromecánica.

En el año 2006 se realizó el análisis del estado y ubicación de los micromedidores y la Gerencia General tomo la decisión de realizar la reubicación y el cambio de los micromedidores en toda la Ciudad de Ibarra.

Se instaló medidores clase C tipo chorro único y se instaló en las fachadas de todos los inmuebles para facilitar la lectura en una cantidad de 45.000 unidades, actividad que contemplaba el plan operativo elaborado.

1.2 INTRODUCCION

La definición de estrategias a nivel operativo orientadas a la gestión del recurso hídrico en la EMAPA-I, debe estar fundamentada en principio, sobre el conocimiento claro del funcionamiento del sistema y en el uso eficiente de los recursos humanos, físicos y tecnológicos. Esto con el objetivo de lograr una correcta operación y el cumplimiento de los indicadores de eficiencia en la prestación del servicio en términos de calidad, continuidad y cobertura.

La Ciudad de Ibarra tiene un crecimiento acelerado, el cual requiere de una mayor infraestructura del servicio de agua potable, por lo que es necesario implementar una herramienta que permita incluir los cambios del sistema y a su vez conocer la operación del mismo. La modelación hidráulica de redes se convierte en el instrumento que logra simular las condiciones reales de operación del sistema

Será este el primer modelo a ser implementado y que sirva de base para la implementación en los demás sectores que conforman el sistema de agua potable de la Ciudad de Ibarra, y como base para la toma de decisiones tanto gerenciales como operativas.

Un sistema de suministro y distribución de agua potable en la actualidad debe procurar la optimización en la recepción de los datos, para ello nos apoyaremos en la herramienta técnica que es el sistema de información geográfica (GIS).

El GIS será empleado con el fin de delimitar y caracterizar los sectores en los que se dividirá la red. Por otra parte nos apoyará en la ubicación de todos los clientes a fin de realizar balances hídricos entre el agua inyectada y la consumida.

Por otro lado será de gran utilidad para el trabajo de modelación de la red el uso del programa de simulación hidráulica EPANET v2.

1.3 PLANTEAMIENTO DE LA PROBLEMÁTICA

El sistema de agua potable de Ibarra es administrado desde 1969 por la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra, EMAPA I.

En el mes de noviembre de 2002 ocurre una lamentable crisis de salud en Ibarra, ocasionada por contaminación del agua potable con aguas servidas que provocó gran cantidad de enfermos de gastroenteritis, debido a la presencia de E Coli en el agua de consumo, situación agravada debido a un deficiente o casi nulo control de calidad y vigilancia sanitaria. A raíz de este lamentable suceso, la administración de la EMAPA I cambia totalmente de rumbo para solucionar, principalmente los riesgos sanitarios y mejorar la calidad del agua potable. Esta nueva visión genera la necesidad de mejorar el servicio considerando además de la calidad del agua, la cantidad, continuidad del servicio.

El mantenimiento de las redes de distribución del sistema de agua potable de la Ciudad de Ibarra, consiste en la reparación de fugas y reparación de redes de manera periódica o típica, ampliaciones de redes e instalación de columnas¹ de agua.

En la realización de estas actividades no existe coordinación de las políticas ni las estrategias desde la Gerencia General hacia y desde los departamentos operativos con un soporte de decisión basadas en un juicio técnico bajo el buen conocimiento hidráulico del sistema.

Debido a la ineficiente operación del sistema e inexistencia de válvulas de aire, la red presenta frecuentes roturas debido al aire atrapado en las redes y a las altas presiones en la misma, lo que implica altos costos de reparación de fugas y mantenimiento del sistema.

Ante la deficiente sectorización de la red se hace imposible cerrar circuitos de menor área para las instalaciones de columnas de agua, reparación de redes, lo que obliga a la suspensión del servicio en áreas que comprende un 50% de la red en unos casos y en otros suspender el servicio a toda la Ciudad.

Estas acciones generan mal estar y dan lugar al vaciado de la red y su posterior llenado conteniendo aire que posteriormente producirá nuevamente un fallo en algún punto del sistema, siendo esta actividad un círculo vicioso.

La cobertura poblacional del servicio de agua potable de Ibarra era del 87.17% en el año 2003 para el sector urbano, siendo una cobertura aceptable.

Sin embargo muchos sectores recibían agua de manera racionada debido a la baja cantidad de agua captada, al crecimiento poblacional acelerado y ampliación poco técnica de la red de distribución.

¹ Columna de agua es aquella acometida o entronque hacia la red principal en un diámetro mayor a 1" y de la cual se derivan los micromedidores a los diferentes usuarios.

No se abastecía de agua potable durante la noche al 70 % de la población, con el fin de mantener las reservas para el siguiente día poder abastecer la demanda de toda la ciudad, siendo los barrios periféricos los más afectados.

A continuación se detalla en el cuadro N1 la situación respecto a continuidad de algunos sectores representativos de la Ciudad.

SECTORES	SITUACIÓN DE SERVICIO BASE
Centro de la ciudad	En sectores altos el servicio se entregaba desde la 05:00 hasta las 17:00 horas. En sectores medios y bajos se suspendía el servicio desde las 10:00 hasta las 05:00
El Ejido de Ibarra, Cdla. Odila Aguilar, Cdla. Jardines del Imbabura, La Delicia, Urb. Nuevo Horizonte, Cdla. Zoila Galárraga, Cananvalle	Servicio desde las 17:00 hasta las 24:00 horas. Cuando existía algún problema por falla en pozos que impedía abastecer por la noche, estos sectores permanecían sin agua potable durante casi 48 horas.
Parroquia la Dolorosa del Priorato	Servicio desde las 15:00 hasta las 24:00 horas. Cuando existía algún problema por falla en pozos que impedía abastecer por la noche, estos sectores permanecían sin agua potable durante casi 48 horas.
Los Tejares	Servicio durante 4 horas cada 2 días
Alpachaca, Azaya y Huertos Familiares Azaya	Suspensión de servicio desde las 18:00 hasta la 5:00, solo servicio diurno

Cuadro 1 Horario de servicio Barrios de la Ciudad de Ibarra.

Otro de los aspectos más importantes pero menos entendido es la baja capacitación de los operadores del sistema, que hace que sus actividades la realicen por costumbre. Esto también redundaría en el incremento de los fallos del sistema, siendo parte importante del círculo vicioso en el que se halla el sistema de agua de la Ciudad de Ibarra.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General.

Realizar la modelación hidráulica del sector 4 del sistema de distribución de agua potable de la Ciudad de Ibarra-Provincia de Imbabura Ecuador y así disponer de una Herramienta de análisis de la Red de agua potable.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Recopilar la información de caudal y presiones del sector 4.
2. Recopilar la información asociada a los consumos de los clientes.
3. Construir la topología del modelo hidráulico para el sector 4.
4. Asignación de demandas a los modelos hidráulicos.
5. Determinación de las fugas en la red.
6. Ajuste y calibración del modelo hidráulico del sector 4.
7. Control de presiones del sector 4.

1.5 DELIMITACION DEL ESTUDIO

1.5.1 Ubicación geográfica de la zona de estudio

La República del Ecuador se halla dividida políticamente en, Regiones, Provincias y Cantones

1.5.2 Ubicación de la Provincia de Imbabura

La provincia de Imbabura forma parte de la Región N 1 de acuerdo a la nueva división regional (*figura 1*).

Imbabura, denominada provincia de los lagos, esta limitada al Norte, *con Carchi y Esmeraldas*, al Sur, *con Pichincha*, al Este, *con la provincia de Sucumbíos* y al Oeste, *con Esmeraldas*.

Su principal vía de comunicación es la carretera Panamericana, que pasa por Cayambe, Otavalo, Atuntaquí, Ibarra.

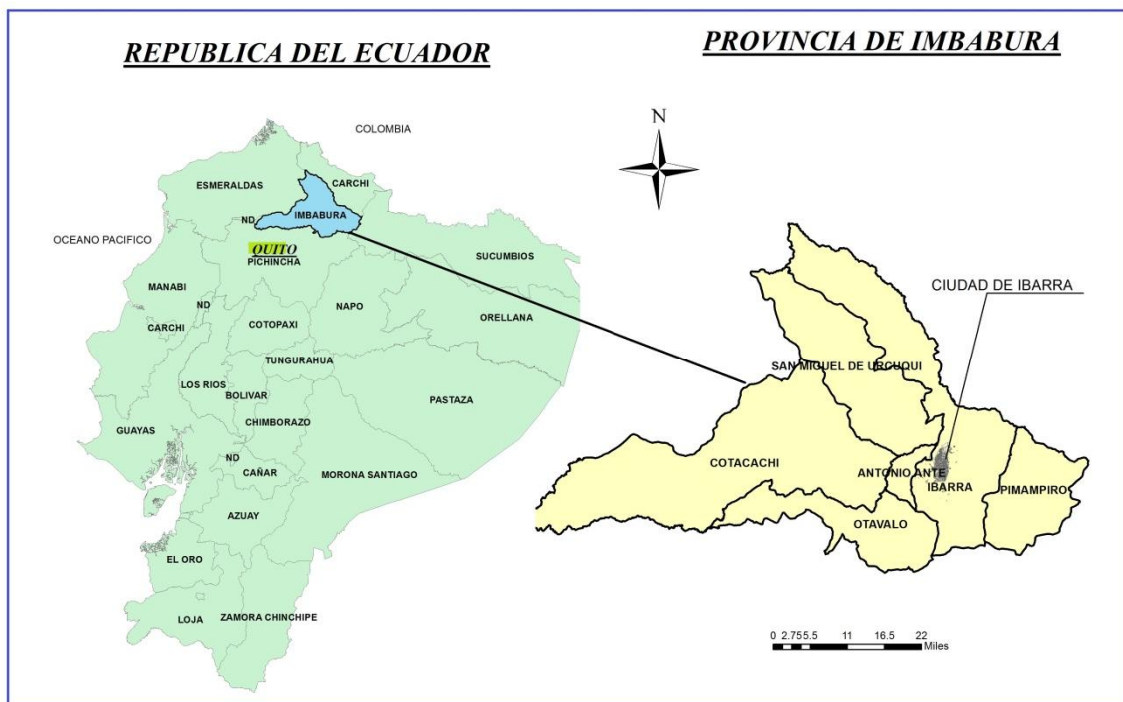


Figura 1 Ubicación de la provincia de Imbabura.

1.5.3 Ubicación del Cantón Ibarra

Se encuentra ubicado políticamente en la provincia de Imbabura (*figura 2*) perteneciente a la Región N 1, situada en la sierra norte del Ecuador entre las provincias de Pichincha, Carchi y Esmeraldas. Los límites del Cantón son:

Norte: *Provincia del Carchi*, Noroeste: *Provincia de Esmeraldas*.

Oeste: *Cantones Urucuquí, Antonio Ante y Otavalo*, Este: *Cantón Pimampiro*.

Sur: *Provincia de Pichincha*.

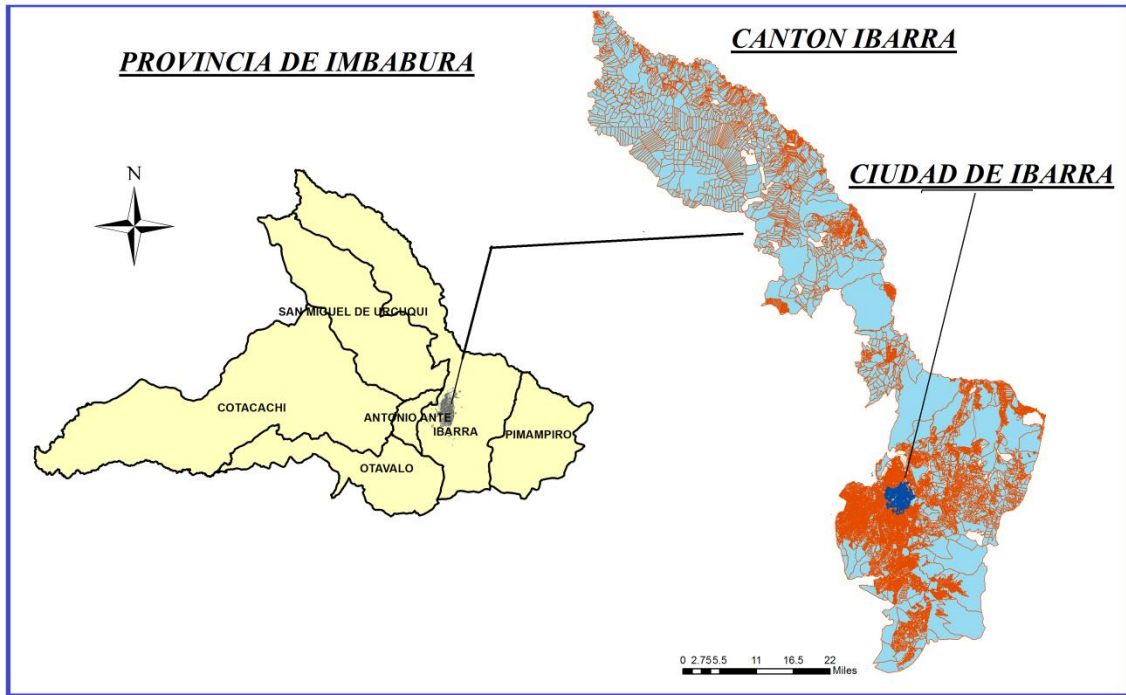


Figura 2 Ubicación del cantón Ibarra y la Ciudad de Ibarra.

La localización geográfica del Cantón Ibarra (*figura 2*) en UTM son, al norte 10'041.000, al oeste 820.000 (PSAD_1956_UTM_Zone_17S) tomando como punto de referencia el centro de la ciudad de Ibarra (Narváez, H. 2005).

El Cantón Ibarra está constituido por cinco parroquias urbanas (*El Sagrario, San Francisco, Caranqui, Alpachaca y La Dolorosa de Priorato*) y siete Parroquias rurales (*Ambuquí, Angochagua, La Carolina, La Esperanza, Lita, Salinas, San Antonio*).

1.5.4 Ubicación de la Ciudad de Ibarra

La cabecera cantonal y capital de la provincia, se encuentra ubicada a 2.200 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) (*figura 2*).

Está estratégicamente ubicada a 126 km al noreste de Quito, Capital de la República, a 135 Km. de la frontera con Colombia, y a 185 Km. de San Lorenzo, en el Océano Pacífico.

Tiene una superficie de 1.162,22 km², con una densidad de 131,87 hab./km² en el cantón Ibarra, 260,4 hab./Km² en el área urbana y 39,91 hab./Km² en el área rural.

La zona urbana del cantón cubre la superficie de 41,68 km² (Proyecto de Alcantarillado de Ibarra 2010 EMAPAI)

El área urbana de Ibarra se localiza en la llanura, sobre la cota 2204 m.s.n.m con la mayoría de su superficie con una pendiente del 5%.

1.6 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE IBARRA

El sistema de agua potable de Ibarra es administrado desde 1969 por la EMAPA I.

Este sistema abastece en la actualidad a 181175 habitantes de la Ciudad, siendo predominante la población del sector urbano. El caudal total suministrando en la actualidad es de 51800 m³/día (717 l/s).

El sistema de agua potable de la Ciudad Ibarra Urbano y periférico está conformado por:

- SISTEMA 1 ALOBURO
- SISTEMA 2 AZAYA
- SISTEMA 3 YAHUARCOCHA
- SISTEMA 4 CARANQUI
- SISTEMA 5 LA PALESTINA
- SISTEMA 6 GUARACZAPAZ

Los mismos que se pueden apreciar en la (figura 3)

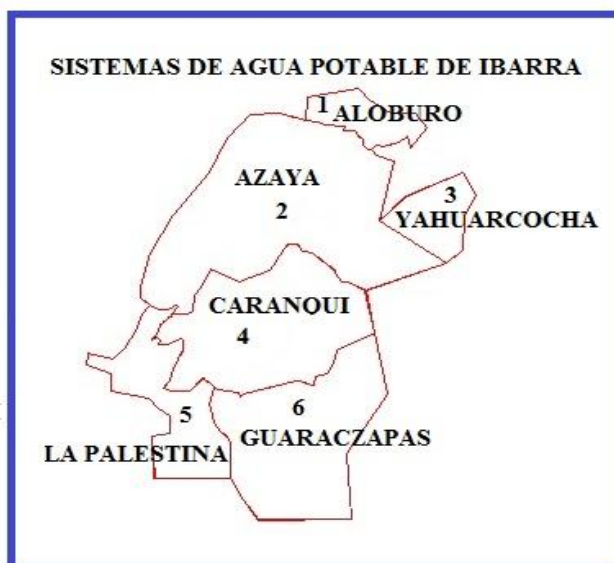


Figura 3 Zonificación de los sistemas que dispone la ciudad de Ibarra.

Cada uno de estos sistemas dispone de su propia fuente de agua y sus correspondientes líneas de conducción, y tanques de reserva al igual que sus tuberías de distribución.

El presente trabajo se limitará en realizar el modelo hidráulico *del sistema de agua potable de Caranqui (número 4)*, que es el que abastece al centro de la Ciudad.

1.7 JUSTIFICACION DEL TRABAJO

En el año 2004 la información disponible respecto a las características y estado de la red era muy poco confiable; por esta razón se decidió realizar un catastro completo o evaluación física de sus componentes.

Inicialmente se contrató a empresas y profesionales para la evaluación de siete sectores de la red, para lo cual se realizaron excavaciones en varios puntos de la ciudad, generalmente se realizaban detalles de esquina cada dos conexiones, infiriendo la información de aquellas esquina que no se excavaba. Con esto no se consiguió una confiabilidad aceptable, por lo que la EMAPAI se hizo cargo directamente de los veinte y tres sectores restantes.

En el año 2005 se realiza el cambio de micromedidores tipo A,B por tipo C en un total de 45000 unidades y reubicadas en la fachada de cada edificio para poder tener acceso directo al medidor evitando las conexiones clandestinas y mejorando la toma de lecturas.

Igualmente se realizó la instalación de macromedidores a la salida de todos los tanques de reserva para poder medir el caudal inyectado a la red y cotejar con la facturación, el mismo que no se realizó con seriedad ni continuidad, debido a la baja capacitación de los operarios.

En el año 2006, mediante donación del Gobierno Japonés a través de la Agencia Japonesa de Cooperación Internacional, JICA, se realiza el cambio de 14 Km de tubería de asbesto cemento por tubería de hierro dúctil y PVC entre las Vertientes de Guaraczapas y las Vertientes de Yuyucocha hasta la Planta de Tratamiento Caranqui (ver figura 4), siendo el proyecto más grande realizado por la EMAPA I en el campo de la renovación de tubería con el propósito de reducir las pérdidas.

Con este trabajo se ha logrado recuperar 40000 m³ mensuales que han generado mejoras en el servicio a importantes sectores como son, principalmente, las parroquias de Caranqui, La Esperanza y San Antonio.

Entre el año 2007, 2008 y 2009 se realizaron los trabajos de renovación de redes programados por la EMAPA I, así como reubicación de medidores, en el Programa de Adoquinados y Soterramiento de las líneas eléctricas por parte de la Municipalidad de Ibarra.

En Noviembre del año 2006, El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) y el Programa Agua y Saneamiento para Ciudades Intermedias (PRASCI) de la República del Ecuador, contrata los Estudios Estratégicos Empresariales de las Empresas proveedoras de agua potable y alcantarillado de Ambato, Ibarra, Durán y Milagro a la consultora HIDROTEC INGENIEROS CONSULTORES de Bogotá, Colombia, para la auditoria y elaboración del informe final que recoge los lineamientos a seguir para el fortalecimiento institucional.

Entre los aspectos a destacar de la consultoría está el plan operativo que la empresa desarrolló en el año 2003, el mismo que se modificaba de acuerdo al conocimiento adquirido por las pasantías realizadas por funcionarios en Varias Empresas de Agua en Colombia, Chile, Alemania, Italia y Japón.

Según el informe de consultoría [HIDROTEC 2007]

“Sobre la base de los diagnósticos realizados se concluye que una estrategia razonable para garantizar la viabilidad de la prestación y expansión del servicio en la ciudad de Ibarra, es continuar con el proceso de Fortalecimiento Institucional que ha venido desarrollando la EMAPA-I desde el año 2003, en el que realizaron el análisis FODA², apoyando principalmente las actividades orientadas a fortalecer la viabilidad de la Empresa, que aún no están siendo financiadas por otras fuentes de financiación, y desarrollar algunas de las actividades que la Empresa ha identificado como prioritarias, siempre que las mismas superen el análisis de factibilidad que se desarrollará en las siguientes fases, conforme lo definen los Términos De Referencia (TDR).” [HIDROTEC 2007]

Se realizó hasta año 2009 el diseño detallado de la primera sectorización hidráulica en base a la sectorización comercial existente en la unidad de comercialización, se actualizó el 60% del catastro de clientes y el cambio de medidores o contadores ver cuadro 2.

A partir del año 2009 que se realiza el cambio de autoridades, esta programación queda suspendida por no ser prioridad para los nuevos administradores, incluyendo la eliminación del programa de agua no contabilizada, y la suspensión de los procesos de instalación de válvulas para la sectorización y la evaluación de los sistemas rurales.

Las acciones políticas no fueron extrañas para los funcionarios por cuanto ya se había establecido en el análisis FODA año 2003 ver numeral 18 de las amenazas del anexo 1.

Ante lo indicado anteriormente se hace necesario continuar con la planificación establecida en el FODA numeral 10 de las debilidades del anexo 1 y con lo programado en el plan operativo a corto y mediano plazo.

En el (cuadro 2) se puede ver lo realizado hasta la fecha y en el cuadro 3 lo que falta por realizar.

En el programa de agua no contabilizada cuadro 2, se tenía previsto dotar de personal y equipos para continuar con la ejecución de los puntos que se hallan eliminados en el cuadro 3, quedando solamente la reparación de fugas.

² FODA es el análisis de las fortalezas, oportunidades, debilidades y amenazas que se lograron describir en el año 2003 en la EMAPA-I

EMPRESA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE IBARRA- EMAPA-I		
PLAN DE INVERSIONES PRIORIZADO PARA EL CORTO PLAZO 2007-2010		
	COSTO EN U\$	OBSERVACIONES
1- OBRAS SISTEMA DE AGUA POTABLE		
1.1 Obras y acciones para reduccion del Agua no Contabilizada		
~ Diseño detallado obras de sectorizacion	35,000	Realizado
~ Micromedición, instalacion de 27.500 medidores	1,430,000	Realizado
~ Revision Censo Suscriptores zonas de desarrollo reciente	50,000	Realizado
~ Materialización de la Sectorización y macromedicion	200,000	En Proceso/detenido
~ Optimizacion hidraulica		
~ Reduccion plano piezometrico		
~ Programa de busqueda de fugas		
~ Complementacion catastro comercial		
~ Reparacion de fugas		
1.2 Estudio de Planeamiento de Agua Potable		
- Plan Maestro de Agua Potable, Alcant.y Tratam. A. R.		Contratado
- Programa de Agua no Contabilizada	150,000	Eliminado
- Proyecto de agua potable Puruhanta – Pimampiro –Yaguarcocha		En Proceso MIDUVI
- Evaluacion sistemas rurales	50,000	Contratado/Detenido
1.3 Obras en el sistema de Agua Potable		
- En el área urbana		
- En el área rural	685,328	
1.4 Obras de Optimización Operativa en el sistema de Agua Potable		
~ Calificación como Gran Consumidor de Energía Eléctrica	66,989	
Subtotal Agua Potable	2,667,317	

Cuadro 2 Planificación a Corto Plazo (2007-2010).

EMPRESA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE IBARRA- EMAPA-I		
PLAN DE INVERSIONES PRIORIZADO PARA EL MEDIANO PLAZO 2010-2015		
	COSTO EN U\$	OBSERVACIONES
1- OBRAS SISTEMA DE AGUA POTABLE		
1.1 Obras y acciones para reduccion del Agua no Contabilizada		
~ Diseño detallado obras de sectorizacion		NIDAD DE AGUA NO CONTABILIZADA
~ Micromedición, instalacion de 27.500 medidores		ELIMINADA POR LA ADMINISTRACION 2009-2014
~ Revision Censo Suscriptores zonas de desarrollo reciente		
~ Materialización de la Sectorización y macromedicion		
~ Optimizacion hidraulica	100,000	Eliminado
~ Reduccion plano piezometrico	200,000	Eliminado
~ Programa de busqueda de fugas	160,000	Eliminado
~ Complementacion catastro comercial	150,000	Eliminado
~ Reparacion de fugas	400,000	Activo
1.2 Estudio de Planeamiento de Agua Potable		
- Plan Maestro de Agua Potable, Alcant.y Tratam. A. R.	1,100,000	En ejecucion
- Programa de Agua no Contabilizada		Eliminado
- Proyecto de agua potable Puruhanta – Pimampiro – Yaguarcocha	200,000	Activo
- Evaluacion sistemas rurales		Eliminado
1.3 Obras en el sistema de Agua Potable		

Cuadro 3 Planificación a Mediano Plazo (2010-2015).

Esto da una idea del trabajo a realizar para mejorar la gestión del servicio de agua potable de la Ciudad de Ibarra.

2 DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA DE LA CIUDAD DE IBARRA

El sistema de agua potable que abastece a la Ciudad de Ibarra, se compone de captaciones superficiales (manantiales) y de pozos profundos ver Figura 4, sistemas de conducción a gravedad y bombeo, plantas de tratamiento que incluyen aireación y desinfección, tanques de reserva de diferentes capacidades y el sistema de distribución con tubería de PVC.

Este sistema abastece en la actualidad a 181175 habitantes (Censo 2010) de la Ciudad de Ibarra, siendo predominante la población del sector urbano, pues la Ciudad cuenta con 151000 habitantes y en las zonas periféricas 30175 habitantes. El caudal total suministrando en la actualidad es de 717 l/s.

2.1 Captaciones

El agua para abastecer a la ciudad de Ibarra es de origen subterráneo, el 53.27% se obtiene de vertientes y es conducida a gravedad hacia las plantas de tratamiento.

Estas vertientes se hallan ubicadas en las cotas altas de la Ciudad siendo estas Guaraczapas, Yuyucocha, la Palestina, la Carbonería y Yahuarcocha .

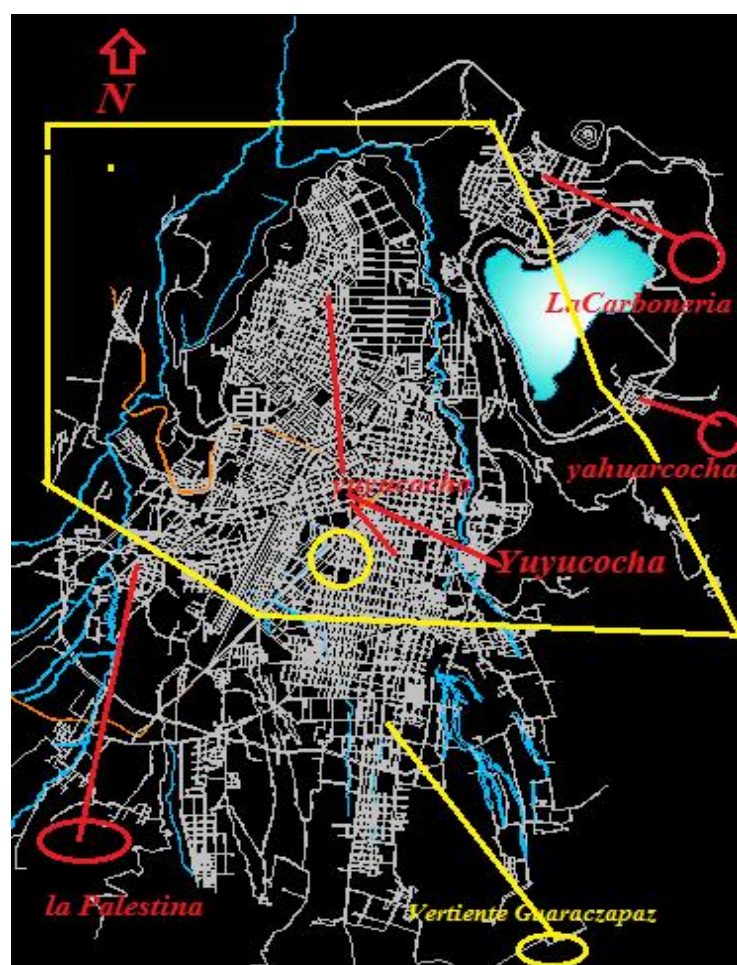


Figura 4 Ubicación de las captaciones.

El 46.73% del agua que abastece a la Ciudad proviene de pozos someros, siendo necesario la utilización de sistemas de bombeo para trasladar el agua hacia las plantas de tratamiento debido a que todas las fuentes están ubicadas en cotas más bajas que ellas. En el sector denominado Yuyucocha se encuentran los pozos Caranqui, la Quinta, Pozo1, Pozo2, Pozo3, zona interna del trazado en amarillo de la figura 4.

Figura 4 Ubicación de las captaciones

VERTIENTES				CONDUCCIONES		
Item	Descripcion	Caudal (l/s)	Sistema	Material	Diametro (mm)	Longitud (km)
1	Guaraczapas	140	6	HD, PVC	315	12.0
2	Yuyucocha	207	4	PVC	250	2.0
3	La Palestina	15	5	PVC	160	1.5
4	La Carboneria	10	1	PVC	110	10.0
5	Yahuarcocha	10	3	PVC	110	2.0
	POZOS					
6	La Quinta	40	2	PVC	200	2.0
7	Caranqui	90	4	PVC	200	0.1
8	Pozo1	85	2	PVC	250	3.0
9	Pozo2	60	2	PVC	250	3.0
10	Pozo3	60	2	PVC	250	3.0
	Totales	717				38.6

Cuadro 4 Descripción de los caudales captados y conducidos.

En el (cuadro 4) se puede ver el volumen aprovechado de cada fuente y a que sistema de distribución sirve, así como también las conducciones desde cada captación, indicando el material que lo constituye y su diámetro al igual que la longitud hacia las plantas de tratamiento.

2.2 Plantas de Tratamiento

2.2.1 Caranqui.

Esta planta está ubicada en el área urbana por lo que los usuarios que se asientan sobre su cota de emplazamiento se abastecen de las derivaciones de la conducción principal. Las condiciones físicas de la infraestructura existente son buenas.

Está constituida por las cámaras de llegada del agua de los sistemas de bombeo a la cota 2283 m.s.n.m, luego pasa por el sistema de aireación para eliminar olores, el agua antes de llegar a los tanques de reserva, es tratada con cloro gas.

A la planta llegan a 297 l/s por bombeo desde las vertientes de Yuyucocha por dos líneas independientes denominadas proyecto 1 y proyecto 2 y del pozo ubicado en la planta de Caranqui.

Cada tanque de reserva es de 2500 m³ que tienen el ingreso y salida del agua en la parte inferior,

La planta de Caranqui cuenta con un macromedidor, y en los tanques existe una regleta para medir el volumen que sale de cada tanque hacia la distribución.

En la figura 5 se puede observar la llegada de las líneas de los diferentes sistemas de bombeo, el ingreso hacia los tanques y las salidas a la distribución hacia la ciudad por tres líneas diferentes de diámetros 300 mm.

En la planta de tratamiento de Caranqui se halla el laboratorio de control de calidad del agua.

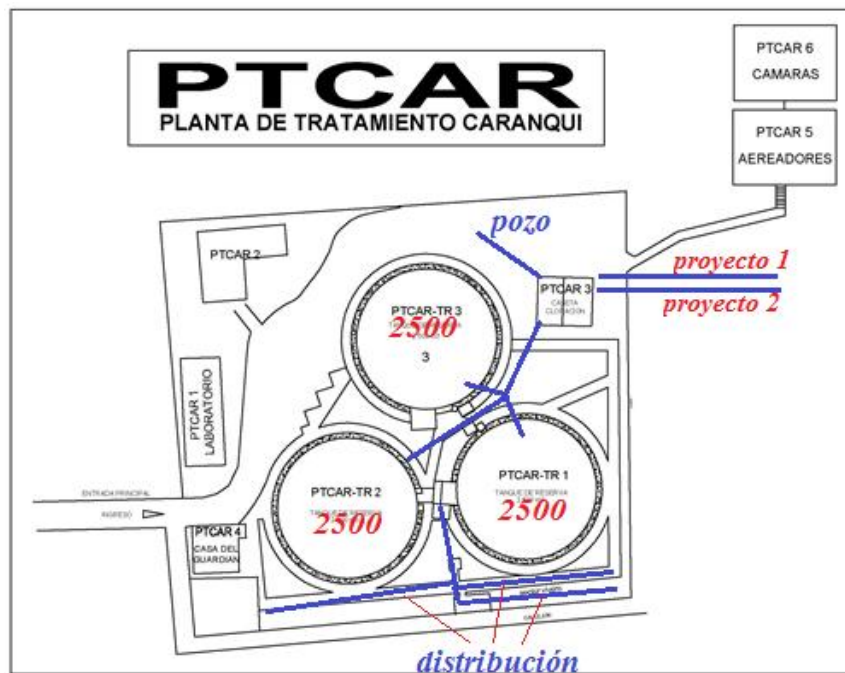


Figura 5 Implantación general de la planta de tratamiento de agua Caranqui.

2.2.2 Azaya

Esta planta que recibe las aguas subterráneas bombeadas desde el pozo #1, pozo #2 pozo #3, La Quinta y se encuentra próxima al límite Noroccidental del área urbana a una cota 2300 m.s.n.m. El caudal tratado es de 245 l/s.

Consta de un sistema de aireación y desinfección con cloro gas.

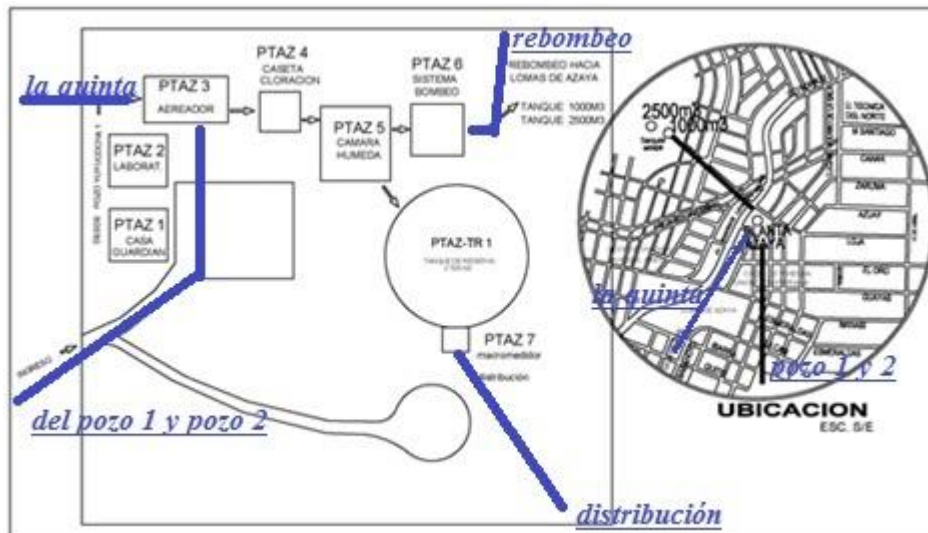


Figura 6 Implantación general planta de tratamiento de agua Azaya

En la figura 6 se puede ver el ingreso del agua que se bombea desde los pozos ubicados en el sector de Yuyucocha, viene por dos líneas de conducción independientes, la línea uno es del pozo la quinta, la otra línea de conducción proviene de los pozos 1, pozo 2 y pozo 3.

Estos caudales pasan por macromedidores independientes y se unen en el sistema de aireación para luego pasar a un tanque de 1000 m³ denominado cámara húmeda, que previamente se inyecta cloro gas para la desinfección.

De la cámara húmeda se distribuye el caudal hacia el tanque de de 2500 m³ para la distribución a la parte baja del sector de Azaya.

Para el sector alto de Azaya se realiza el bombeo desde la cámara húmeda hacia las lomas de Azaya que se hallan ubicadas a una cota de 2380 m.s.n.m, hacia los tanques de reserva de 2500 m³ y 1000 m³.

2.3 Sistema de distribución

La red de distribución en el área urbana se compone de tuberías de PVC en un 99.92% que corresponde a 500806.75 m, el 0.08% en asbesto cemento y polietileno que corresponde a 400 m de tubería.

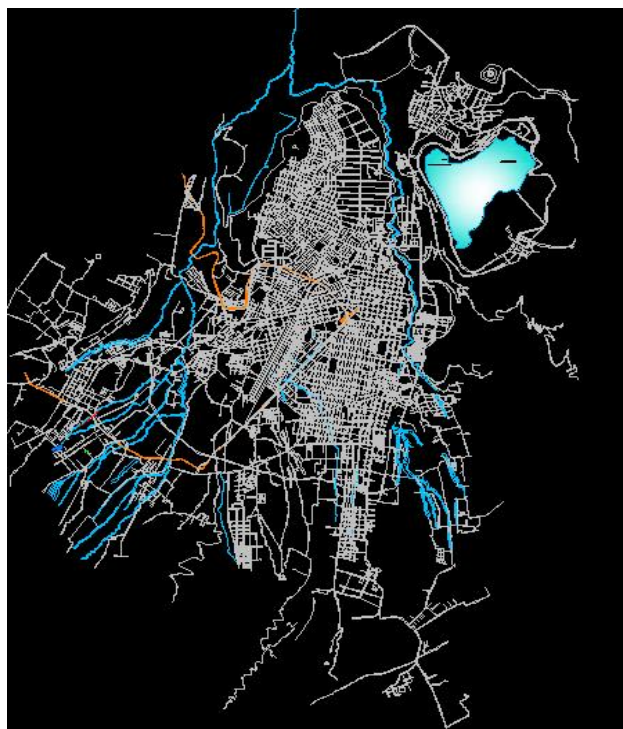


Figura 7 Red de distribución general del sistema de agua potable de Ibarra.

La red de la Ciudad fue diseñada en el año 1969 para dar servicio a una población de 45000 habitantes, en la actualidad ante el crecimiento acelerado y la presión sobre la necesidad de tener el servicio de agua potable, la red se ha incrementado de acuerdo al requerimiento de los urbanizadores sin un sustento técnico, en la figura 7 se puede ver la red general del sistema de agua potable de la Ciudad de Ibarra.

Material	Diámetro(mm)	Longitud (m)
TUBERIAS PVC	315	3894.20
TUBERIAS PVC	250	4856.02
TUBERIAS PVC	200	8088.56
TUBERIAS PVC	160	14867.50
TUBERIAS PVC	110	48656.42
TUBERIAS PVC	90	56566.93
TUBERIAS PVC	63	170856.20
TUBERIAS PVC	50	103788.06
TUBERIAS PVC	40	46747.53
TUBERIAS PVC	32	25536.33
TUBERIAS PVC	75	16949.00
Polietileno	75	250.00
Asbesto Cemento	110	150.00
TOTAL:		501206.75

Cuadro 5 Resumen de la red de distribución de la Ciudad de Ibarra.

Se presenta los diámetros de las tuberías instaladas con sus respectivas longitudes en el cuadro 5, estos datos son el resultado del catastro realizado en el año 2004. La tubería fue renovada en el año 1994, el 79% tiene 20 años instalada y el 21% 10 años.

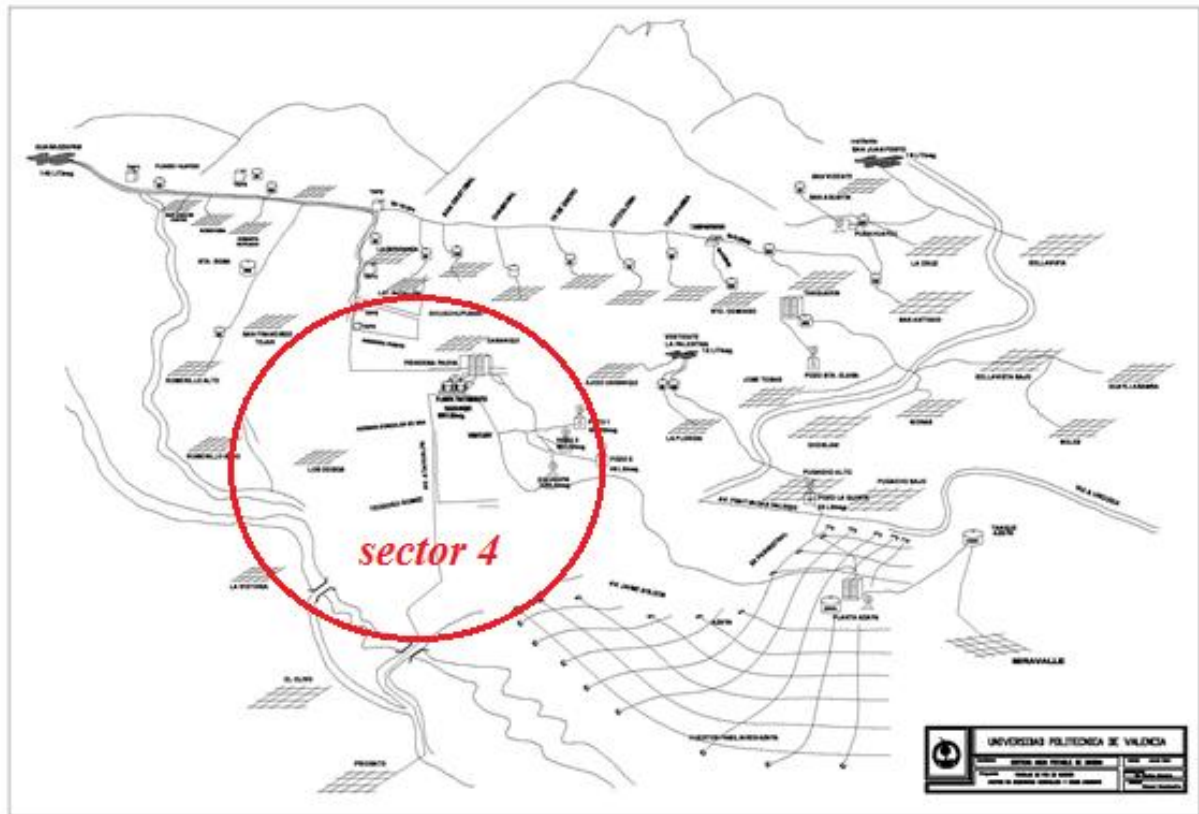


Figura 8 Esquema general del sistema de agua potable de la Ciudad de Ibarra.

La panorámica general del sistema de agua de la Ciudad de Ibarra (figura 8), en la que se puede apreciar la línea superior que corresponde a la conducción de Guaraczas, que es la que distribuye el agua a gravedad a las partes altas de la ciudad, y la zona central objeto del presente trabajo abastecida por sistemas de bombeo.

2.4 Reservas

Se dispone de 34 tanques de reserva para dar servicio a la ciudad de Ibarra con una capacidad total de 16809 m³.

Están dotados con macromedidores a la salida de cada tanque de reserva, con sus respectivas válvulas de entrada y salida, así como las seguridades para evitar el ingreso de personas ajenas a la EMAPA-I, existen guardianes operadores que realizan limpieza y toma de lecturas.

TANQUES DE RESERVA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE IBARRA						
N	TANQUE	COTA BM	VOL REAL	DIAMETRO	ALTURA	VOL MODELO
1	Tanque de Reserva Loma de Azaya	2344.98	1000	15	5.4	954.26
2	Tanque de Reserva Loma de Azaya 2	2340.78	2500	25	5.1	2503.46
3	Planta de Tratamiento Azaya	2285.17	2500	24.5	5.3	2498.61
4	Tanque de Reserva La Florida	2297.04	80	6.5	2.4	79.64
5	Tanque de Reserva Pugacho	2297.28	80	6.5	2.4	79.64
6	Tanque de Reserva 19 de Enero	2521.16	60	5.6	2.4	59.11
7	Tanque de Reserva El Chamanal	2473.72	65	5.9	2.4	65.62
8	Tanque de Reserva La Pradera	2535.93	65	5.9	2.4	65.62
9	Tanque de Reserva San Cristobal	2539.76	85	6.7	2.4	84.62
10	Tanq. Res. Bellavista de Caranqui	2383.06	65	5.9	2.4	65.62
11	Tanque Reserva Caranqui Pintag	2309.25	130	8.3	2.4	129.85
12	Tanque Reserva Guayaquil Alto		50	5.2	2.4	50.97
13	Tanque Planta de Tratamiento Caranqui 1	2265.82	2500	24.5	5.3	2498.61
14	Tanque Planta de Tratamiento Caranqui 2	2266.31	2500	24.5	5.3	2498.61
15	Tanque Planta de Tratamiento Caranqui 3	2266.31	2500	24.5	5.3	2498.61
16	Tanque Reserva Ejido de Caranqui 1	2311.92	20	3.5	2.4	23.09
17	Tanque Reserva Ejido de Caranqui 2	2312.80	70	6.1	2.4	70.14
18	Tanque de Reserva El Tejar	2346.45	30	4	2.4	30.16
19	Tanque de Reserva San Juan	2505.22	300	12.6	2.4	299.26
20	Tanque de Reserva Santa Rosa	2409.79	200	10.4	2.4	203.88
21	Tanq. Reser. La Esperanza 3 (La Virgen)	2482.43	60	5.6	2.4	59.11
22	Tanq. Reser. La Esperanza 2 (El Estadio)	2559.93	60	5.6	2.4	59.11
23	Tanq. Reser. La Remonta	2634.62	65	5.9	2.4	65.62
24	Tanque de Reserva La Esperanza	2635.60	200	10.4	2.4	203.88
25	Tanq. Reser. Rumipamba La Esp.	2635.60	20	3.5	2.4	23.09
26	Tanque de reserva Bellavista Alto 1		100	6.5	3	99.55
27	Tanque de reserva Bellavista Alto 2		100	6.5	3	99.55
28	Tanque de Reserva El Retorno Alto 1		100	6.5	3	99.55
29	Tanque de Reserva El Retorno Alto 2		100	6.5	3	99.55
30	Tanque de Reserva El Retorno Bajo 1		300	11.4	3	306.21
31	Tanque de Reserva El Retorno Bajo 2		300	11.4	3	306.21
32	Tanque de Reserva Santa Rosa 2		200	9.5	3	212.65
33	Tanque de Reserva Santa Rosa 3		200	9.5	3	212.65
34	Tanque de Reserva La Esperanza 2	2635.60	200	10.4	2.4	203.88
	TOTAL		16805			16809.94

Cuadro 6 Descripción tanques de reserva del sistema de la Ciudad de Ibarra.

Los tanques de reserva en el 100% son circulares, semienterrados y de hormigón armado, con sus respectivas válvulas de ingreso, salida y rebose, en el cuadro 4, se aprecia los valores correspondientes a las cotas que se hallan ubicados, el volumen, diámetro y la altura medida hasta el rebose.

3 MODELO MATEMÁTICO DE LA RED

El modelo matemático es la base para realizar los cálculos hidráulicos en una red en funcionamiento, como es el caso de este trabajo. Permite simular diferentes escenarios que se pueden dar en la red de distribución y del resultado de las simulaciones se puede tomar decisiones de actuación sobre la red para mejorar su funcionamiento.

En una red que se encuentra funcionando, los parámetros con los que fue diseñada, varían a lo largo del tiempo, tanto por su propio funcionamiento o por acciones externas, que hace que las condiciones de trabajo de la red se vean afectadas, dando rendimientos menores cada que pasa el tiempo.

Una de las acciones externas son las ampliaciones de red, sin tomar en consideración el funcionamiento de la red principal, actividades que se las realizan en muchos casos sin el sustento técnico y conocimiento del funcionamiento de la red de distribución.

3.1 Fases en la elaboración del modelo matemático de la red

Modelar una red requiere el tratamiento de una gran cantidad de información. Con los avances tanto de la computación como de las técnicas de análisis de redes, el problema de incluir todas las líneas que en realidad se presentan en la red, se elimina. Sin embargo persiste la necesidad de la precisión de los datos de entrada para que la fiabilidad del modelo se asegure.

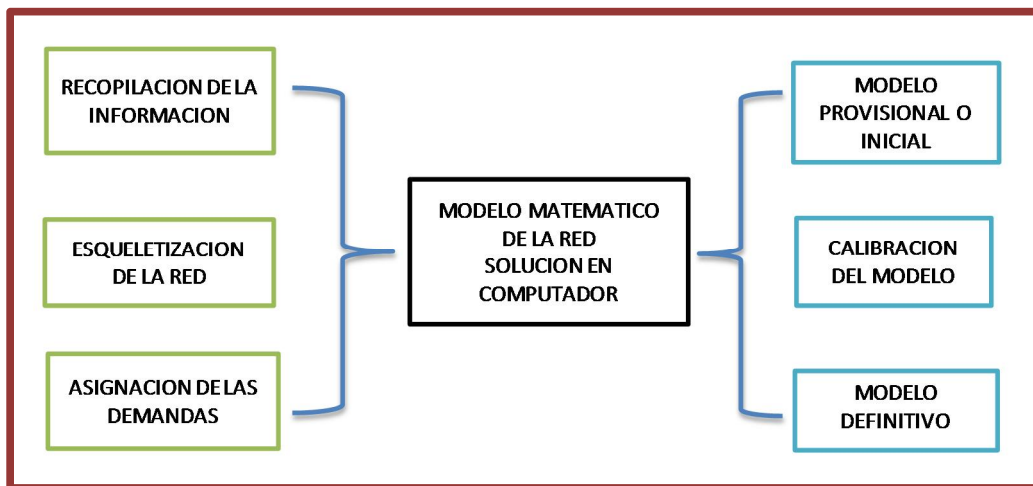


Figura 9 Fases de la elaboración del modelo.

En la figura 9 se describe de manera general los pasos a seguir para obtener el modelo definitivo, que será la base para la toma de decisiones tanto operativas como de planificación y gestión de la red del sistema 4

3.2 La Recopilación de información

Es uno de los momentos clave en la confección del modelo matemático. La disponibilidad y fiabilidad de los datos así como una herramienta adecuada para su tratamiento son cruciales para la buena modelación.

La modelación hidrodinámica de la red de abastecimiento está muy ligada al tratamiento de la información que en ella se genera y a la propia resolución de las ecuaciones del modelo hidrodinámico y de calidad en el caso de que exista [Cembrano,G 2003].

La información recopilada para la elaboración del modelo matemático puede agruparse en:

- **Datos cartográficos.**

Consiste principalmente en el contenido de modelos del terreno y cartografía con información detallada de las calles y las infraestructuras en ellas presentes, densidades poblacionales y delimitación de sectores o barrios.

- **Datos descriptivos de la red.**

Este punto concierne en obtener información de tuberías, diámetros, longitudes, conectividad de las tuberías, depósitos, sistemas de bombeo, elementos de regulación, válvulas, y cualquier otra infraestructura existente, además de las áreas de servicio actuales y futuras, información que se obtiene por lo general en los planes de ordenamiento territorial.

- **Datos de abonados.**

Los datos referentes a los abonados o clientes es fundamental, ya que será utilizado en el análisis de las demanda de agua y serán los valores a asignar a los nudos de consumo en el modelo matemático.

La información que se necesita conocer es: Facturaciones de agua potable de los clientes que conforman el sector, ubicación geográfica, tipo de medidor, nombre del cliente, tipo de tarifa asignada, edad del contador de agua.

- **Datos de mediciones y actuaciones.**

Registros de mediciones de caudales inyectados a la red, medición de presiones en diferentes puntos de la red, volúmenes de los tanques de reserva, actuaciones y situaciones que suceden en las instalaciones.

- **Datos topológicos.**

Se debe verificar las relaciones espaciales entre los elementos de la red, interconexión entre los diferentes elementos que conforman la red, localización de las válvulas de regulación y cierre, la forma como está constituida la red.

3.3 Aplicación de los GIS en la elaboración del modelo de la red

Debido a la gran cantidad de información que se maneja en la elaboración del modelo de la red del sistema 4, nos apoyaremos en la herramienta informática GIS

Existen varias definiciones de lo que es un sistema de información geográfica o Geographic Information System (GIS, por sus siglas en inglés).

De acuerdo al *National Center for Geographic Information and Analysis*, un sistema de información geográfica es un sistema de hardware, software y procedimientos diseñados para facilitar la obtención, gestión, manipulación, análisis, modelado y salida de datos espacialmente georeferenciados, para resolver problemas complejos de planificación y gestión, es decir para la toma de decisiones [Jiménez, 2007].

Una definición alternativa de lo que es un sistema de información geográfica dice que “en el sentido más estricto, un GIS es un sistema informático capaz de ensamblar, almacenar, manipular y visualizar la información geográficamente referenciada, es decir, datos identificados según sus localizaciones...” [Jiménez, 2007].

Un sistema de información geográfica desempeña cinco tareas esenciales:

1. Captura de la información geográfica.
2. Manipulación de información geográfica.
3. Administración y organización de información geográfica.
4. Búsquedas y análisis espaciales.
5. Visualización de la información geográfica.

3.4 Modelos de un GIS: vectorial y raster

Un sistema de información geográfica trabaja básicamente con dos tipos de modelos geográficos diferentes. Estos modelos son el modelo vectorial y el modelo raster, los cuales se describen a continuación de manera breve sin entrar a profundizar.

En el caso del modelo vectorial, un territorio se representa a través de polígonos, líneas y puntos, y esta información se almacena como un conjunto de coordenadas (x, y) .

De esta manera, la ubicación de un punto puede representarse mediante un par ordenado (x,y) , una línea por un par de puntos con punto inicial y punto final [Jimenez, 2007].

Por otra parte, en el modelo raster un territorio se representa mediante una estructura matricial en la que a cada celda se le asocia un valor y una localización determinada, con lo cual se logra que todo el territorio descrito tenga un valor (figura 10).

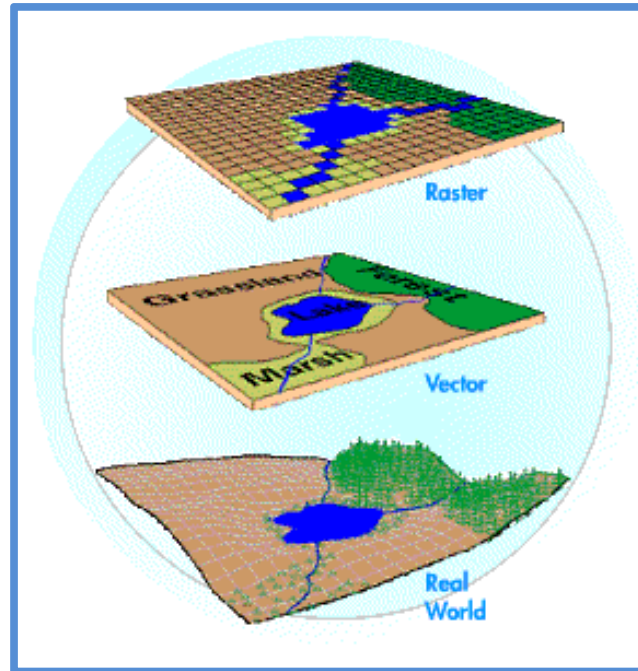


Figura 10 Representación raster y vectorial del mundo real.

Fuente: Foro Gabriel Ortiz (www.gabrielortiz.com)

3.5 Utilidades del sistema de GIS en redes de agua potable

Ante la potencialidad que disponen los GIS, estaremos en la capacidad de relacionar la información económica con la información física de la red, realizar una gestión basada en información técnica y actualizada.

El GIS nos permitirá realizar el seguimiento de los clientes al conocer los consumos de los clientes, su ubicación, tipo de tarifa, valores pagados y cualquier novedad respecto del abonado.

En lo referente a lo técnico los GIS nos ayudaran a mantener actualizada la red y sus componentes principales como válvulas, bombas, tuberías, conocer el tiempo en que fueron instaladas, características del estado en que se hallan. Permitirá realizar análisis para las futuras ampliaciones y tomar decisiones en la mejora de la gestión

4 RECOPIACION DE LA INFORMACION

Este es el punto que más atención se debe dar a la hora de realizar cualquier modelo hidráulico, siendo un aspecto muy crítico debido a la disponibilidad y la fiabilidad de los datos, el resultado del modelo hidráulico tendrá la misma fiabilidad que los datos de entrada.

4.1 DETERMINACION DEL CAUDAL PRODUCIDO

De acuerdo a la inscripción de la placa existente en la Vertiente de Yuyucocha (Figura 11), esta fue construida en el año de 1923-1924 por el Ing. R. Cruz y diseñada por el Ing. J.V. Gizba.

La dotación del agua de la vertiente en un principio era utilizada para riego en las zonas aledañas a la Ciudad de Ibarra hasta los años 1960, a partir de esa fecha la Ciudad crece de manera acelerada, siendo necesario utilizar para abastecer de agua potable.

En la actualidad el agua para riego ha disminuido debido a que las zonas que antes eran productivas y necesitaban agua, ahora son urbanizaciones que de la misma manera se necesita dotar de agua, es decir al futuro se utilizará el caudal total de la vertiente.

La vertiente está en funcionamiento hasta la actualidad y es la que dota del caudal a la zona centro de la ciudad y agua para riego en el sector de los Huertos Familiares sector Norte de la Ciudad con un caudal total de 255 l/s.



Figura 11 Inscripción del constructor.



Figura 12 Vertiente de Yuyucocha.

El caudal que aflora en la vertiente (figura 12) es conducida por un canal de longitud 10 m hacia una cámara húmeda, desde la cual es bombeada hacia la planta de Caranqui.



Figura 13 Estacion de bombeo en Yuyucocha.

El caudal bombeado desde las vertientes de Yuyucocha, se realiza a través de dos líneas de impulsión.

La línea uno con tubería de diámetro 250 mm de material PVC, que es alimentada con las bombas del proyecto uno (figura 13)

La línea dos con tubería 250 mm de material PVC, es alimentada con las bombas del proyecto 2 y el proyecto 3 (figura 13)

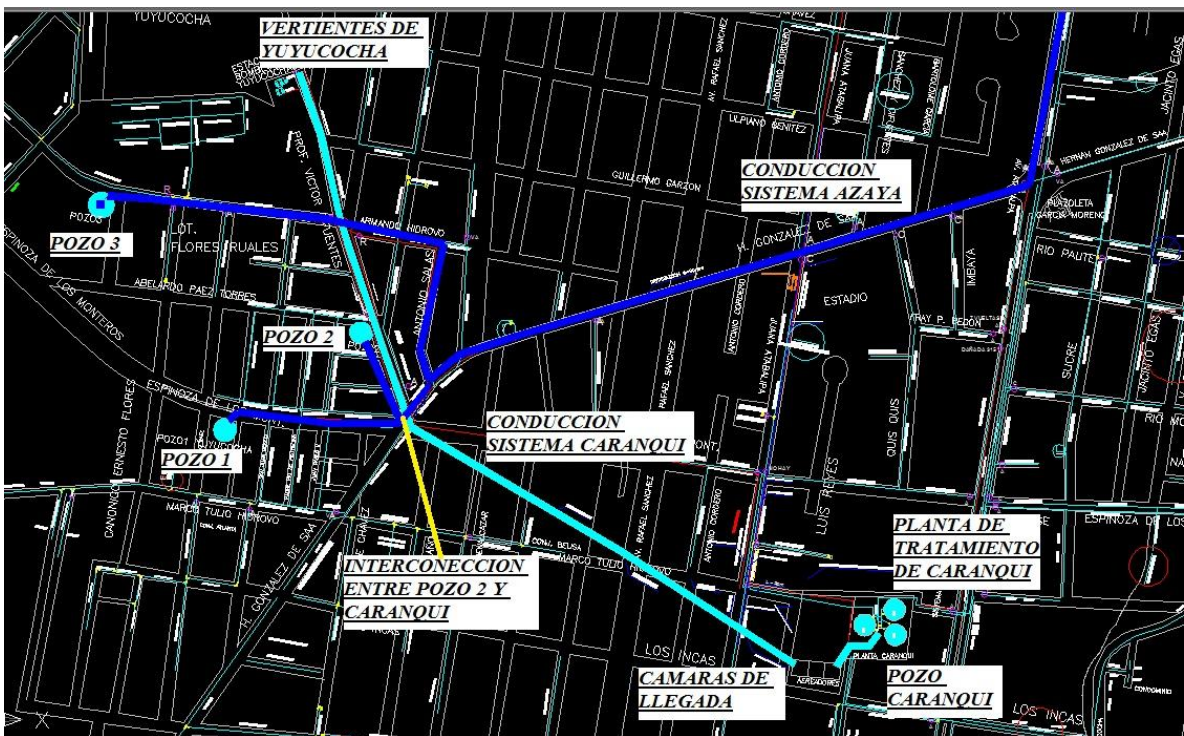


Figura 14 Línea de impulsión entre las vertientes y la planta de Caranqui.

La longitud de las líneas de impulsión es de 1100 m, el agua es elevada desde la cota 2225 msnm en la cámara húmeda hasta la cota 2287 en la planta de Caranqui (figura 14).

El caudal total captado por medio del bombeo de la Vertiente de Yuyucocha es de 207 l/s, quedando 48 l/s para el futuro.

En el año 2010 se realizó la perforación de un pozo profundo de altura $h=200$ m en la planta de Caranqui con una producción de 90 l/s (figura 15)



Figura 15 Estación de bombeo Caranqui.



Figura 16 Vista general de la planta de Caranqui.

El caudal que produce el pozo de Caranqui es elevado hacia las cámaras ubicadas en la parte alta de la planta, pasa por el sistema de aireación y se realiza la desinfección, luego ingresa a los tanques de reserva que se encuentran ubicados en la misma planta de Caranqui como se muestra en la figura 16.

En la figura 17 se dispone de los caudales totales medidos en los macromedidores que se disponen en las líneas de cada impulsión que difieren con los caudales aforados en las cámaras de llegada a la planta de Caranqui

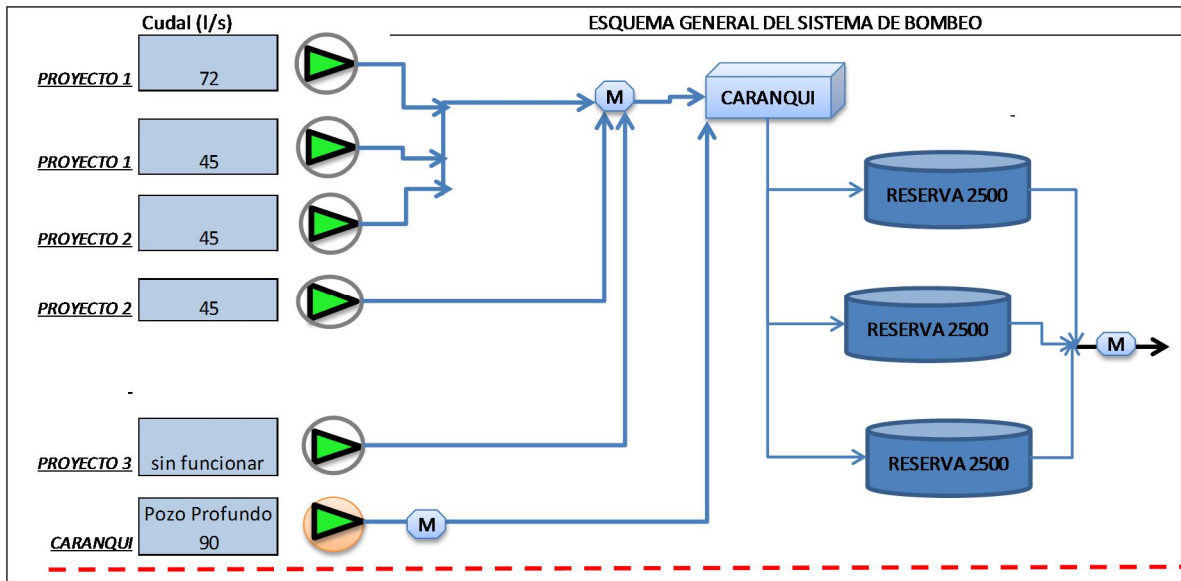


Figura 17 Esquema general de los caudales producido.

ITEM	DESCRIPCION	CAUDAL (l/s)	LONGITUD IMPULSION (m)	DIAMETRO (mm)	MATERIAL	COTA DE SALIDA (msnm)	COTA DE LLEGADA (msnm)	ALTURA DE BOMBEO (m)
1	Vertientes de Yuyucocha	207.0	1100	250	PVC	2225	2287	62
2	Sistema bombeo Caranqui	90.0	2070	200	PVC	2120	2287	167
	CAUDAL TOTAL BOMBEAD	297.0						

Cuadro 7 Resumen de las características de los sistemas de bombeo.

En resumen se tiene los Caudales captados en la vertiente de Yuyucocha y el pozo de Caranqui con las características de la impulsión de cada sistema en el cuadro 5.

Se realizó el aforo de los caudales que llegan a la planta de tratamiento de Caranqui para cotejar con lo medido en los macromedidores de cada línea de impulsión.

La razón de realizar el aforo y cotejar los valores de caudal que salen de las captaciones y que llegan a la planta de Caranqui, es para determinar las posibles fugas, errores de macromedición o conexiones clandestinas, debido a que las líneas de conducción pasan por terrenos no urbanizados y que son de propiedad privada. Dichos terrenos son utilizados para la fabricación de ladrillos, siendo el agua una necesidad para dicha actividad.

Los caudales captados para el sector 4, llegan a una cámara ubicada en la parte alta de la planta de Caranqui ver figura 18.

Estas cámaras disponen de vertederos de pared delgada para poder realizar el aforo, cada línea de llegada dispone de una cámara, que luego de pasar por el vertedero se unen en un canal que lleva el agua hacia los aireadores.

Luego se conduce por una tubería de 500mm hacia los tanques de reserva, de dichos tanques salen de manera individual y se unen nuevamente pasando por el macromedidor como se muestra en la figura 21.



Figura 18 Vista general de la cámara de llegada y del vertedero.

La toma de datos referido al aforo se realizó el 17 de septiembre del 2013, realizando las lecturas en las reglas que disponen los vertederos, la medición se realizó para cada cámara que dispone de un vertedero rectangular de pared delgada como indica la figura 18.

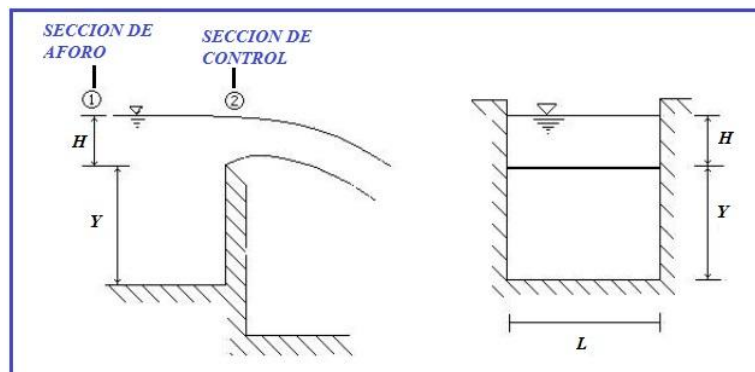


Figura 19 Vertedero de pared delgada sin contracciones.

$$Q_R = \frac{2}{3} C_D L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$C_D = 0.602 + 0.0832 \frac{H}{Y} \quad \text{Ecuación 2}$$

Para los respectivos cálculos se aplicó la ecuación 1 para vertedero de pared delgada sin contracciones.

Para el cálculo del coeficiente de descarga se adopta la ecuación 2, que sirve para compensar las condiciones impuestas en la ecuación 1, como la ausencia de pérdidas de carga entre la sección de aforo y de control, la distribución de velocidades uniforme en ambas secciones y que las líneas de corriente sean rectas y paralelas en las dos secciones que se indican en la figura 19 (Sotelo 1982).

DESCRIPCION	POZO CARANQUI	POZO2	YUYUCOCHA 1	YUYUCOCHA 2
Htotal	1.9	1.9	1.9	1.9
L (m)	0.39	0.295	0.3	0.4
H (m)	0.25	0.06	0.3	0.28
Y (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
Cd	0.6193	0.6062	0.6228	0.6214
Qr (m3/s)	0.0892	0.0078	0.0907	0.1088
Qr (l/s)	89.1574	7.7606	90.6588	108.7516
Qtotal	296.32842 l/s			
Volumen	1066.782312 m3/h			
Tllenado	7.030487772 horas			
Caudal de llegada bombeo de Yuyucocha 1 y 2 (l/s)	199.4105			
Cudal que llega del pozo 2 que alimenta al sector Azaya (l/s)	7.7606			
Caudal de llegada bombeo pozo Caranqui 1 y 2 (l/s)	89.1574			
H = carga hidráulica de agua Y = altura del vertedero L = ancho del vertedero Qr = caudal registrado				

Cuadro 8 Resultados del aforo en la planta de Caranqui.

Realizados los respectivos cálculos se obtienen el caudal que llega a las cámaras de Caranqui, este valor es de 296.328 l/s.

En el cuadro 8 se puede ver los resultados obtenidos, los cuales que se pueden analizar de la siguiente manera:

En la cámara de llegada se puede verificar el caudal que llega desde las captaciones de manera individual. Cada una de estas tiene el nombre de la vertiente o pozo que llega.



Figura 20 Descripción con el nombre de cada vertiente que llega a la cámara.

En el normal funcionamiento del sistema que abastece al sector N 4, debe ingresar agua solamente a la cámara con el nombre Yuyucocha 1, Yuyucocha 2 y pozo Caranqui, ver figura 20.

Verificando todas las cámaras, existe un caudal que llega a la cámara pozo 2, que es el que alimenta al sistema N 2 de Azaya ver figura 14, descontando este valor se obtiene el caudal real que llega a Caranqui.

Caudal de llegada bombeo de Yuyucocha 1 y 2 (l/s)	199.4105
Caudal de llegada bombeo pozo Caranqui 1 y 2 (l/s)	89.1574
TOTAL	288.5678

Cuadro 9 Resumen caudales de llegada a Caranqui.

Analizando el origen del caudal en cada cámara de llegada se concluye que existe una pérdida de agua en el trayecto desde las vertientes de Yuyucocha y Caranqui, que lo determinamos de la siguiente manera.

Al caudal bombeado, de acuerdo a los datos obtenidos en los macromedidores (297.0 l/s) se le resta los valores del caudal aforado en la planta de Caranqui (288.56 l/s), sin tomar en cuenta el valor del caudal que llega del pozo 2 (7.7606 l/s), obtenemos lo que se pierde en el tramo correspondiente.

$$Q_p = Q_b - Q_a \quad \text{Ecuación 3}$$

En donde:

$$Q_p = \text{Caudal perdido (l/s)} = 297 - 288.57 = 8.43 \text{ l/s}$$

$$Q_b = \text{Caudal bombeado (l/s)} = 297 \text{ l/s (cuadro 5)}$$

$$Q_a = \text{Caudal aforado (l/s)} = 296.33 - 7.76 = 288.57 \text{ l/s}$$

Aplicando la ecuación 3 se obtiene el valor de $(297 - 288.567) \text{ l/s} = 8.432 \text{ l/s}$

Por lo antes indicado la producción de agua para el sistema 4, que corresponde el servicio hacia el centro de la ciudad, esta se halla abastecida con un caudal de 296.328 (l/s).

Se realiza la medición del caudal de salida en la planta de tratamiento de Caranqui hacia el sector 4, cada hora, valores que son anotados en una bitácora.

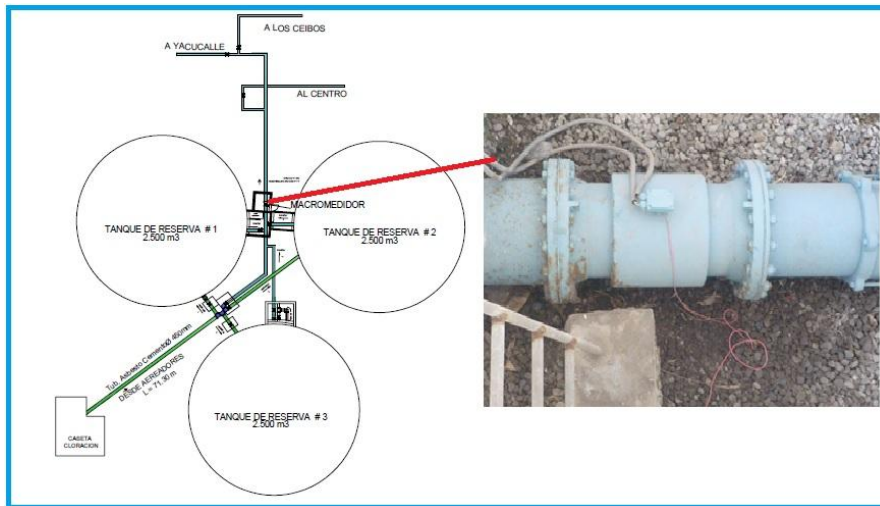


Figura 21 Localización del macromedidor en la planta de Caranqui.

En la figura 21 se puede apreciar la ubicación de los tanques de reserva y localización del macromedidor, que luego de obtener los datos de las mediciones, estos fueron procesados como se indica en el cuadro 10.

FECHA	HORA	CAUDAL (l/s)
viernes, 11 de octubre de 2013	24.00	178.30
sábado, 12 de octubre de 2013	1.00	169.40
	2.00	160.50
	3.00	162.00
	4.00	172.10
	5.00	182.20
	6.00	261.70
	7.00	272.20
	8.00	284.20
	9.00	299.50
	10.00	304.80
	11.00	298.70
	12.00	284.90
	13.00	308.30
	14.00	279.80
	15.00	274.40
	16.00	264.40
	17.00	239.20
	18.00	239.40
	19.00	237.20
	20.00	227.30
	21.00	209.90
	22.00	183.80
	23.00	171.40
domingo, 13 de octubre de 2013	24.00	170.30

Cuadro 10 Datos de la medición del caudal en el macromedidor.

Al graficar los valores del cuadro 10 se obtiene el consumo de un día, que representa la evolución del consumo a lo largo del día por cada hora.

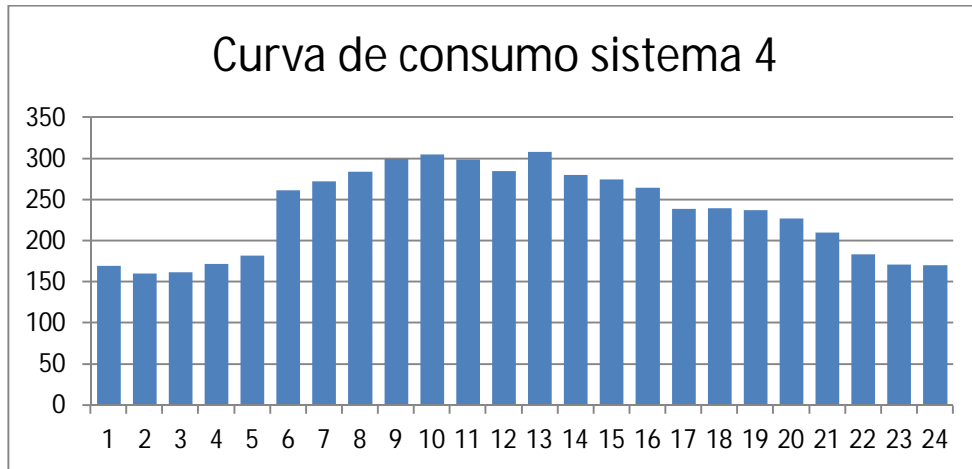


Figura 22 Evolución del consumo de un día.

En la figura 22 se puede apreciar que existe valores picos altos que se dan a las 10 horas y a las 13 horas y un valor mínimo a las 2 de la madrugada, esto se debe a la variabilidad del consumo que se da en la Ciudad tanto en horas del día como en la noche.

4.2 DETERMINACION DE LA DEMANDA

La EMAPA-I tiene clasificados a los clientes por categorías o tipos de consumo de acuerdo a la Ordenanza aprobada el 1 de noviembre del 2000, en la que establece las categorías residenciales, comerciales, industriales, beneficencia y tarifa fija.

Normalmente, de acuerdo a la característica de cada cliente, estos tienen requerimientos diferentes que se ven reflejados en el comportamiento temporal del consumo, además de requerir la presión necesaria para que puedan funcionar los sistemas de distribución dentro de la vivienda y también de calidad del agua suministrada (E. Cabrera 1995).

La demanda de agua por parte de los clientes no es constante. Esta varía en función del tipo de usuario, el clima de la ciudad, hábitos, temporadas vacacionales, feriados, es decir es una variable temporal.

Esta variabilidad se puede apreciar en los valores facturados a cada cliente, en este caso de manera mensual (figura 23).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	19	20
CUE_ID	NOMBRE	DIRECCION	NRO	PLAN	RUTA	SECUENCIA	enero	Febrero	Diciembre	TARIFA
1	SUAREZ MINDA EDWIN MARCELO	AV. JOSE M. VACA	S/N	2	2	2580	0	9	0	RES_CIUADAD
2	DE LA TORRE TITUAÑA JOSE SEGUNDO	AV. JOSE M. VACA	8-79	2	2	2570	45	43	38	3EDAD_CIUADAD
3	ALMEIDA PASTOR MARCELO	AV. JOSE M. VACA	S/N	2	2	2560	16	13	9	RES_CIUADAD
7	ROSETO ENCALADA EDGAR ANIBAL	ISLA BALTRA	S/N	2	2	1540	36	32	27	3EDAD_CIUADAD
8	GREMIOS DE MAESTROS EN CONTRUCCION	CUENCA	1-62	2	2	2470	9	8	11	RES_CIUADAD
9	JIMENEZ AGUIRRE EMERITA ANGELICA	ISLA STA. FE	1-67	2	2	1590	36	34	26	3EDAD_CIUADAD
10	TORRES RODRIGUEZ SILVIA TERESA	ISLA STA. FE	1-81	2	2	1610	47	39	0	RES_CIUADAD
11	VILLARREAL MUESES PATRICIA GIMENA	CUENCA	1-92	2	2	2440	0	1	2	RES_CIUADAD
12	OVIDO VILLARREAL EDWIN RAMIRO	CUENCA	2-24	2	2	2420	31	30	22	COM_CIUADAD
13	LEON GARCIA JUAN FRANCISCO	JUAN MARTINEZ DE O	1-64	2	2	1850	28	23	19	RES_CIUADAD
14	ENRIQUEZ VITAR GUADALUPE ESPERANZA	CUENCA	3-02	2	2	2360	28	18	16	RES_CIUADAD
15	ERAZO VITAR MARIA DOLORES	CUENCA	3-30	2	2	2340	14	10	7	RES_CIUADAD
16	JACOME CADENA FREDDY ALBERTO	CUENCA	3-40	2	2	2330	15	15	0	RES_CIUADAD
17	BENALCAZAR IBARRA AURA ELIZA	CUENCA	3-56	2	2	2320	48	38	32	RES_CIUADAD
18	MAFLA JAIME GERMANICO	CUENCA	3-68	2	2	2310	18	12	12	RES_CIUADAD
19	CADENA PASPUEL ZOILA LUZ	CUENCA	3-88	2	2	2300	33	27	28	RES_CIUADAD
20	MALLAMAS LOPEZ WILSON ANIBAL	CUENCA	S/N	2	2	2290	12	19	3	3EDAD_CIUADAD
21	DE LA CRUZ RAMIREZ MANUEL MESIAS	ISLA STA. ISABEL	17-42	2	2	2255	22	21	16	RES_CIUADAD
22	ORTEGA BELTRAN MANUEL JESUS	CUENCA	9-61	2	12	1770	15	11	9	RES_CIUADAD
23	PILLAJO NEGRETE GLORIA DEL CARMEN	CUENCA	5-36	2	12	1750	38	42	46	RES_CIUADAD
24	PILLAJO ZOILA DE	CUENCA	5-46	2	12	1740	0	0	0	3EDAD_CIUADAD
25	MALDONADO MARIA ANA LUISA	CUENCA	5-58	2	12	1730	14	18	5	RES_CIUADAD
26	ARTEAGA BENALCAZAR EDISON FERNAN	CUENCA	5-66	2	12	1720	11	10	11	RES_CIUADAD
27	BENAVIDES LUIS IGNACIO	CUENCA	6-28	2	12	1705	17	19	15	RES_CIUADAD
28	QUIROZ PADILLA SEGUNDO LEONIDAS	CUENCA	6-38	2	12	1700	3	7	5	3EDAD_CIUADAD
29	MIRANDA SEGUNDO	CUENCA	6-54	2	12	1690	33	32	31	RES_CIUADAD

Cuadro 11 Base de datos de los clientes que dispone EMAPA-I.

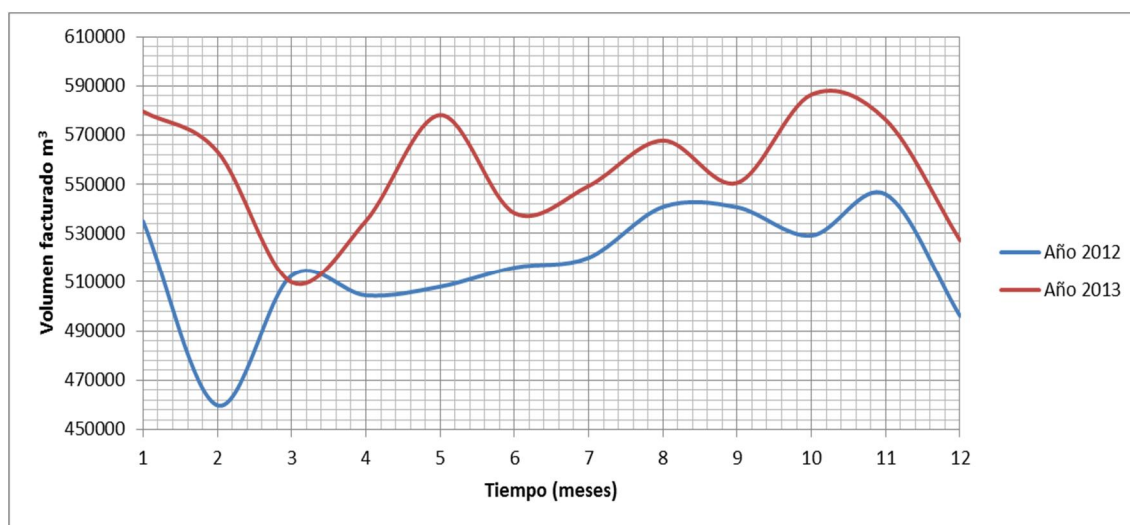


Figura 23 Evolución mensual del volumen facturado.

En la información entregada por parte de la unidad de comercialización de la EMAPA-I se puede apreciar los valores facturados de manera mensual (cuadro 11).

Para la identificación de los clientes de agua se tiene la siguiente codificación, en la parte superior del cuadro 11 se hallan enumeradas las columnas para describir el significado de la siguiente manera:

CUE_ID	Es el identificativo que utiliza el departamento de informática para procesar la información y proceder a facturar.
NOMBRE	Se refiere al nombre del cliente que consta en las escrituras legalizadas del predio, lote o terreno.
DIRECCION	Se refiere a la ubicación del predio, lote o terreno en el que se halla ubicado geográficamente en la Cantón de Ibarra.
NRO	Corresponde al número asignado por la Municipalidad de la Ciudad de Ibarra (IMI) en concordancia con el catastro predial disponible.
PLAN	Se ha designado a la zona que abarca los barrios que se hallan definidos en el plan regulador del (IMI).
RUTA	Se halla estructurada de manera que abarque los predios en una zona no mayor a 250 lotes ver figura 24.
SECUENCIA	Corresponde a la enumeración continua de 10 en 10 de manera secuencial, desde el número 10 hasta terminar en el último lote que corresponda la ruta, los números intermedios entre dos secuencias sirve para insertar nuevos clientes en caso de disponer más de un medidor o contador de agua.
MES	Corresponde a los valores facturados de manera mensual desde enero hasta diciembre.
TARIFA	Clasificación en residencial, comercial, industrial de acuerdo a la ordenanza aprobada el 1 de noviembre del 2000

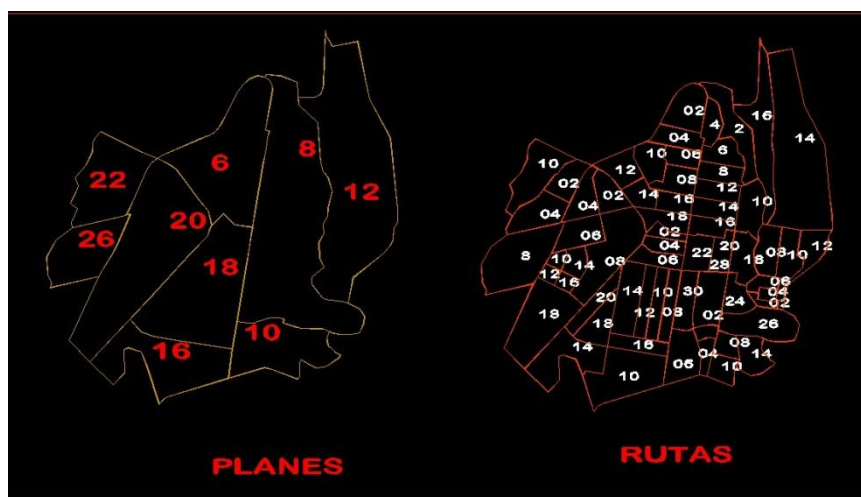


Figura 24 Ubicación de los planes y rutas del sistema 4.

4.3 TOPOLOGIA DE LA RED

En este punto se trata de obtener todos los datos referentes a como está conformada la red del sistema 4, la conectividad de las líneas (tuberías), ubicación de las válvulas, esta información se obtuvo en archivos Cad.

En la figura 25 se presenta una parte de los dibujos, con las respectivas anotaciones de profundidad, diámetro, longitud y el tipo de material de la tubería, así como el nombre de las calles en que se halla instalada. En el Anexo 2 se encuentra el plano del sistema 4.

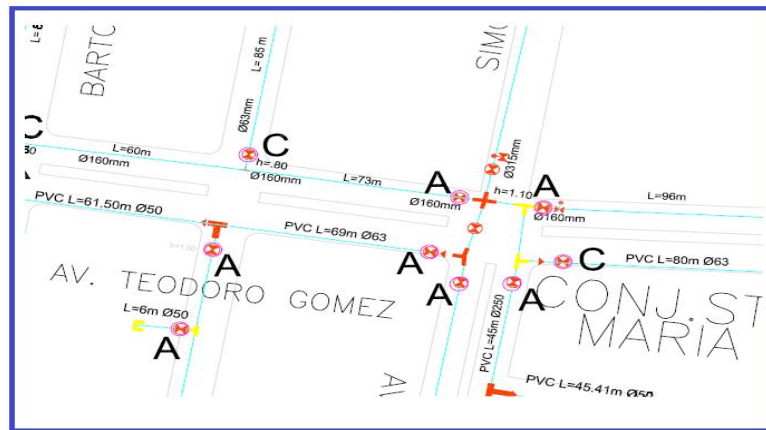


Figura 25 Dibujos de la red de agua potable del sistema 4.

4.4 ERRORES DETECTADOS EN LA INFORMACION

Revisada la información existente y analizada se llegó a la conclusión de los errores cometidos por la falta de experiencia en este tipo de trabajos, la depuración resultó ser una tarea muy laboriosa.

A continuación se detalla los errores más comunes que se encontró en la información de la EMAPA-I.

- **Errores tipográficos.**

En las bitácoras se debe anotar los valores con números legibles, caso contrario esto conlleva a transcribir valores erróneos o supuestos.

En la figura 26 se puede apreciar la manera como han sido escritos los valores de caudales y volumen en cada tanque de la planta de tratamiento de Caranqui.

Dando a confundir a quien desee hacer uso de estos datos, no hay la separación entre las cifras decimales, y la última cifra la escriben con un espacio.

EMPAPI		EMPRESA PÚBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y AL CANTARILLADO DE IBARRA		FR-0101 SERIAL NUMBER Sustitución		ANAB		
CONTROL DE PARAMETROS								Nº 003176
SISTEMA DE AGUA POTABLE DE PLANTA DE TRATAMIENTO CARANQUI								FR-0101-05
FECHA	HORA	CLORO RESIDUAL	CAUDAL (L/s)	LECTURA MACROMEDIDOR (m ³)	VOLUMEN RESERVA 1 (m ³)	VOLUMEN RESERVA 2 (m ³)	VOLUMEN RESERVA 3 (m ³)	OPERADOR
	10:00	0.5	2943		1875	1875	1875	
	11:00	0.5	2837		1800	1800	1800	
MARTES	12:00	0.5	2801		1700	1700	1700	
8-OCTUBRE	13:00	0.5	2750		1600	1600	1600	
2018	14:00	0.5	2761		1500	1500	1500	
	15:00	0.5	2897		1400	1400	1400	
	16:00	0.5	2607		1300	1300	1300	
	17:00	0.5	2536		1275	1275	1275	
	18:00	0.5	2318	55042064	1225	1225	1225	ABDOL FELIX
	19:00	0.5	2218		1200	1200	1200	
	20:00	0.5	223.1		1200	1200	1200	
	21:00	0.5	232.5		1225	1225	1225	
	22:00	0.5	221.2		1300	1300	1300	
	23:00	0.5	223.1		1325	1325	1325	
MIERCOLES	24:00	0.5	145.4		1325	1325	1325	

Figura 26 Manera de escribir en los formularios.

- **Errores de medida.**

Imprecisiones debidas a la sensibilidad de los aparatos de medida o a las metodologías utilizadas para estas mediciones. Tienen una gran influencia del factor humano al momento de la toma de lecturas tanto de micromedidores como de macromedidores.

En este caso es igual que el punto anterior al mirar en la columna lectura del macromedidor (figura 26), no se sabe en qué parte está la separación de los decimales.

- **Imprecisión de las cotas.**

Relacionado con la profundidad a la que se encuentran las conducciones, muchas veces influenciado por la antigüedad de las mismas, o por trabajos de relleno que no tomaron en cuenta la existencia de redes de agua.

En los planos de la red del sistema de Ibarra se pudo observar la existencia de valores diferentes con respecto a las cotas de los tanques de reserva y a las estaciones de bombeo.

Se realizó nuevamente un levantamiento para verificar las cotas de la estación de bombeo de Yuyucoha y los tanques de reserva de Caranqui.

Con este trabajo se pudieron obtener cotas de fondo de tanques de reserva, cotas de fondo de las cámaras de bombeo, cotas de captación y cotas de llegada hacia las cámaras ubicadas en Caranqui, valores muy necesarios para una correcta modelación del sistema.

Los errores en las cotas de los nudos inciden en los valores de las presiones que se obtienen del modelo, por cuanto se realiza el cálculo de las alturas piezométricas, y la presión en los nudos se obtiene restando el valor de las cotas de los nudos.

- **Errores en los planos y mapas.**

Por ambigüedad en la información o no actualización de la misma, una escala inadecuada o anomalías presentes en la delineación (tramos aislados, uniones que no se presentan, no rotulación de las características de los elementos, dibujo en diferentes capas y mezcla de datos entre capas).

Luego de haber detectado los errores en los planos, la depuración resultó ser la que más tiempo demandó para obtener información necesaria que fue utilizada en la elaboración de la topología de la red del sistema 4 y que será utilizada en el modelo hidráulico.

- **Errores debidos al paso del tiempo en los elementos.**

Esta es una de las fuentes de incertidumbre más importantes del modelo. Principalmente se refiere al aumento de rugosidad en las tuberías, lo que de forma directa determina el tamaño del diámetro interior de las mismas, y al deterioro de bombas y elementos activos de las redes, que afectan al comportamiento hidráulico de las mismas, igualmente a la ejecución de obras sin que se deje constancia de lo actuado como ampliaciones, instalación de válvulas o interconexión de tuberías que no son parte del diseño original.

5 ESQUELETIZACION DE LA RED

5.1 Caracterización de la red del sistema 4

Para trabajar con un modelo que represente los elementos que constituyen la red de distribución, tal como se encuentran en la realidad físicamente, se necesita depurar los datos obtenidos de los planos y caracterizarlos de una manera sencilla y que el programa a utilizar para la simulación pueda entender.

Para la caracterización se utilizará la siguiente nomenclatura ver figura 27:

- Línea para representar las tuberías, bombas, válvulas
- Punto para representar tanques de reserva, puntos de consumo y puntos de inyección de caudal.
- Polígonos para representar los límites de ciudad, predios o población.

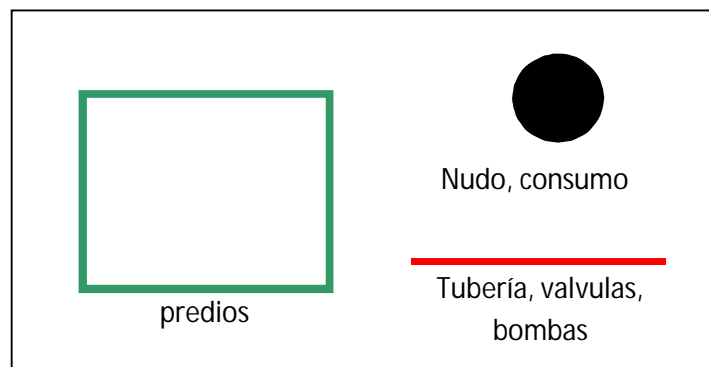


Figura 27 Esquema para la representación de la infraestructura de la red.

El plano general de la red de agua potable de la Ciudad de Ibarra se obtuvo de la EMAPA-I, en archivo magnético dibujado en Autocad, actualizado hasta junio del 2013(Anexo2).

Revisada la información y la manera como están distribuidos los dibujos de las redes se pudo detectar una mezcla del contenido en diferentes capas, es decir las tuberías se hallan en las capas denominadas accesorios, tub-emap, manzanas, tubería futura, base, lotes.

De la misma manera se verificó la norma de dibujo de las líneas, por cuanto estas deben ser tratadas como polilínea para los lotes y tubería, detectando que no cumplían este requisito 500 predios y 1657 polilínea que representan a las tuberías.

Se revisó la conectividad de las líneas que conforman la red llegando a determinar el nodo de unión con su respectiva cota y coordenada, en el presente proyecto se detectó que no existía la conectividad de 1145 puntos, equivalentes a todos los nudos la red del sistema 4.

Con la Ayuda del Autocad y Excel se logró realizar la depuración de la información que consistió en la determinación de las redes de agua con sus diámetros, longitudes y las coordenadas de los vértices de las líneas y los puntos.



Figura 28 Plano esqueletado de la red del sistema 4.






En la figura 28 se puede apreciar la red solamente con los elementos necesarios para el modelo, esto es nudos de conexión y tuberías que conforman la red en formato Autocad, de manera que pueda ser exportada para su uso en cualquier software de modelación hidráulica.

5.2 Caracterización de los clientes

De la misma manera se procedió con la depuración de la información comercial, que representa a los clientes. Estos se anotarán como punto, ya que será el lugar en el que se realiza el consumo de agua de la red del sistema 4.

Como se explicó en el numeral 4.2 *determinación de la demanda*, los clientes están distribuidos por planes, rutas y asignados una secuencia.

Revisada esta información se detectó errores de codificación de los clientes que llevan a confusión y a reducir el caudal consumido, que se verá influido en los resultados de la simulación.

año	cue_id	nombre	direccion	plan	ruta	secuencia	enero	febrero
2013	42269	GUERRON MONTENEGRO VITELMA IRENE	PARAGUAY 3-69	4	4	850	37	34
2013	50513	GUERRON MONTENEGRO VITELMA IRENE	PARAGUAY 3-69	4	4	850	1	3
2013	2342	MONTENEGRO AYALA WILSON VAINERO	AV. CRISTOBAL DE TROYA 4-103	4	16	40	5	4
2013	33540	MONTENEGRO AYALA WILSON VAINERO	AV. CRISTOBAL DE TROYA 4-103	4	16	40	24	25
2013	39166	GRIJALVA MONTENEGRO SILVIA PATRICIA	AV. CRISTOBAL DE TROYA S/N	4	4	60	0	0
2013	48255	GRIJALVA MONTENEGRO ERMEL OSWALDO	AV. CRISTOBAL DE TROYA S/N	4	4	60	7	6
2013	19430	MONTENEGRO MONTALVO MARIO LUIS	AV. CRISTOBAL DE TROYA 10-85	22	2	180	17	19
2013	43472	MONTENEGRO MONTALVO MARIO LUIS	AV. CRISTOBAL DE TROYA 10- 85	22	2	180	0	3
2013	11628	MONTENEGRO SUAREZ HOLGER	LA VICTORIA CASA 5 # 1-45	12	2	180	11	12
2013	22603	IRUA MONTENEGRO SEGUNDO NESTOR	PANAMERICANA NORTE 3-30	12	2	180	3	0
2013	19846	MONTENEGRO JIMENEZ JENNY ELIZABETH	19 DE ABRIL 3-41	22	8	2050	0	0
2013	33948	MONTENEGRO JIMENEZ JENNY ELIZABETH	19 DE ABRIL 3-41	22	8	2050	23	20
2013	7182	MINA ARMIJOS AUNER CRISTOBAL	SUCRE 3-69	8	8	580	33	15
2013	9034	MINA ARMIJOS AUNER ING.	SUCRE 3-69	8	8	580	1	2
2013	9035	MINA ARMIJOS AUNER ING.	SUCRE 3-69	8	8	580	4	3
2013	9033	MINA ARMIJOS AUNER ING.	SUCRE 3-69	8	8	580	21	17
2013	4645	MINA ANDRADE LUIS FERNANDO	SANCHEZ Y CIFUENTES 6-74	6	8	360	0	0
2013	46714	MINA ANDRADE LUIS FERNANDO	SANCHEZ Y CIFUENTES 6-74	6	8	360	13	12
2013	35049	MINA ANDRADE HUGO HERNAN	AV. RETORNO 18-54	10	10	740	3	1
2013	38610	MINA ANDRADE HUGO HERNAN	AVDA.EL RETORNO 18-54	10	10	740	26	9
2013	29626	MINA CAICEDO LUCRECIA OTILA	JUNCAL S/N	56	2	1050	15	13
2013	48535	MINA CAICEDO LUCRECIA OTILA	JUNCAL S/N	56	2	1050	4	2
2013	48537	GONZAGA MINA ALEX MARIA	JUNCAL S/N	56	2	1050	16	11
								

Cuadro 12 Base de datos de los clientes que dispone EMAPA-I.

El error encontrado en la base de datos de la EMAPA-I (Cuadro 12), consiste en la asignación de la secuencia, se puede observar que un propietario puede tener varios predios o en un mismo predio disponer varios medidores o contadores de agua y el número de la secuencia no está codificado de acuerdo a la norma establecida en el *numeral 4.2 determinación de la demanda*.

Se tiene también que la secuencia se halla relacionada con un código (cue_id) que lo administra la unidad de sistemas informáticos, el cual sirve para emitir las facturas mensuales de cada cliente.

El código plan, ruta y secuencia lo administra la unidad de comercialización para emitir las hojas de ruta para la toma de lecturas de los contadores.

El número de clientes con secuencias duplicadas en el sistema 4 fueron 92, y que no están contemplados en el modelo, los mismos que deberán ser corregidos en su base de datos original de la EMAPA-I.

Con respecto a los planes y rutas, no se encontraron errores, quedando definidos de la siguiente manera la codificación original de acuerdo a la base de datos existente para el sistema 4 (figura 29 y anexo 3).

Planes: 6-8-10-12-16-18-20-22-26

Rutas: 2-4-6-8-10-12-14-16-18-20-22-24-26-28-30

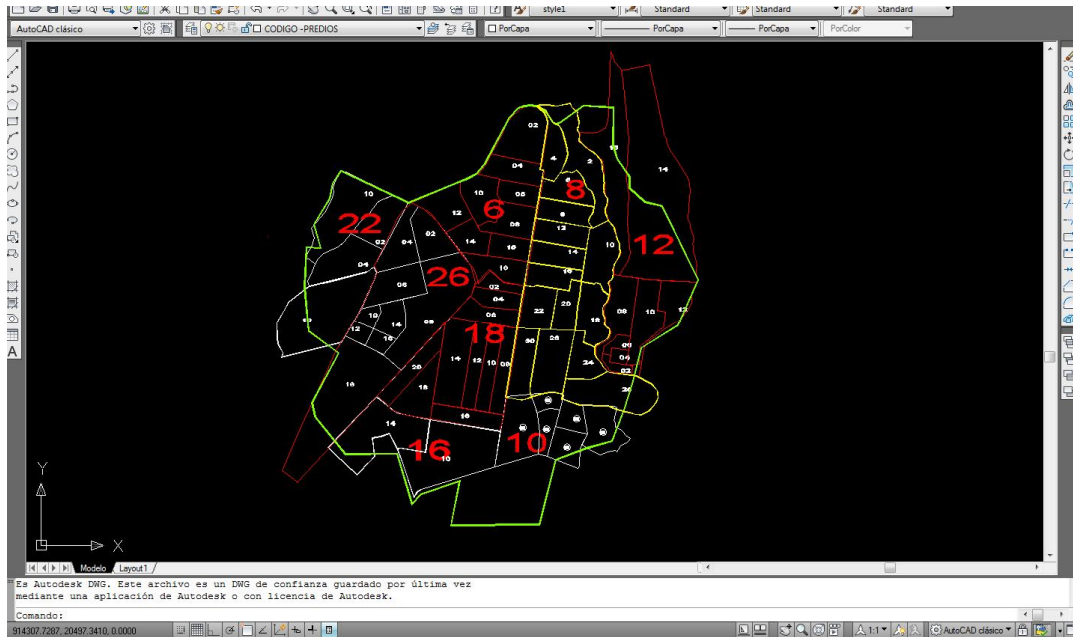


Figura 29 Ubicación de los planes y rutas de los clientes de la EMAPAI.

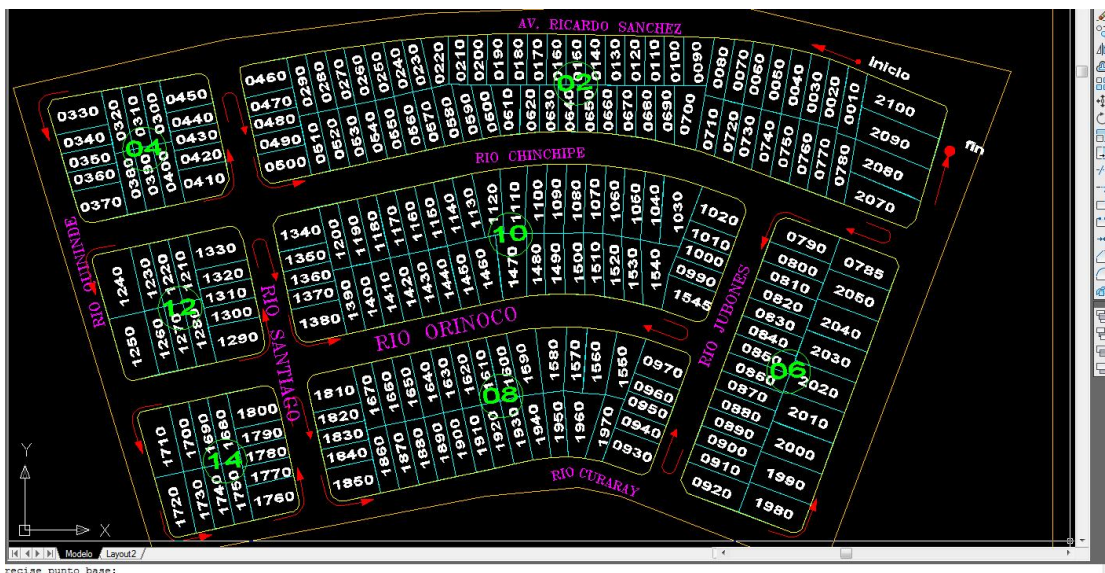


Figura 30 Distribución de los clientes en el sistema 4.

En la figura 30 se puede apreciar la codificación de cada cliente del sistema 4 que será exportada a GIS como un punto georreferenciado (Anexo 4).

Con el trabajo de depuración de la información se obtiene finalmente el plano de la red de agua potable del sistema 4 de la Ciudad de Ibarra Georreferenciado ver figura 31, tanto de la red de agua potable como de los clientes (anexo 5).

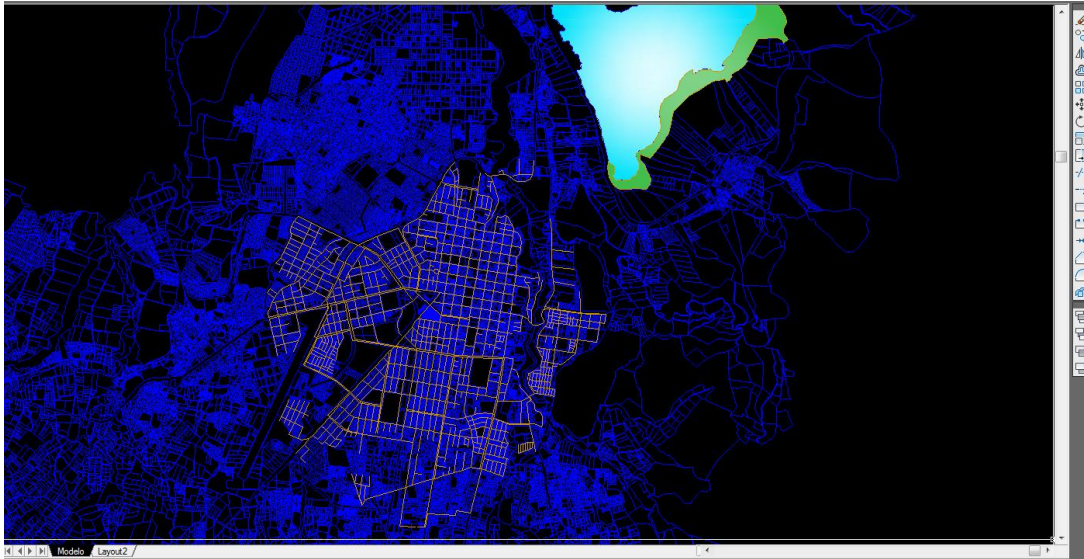


Figura 31 Red depurada del sistema 4.

Para la ejecución del presente trabajo nos apoyaremos en el software ArcGis v10.1 para la asignación de la demanda en los nudos y EPANET v2E para la simulación hidráulica.

En resumen se tiene los siguientes datos de la red en el cuadro 3.

Descripción	Cantidad	Unidad
Número de líneas	1665	u
Número de nudos	1145	u
Número de clientes	17132	u
TUBERIA INSTALADA EN EL SISTEMA N4 CENTRO DE LA CIUDAD		
diametro	32	50
	63	90
	110	150
	160	200
	250	300
	310	400
longitud	136.93	7836.61
	83321.81	10495.57
	21337.87	535.34
	11447.55	3913.96
	9294.34	1597.52
	2526.16	65.69
Long-Total	152509.35	m

Cuadro 13 Resumen de los elementos de la red esqueletizada del sistema 4.

6 ASIGNACION DE CARGAS

En los sistemas de agua potable se distinguen dos puntos importantes para que funcione una red, primero un punto de ingreso o inyección de agua, que discurrirá a través de las tuberías, y una segunda instancia un punto de salida o consumo de dicho caudal.

Ante esta premisa procederemos a determinar los caudales que ingresan al sistema y los puntos en los que se consumirá dicho caudal, para determinar con un simple balance de caudales, que será, caudal que entra debe ser igual al caudal que sale en el sistema, en el caso de que no se dé la igualdad en el sistema, nos haremos la siguientes preguntas.

- ¿Cómo varía el consumo en relación al tiempo?
- ¿Cuánta agua se utiliza?
- ¿Cuánta agua se consume en los puntos de demanda?

6.1 Asignación del caudal inyectado

Se obtuvo los valores de caudal medido en el macromedidor de la planta de tratamiento de Caranqui, éstos se hallan tabulados en los respectivos formatos.

Los valores corresponden a las fechas del primero de enero del 2013, los que graficados se obtiene la siguiente figura.

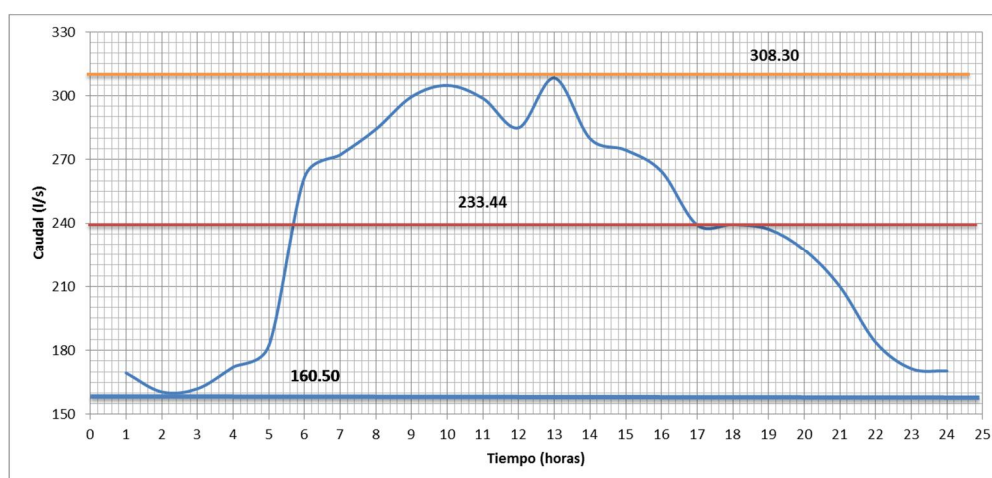


Figura 32 Curva de evolución del caudal inyectado.

Debido a que el consumo de agua en una población varía a lo largo del día, se obtiene una curva como se puede ver en la (figura 32), en la que se puede apreciar para el caso en estudio un valor máximo de 308.3 l/s y un mínimo de 160 l/s, con un promedio en el día de 233.44 l/s. Con este análisis **se responde a la segunda pregunta a.**

En EPANET, se asigna el caudal inyectado en forma de una curva denominada *curva de modulación* para hacer que las demandas en los nudos varíen en relación al tiempo, en este caso un día.

La curva de modulación se determina de la siguiente manera, determinamos el caudal medio, y en cada instante de tiempo se divide el caudal en ese instante para el caudal

medio, obteniéndose así un coeficiente, denominado coeficiente de modulación que al graficar nos da la curva de modulación.

$$Cm = \frac{Q(t)}{Q(\text{med})} \quad \text{Ecuación 4}$$

- Cm = Coeficiente de modulación.
- $Q(t)$ = Caudal en el instante (t).
- Q_{med} = Caudal medio (l/s).

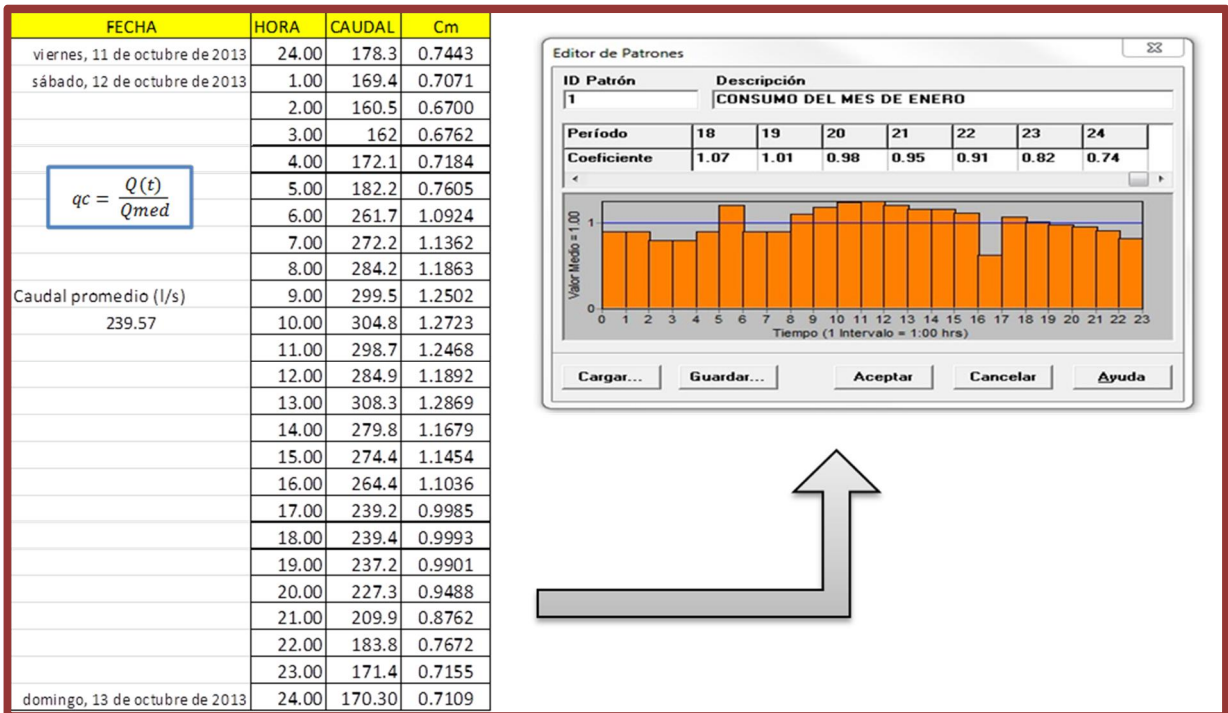


Figura 33 Datos de medición a la salida de los tanques y coeficiente de modulación.

Luego de realizado los cálculos obtenemos la curva de modulación como se indica en la figura 33, la que será asignada para los procesos de simulación.

Con esto se **responde a la pregunta b** en cuanto caudal vamos a utilizar, que será al caudal inyectado a la red.

6.2 Criterio para la asignación de la demanda en los nudos

Los modelos hidráulicos provienen de la realidad de una Ciudad en la que la red de agua potable está en funcionamiento en este caso no sería más que la realización del análisis de la red actual.

En este caso los usuarios disponen de agua potable por intermedio de la correspondiente acometida que se halla entroncada a la red principal, ubicada en la vía pública como lo indica la figura 34.

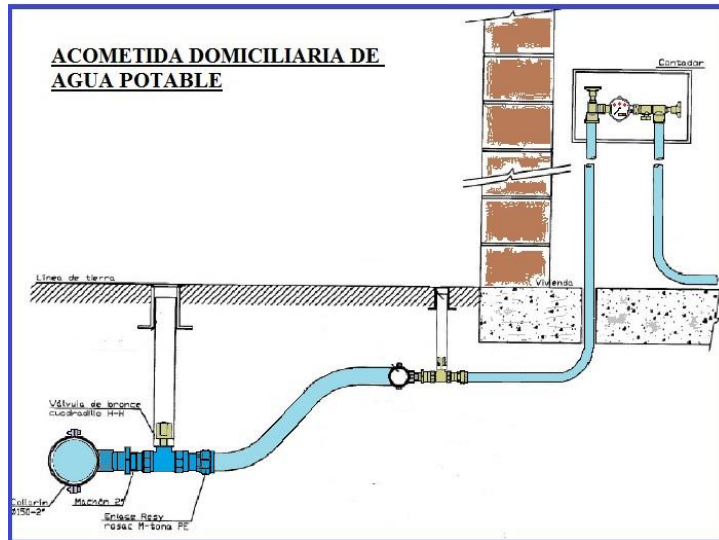


Figura 34 Acometida o entronque tipo de agua potable.

Al tener fácilmente identificado cada cliente (figura 35) y vinculado a una posición geográficamente definida, se procede a relacionarlo con el nudo más cercano.

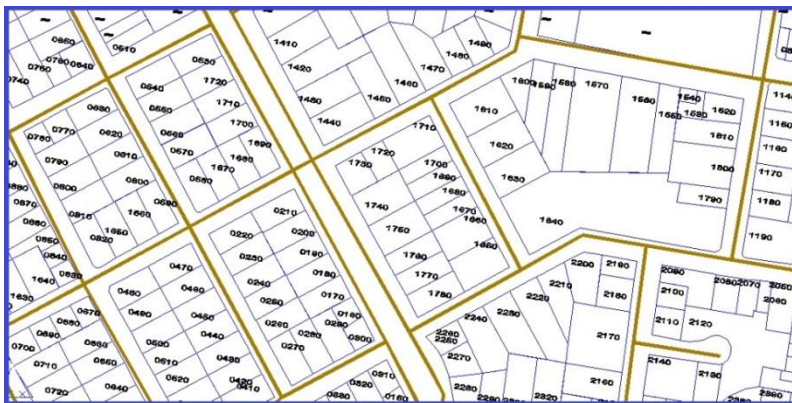


Figura 35 Clientes identificados en cada predio.

Para la modelación hidráulica se procede a realizar el análisis asignando a cada nodo un consumo que corresponde a todos los clientes que se encuentren de manera física más cercanos al nodo que se puede considerar que abastece al usuario o cliente, en este caso se puede ver (Figura 36) que a un nodo confluyen varios usuarios.

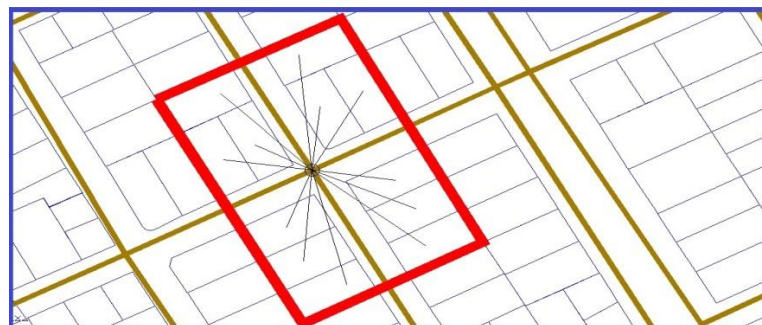


Figura 36 Asignación de la demanda a un nodo.

Esta asignación *consumo-nodo* resulta bastante confiable pero demasiado laboriosa, por lo que para este proceso de asignación se realiza el *consumo por sectores*. Éste proceso consiste en sumar el consumo de todos los usuarios que quedan dentro de un sector o área de influencia que puede ser definido realizando triangulación o Polígonos de Thiessen.

Para este tipo de asignación se utiliza la facturación mensual de cada cliente que se obtuvo de la información recopilada en la EMAPA-I, como se puede ver en la figura 37.

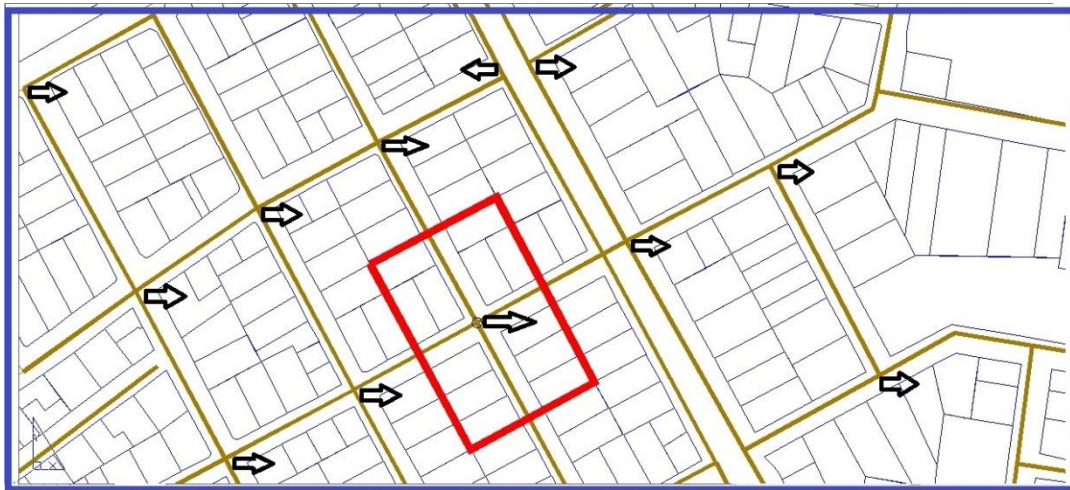


Figura 37 Asignación a cada nudo la demanda en los nudos.

6.3 Determinación de los nudos de consumo

En este punto se realizará la aplicación del GIS, una herramienta utilizada para facilitar el trabajo que conlleva una tarea que requiere mucho tiempo para llegar a la asignación de las demandas a cada nudo.

Una vez definida la configuración geométrica de la red de distribución de agua, se procede a partir de la información de la facturación de cada cliente y en base a la distribución de los lotes del sector a atender, a realizar la repartición de las demandas medias que abastece cada tramo de la red de distribución de agua en estudio.

Se entiende por tramo aquella línea de tubería comprendida entre dos nodos y por nodo los puntos en donde se interceptan los tramos de tubería y en donde, generalmente, se suceden cambios de diámetro o propiedades de los tramos

Es en los nodos de la red de distribución de agua donde se concentrarán las demandas y los caudales circulantes.

Se preparó la información en Autocad, disponiendo de la información en capas específicas como las siguientes:

En la Capa *lotes* se halla toda la información del sistema en el que se encuentran georreferenciados los lotes que conforman la ciudad.

En la capa **tuberías** toda la red que conforma el sistema del centro de la ciudad.

En la capa **nodos** todas las uniones de las líneas que conforman la red de la capa **tuberías**.

En la capa **secuencias** se tiene la ubicación de todos los clientes que la empresa factura mensualmente con sus respectivas coordenadas en el plano general.

En la capa **plan** se tiene la ubicación de los planes disponibles de la zona centro sistema 4.

En la capa **rutas** se dispone de la ubicación de las rutas de lecturas de la zona centro sistema 4.

Con el uso de la herramienta ArcGis V 10.1 se procede a realizar los respectivos archivos shapefiles a partir de los archivos CAD.

Los shapefiles generados son: **plan, ruta, secuencias, lotes, tuberías, nodos**.

Se realizó la unión de las capas shapefiles³ **PLAN Y RUTA** para obtener un nuevo shapefile denominado **UNION_PLAN_RUTA** (ver figura 38).

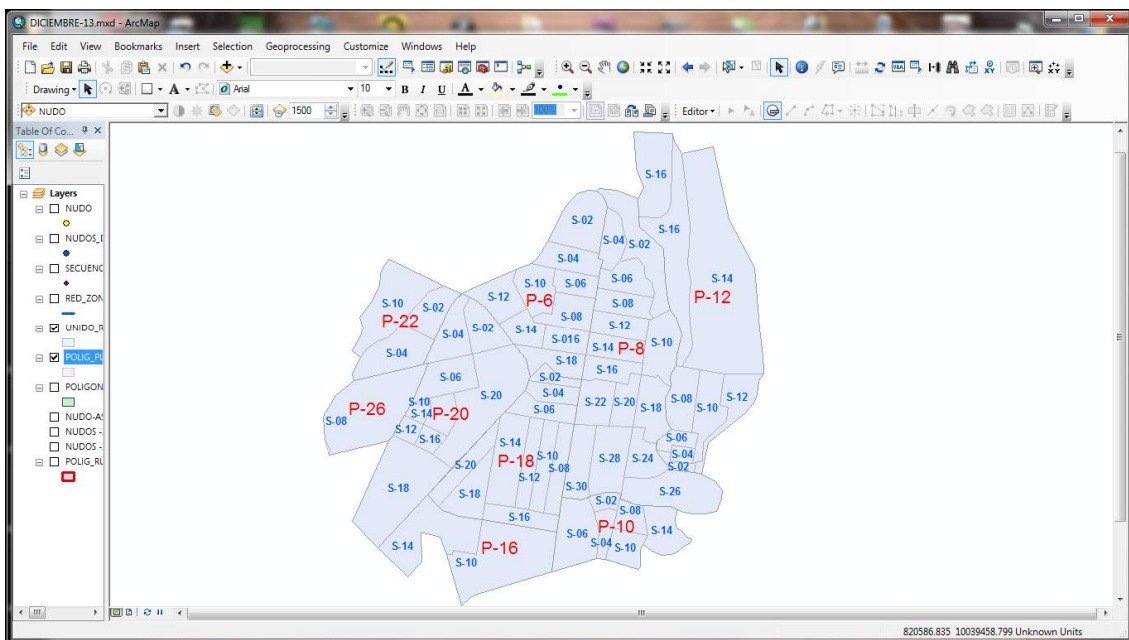


Figura 38 Shapefile unión_plan_ruta.

Con el shapefile **UNION_PLAN_RUTA** y el shapefile **SECUENCIAS** se realiza la intersección para obtener los atributos de las capas, para obtener a que plan y ruta

³ Shapefile se denomina al archivo generado que contiene la unión de las capas PLAN y RUTA

pertenece cada secuencia, generando un nuevo archivo denominado *INTERSEC_SECUENCIAS* ver (figura 39).

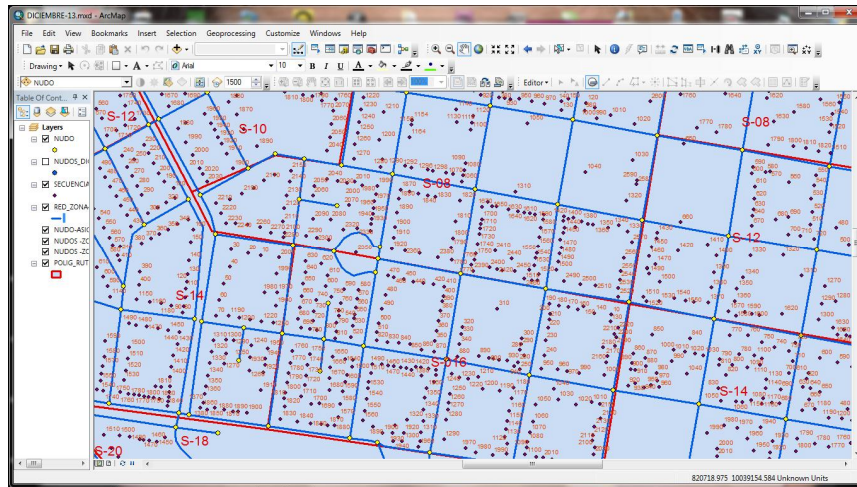


Figura 39 Shapefile *INTERSEC_SECUENCIAS*

Con este método logramos asignar las secuencias al plan y ruta al que pertenecen, datos que son exportados como archivo dbf y recuperados con Excel.

Luego con el shapefile de los *nudos* generamos los polígonos de Thysen, de esta forma se obtiene un nuevo archivo al cual se le denomina shapefile *POLIGONOS_TISEN_NUDOS*.

De esta manera asignamos los nudos de la red a cada polígono de Thysen generado ver (figura 40).

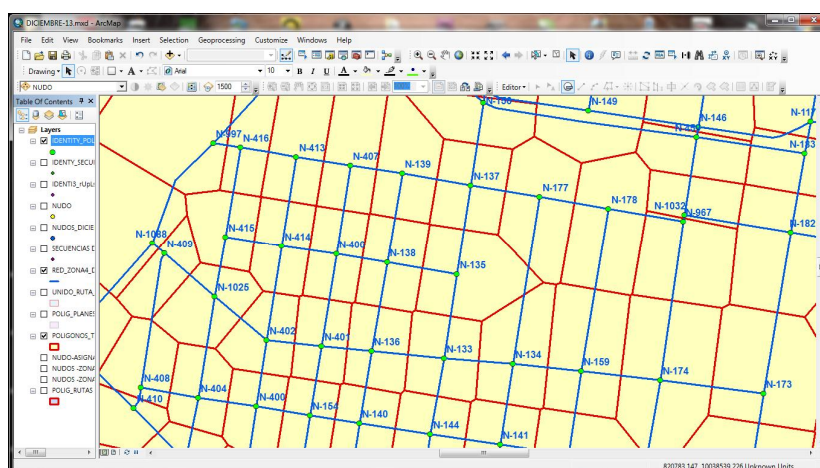


Figura 40 Shapefile denominado *POLIGONOS_TISEN_NUDOS*.

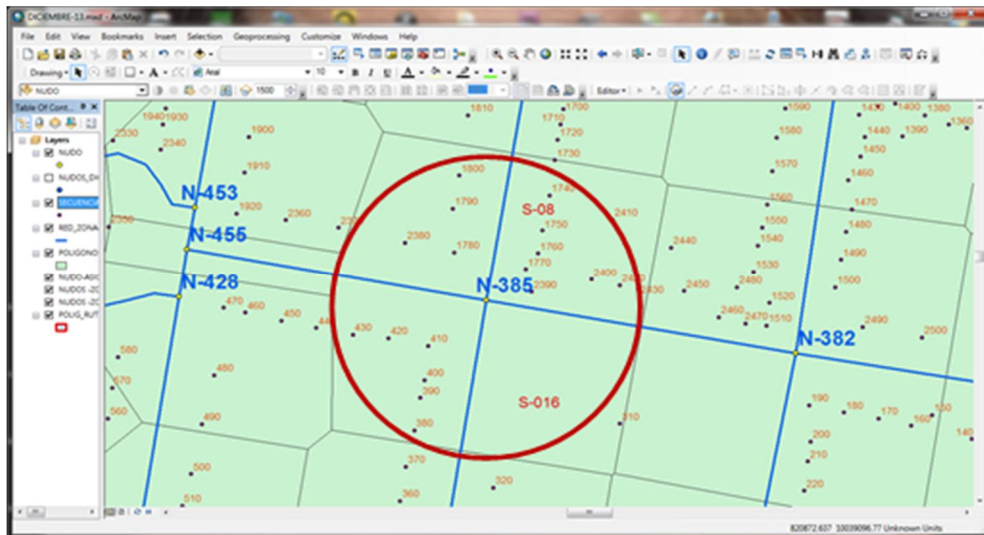


Figura 41 Shapefile denominado INTERSEC_PLAnRUTaPOLg.

Al realizar la intersección de los archivos shapefile denominados *INTERSEC_SECUENCIAS* y *POLIGONOS_TISEN_NUDOS*, se obtiene los atributos de cada capa, en un nuevo archivo denominado *INTERSEC_PLAnRUTaPOLg* en la que se ve reflejado las secuencias que pertenecen al nudo más cercano, como se puede ver en la figura 41.

PLAN	RUTA	SECUENCIA	NUDO
P-16	S-10	2650	N-851
P-16	S-10	3080	N-850
P-16	S-10	2620	N-851
P-16	S-10	3060	N-851
P-16	S-10	3090	N-851
P-16	S-10	3050	N-851
P-16	S-10	2610	N-1082
P-16	S-10	2600	N-1082
P-16	S-10	3100	N-849
P-16	S-10	2590	N-1082
P-16	S-10	3040	N-851
P-16	S-10	3110	N-849
P-16	S-10	2580	N-1082
P-16	S-10	2780	N-851
P-16	S-10	2570	N-1082
P-16	S-10	3030	N-851
P-16	S-10	3120	N-849
P-16	S-10	2560	N-1082
P-16	S-10	2550	N-1082

Cuadro 14 Asignación a cada nudo las secuencias más cercanas.

En el archivo shapefile *INTERSEC_PLAnRUTaPOLg*, se puede editar el contenido de la información, en nuestro caso lo que nos interesa es a que nudo pertenece cada secuencia que se halla en una ruta específica y un plan determinado.

Generamos un archivo excel que se denomina *nudos a secuencias*.

Con la ayuda de excel y la base de datos de que dispone la EMAPA-I denominado (*clientes 2013*), y el archivo (*nudos a secuencias*), se realiza la búsqueda y asignación de los consumos mensuales de cada cliente que sumados nos dan las demandas en cada nudo columna final del cuadro 12, con esto se responde a la pregunta c.

Los valores de la demanda se hallan en l/s.

NUDOS	NUM-client	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	NUDOS	1
N-1	1	391	391	389	384	388	388	389	389	7462	388	843	1567	N-1	0.1508488
N-2	12	283	206	244	256	183	216	202	207	426	254	216	211	N-2	0.1091821
N-3	12	289	231	322	315	220	201	189	207	224	200	259	206	N-3	0.1114969
N-4	27	636	478	628	590	655	618	660	662	560	610	587	519	N-4	0.2453704
N-5	9	208	175	200	199	189	218	226	213	217	225	207	171	N-5	0.0802469
N-6	17	258	233	257	265	284	284	284	279	244	298	367	247	N-6	0.099537
N-7	4	84	62	79	64	83	90	81	84	81	71	96	66	N-7	0.0324074
N-8	12	399	329	398	310	396	428	456	525	431	529	538	532	N-8	0.1539352
N-9	7	1684	1696	738	1325	2070	1890	2540	1600	3495	2183	2316	2270	N-9	0.6496914
N-10	2	5	8	7	6	19	20	15	15	13	16	21	16	N-10	0.001929
N-11	3	47	123	50	57	59	65	96	79	81	62	69	44	N-11	0.0181327
N-12	20	362	315	380	418	390	379	395	409	410	379	479	343	N-12	0.1396605
N-13	24	484	481	682	562	576	538	488	491	458	429	600	449	N-13	0.1867284
N-14	6	110	133	138	103	106	136	107	142	121	122	151	121	N-14	0.0424383
N-15	22	368	328	386	320	307	368	347	380	327	343	355	328	N-15	0.1419753
N-16	10	214	172	208	198	203	185	185	220	184	248	217	216	N-16	0.0825617
N-17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N-17	0
N-18	9	179	157	153	155	141	103	122	117	129	161	124	108	N-18	0.0690586
N-19	13	244	146	199	206	190	237	170	186	185	235	240	242	N-19	0.0941358
N-20	21	476	440	509	426	430	464	422	421	375	439	440	431	N-20	0.183642
N-21	36	670	493	606	576	642	569	550	573	612	638	615	543	N-21	0.2584877
N-22	13	283	214	282	266	237	275	255	237	282	234	231	194	N-22	0.1091821
N-23	16	324	253	292	272	274	286	255	340	282	303	280	270	N-23	0.125
N-24	7	125	104	123	112	106	120	116	129	129	175	157	133	N-24	0.0482253
N-25	26	707	547	666	653	632	612	594	698	633	905	690	615	N-25	0.2727623

Cuadro 15 Asignación de la demanda a cada nudo de la red.

A partir de toda la información procesada se exporta a EPANET, con la ayuda del lector de ficheros shp v 1.1 de la UPV figura 42, el cual genera el archivo inp. [4].

Las demandas en los nudos con la ayuda del editor de texto se genera un escenario que será importado por EPANET y el modelo está listo para iniciar los análisis previos.



Figura 42 Lector de archivos SHP

7 METODOLOGIA

7.1 Introducción

El Estado Ecuatoriano a través del Banco del Estado (BEDE), Gobierno Alemán, Gobierno Belga y otros, desde los años 1990 hasta los años 2005, se realizaron grandes inversiones en estudios y auditorías encaminadas al fortalecimiento institucional, mejora de los sistemas de las empresas de agua potable del país, ejecutando y elaborando fantásticos estudios de consultoría en materia del agua, sin embargo realizando un análisis de estas experiencias vividas, deberíamos tener sistemas con una eficiencia tanto técnica como económica por el orden del 80% al 90%, pero la realidad es cruda, se invirtió en infraestructura física, dejando de lado la capacitación para la gestión tanto técnica como económica de los sistemas de agua potable y se ha demostrado que no superan el 40% de eficiencia.

Hoy en día dichos sistemas incluidos el de la EMAPA-I, sufren las consecuencias de la mala gestión tanto administrativa, financiera y técnica.

En dichos estudios, siempre realizaron auditorías, análisis y recomendaciones, con excelentes escritos que indicaban como siempre *qué hacer*, *qué construir*, y en ocasiones *quién puede construir*, olvidándose de lo más fundamental *cómo hacer que la gestión mejore continuamente*.

Los sistemas de agua potable de muchos de los municipios y empresas del país tienen pérdidas de agua por el orden del 50% al 75% del total producido. La empresa EMAPA-I está en el orden del 40%. Esto nos hace pensar que falta mucho por trabajar en el tema pérdidas de agua.

7.2 El balance hídrico de sistemas de agua potable

Un balance es igual que hacer una auditoría, que sirve para conocer cómo se comportan los suministros y las demandas. Permite comparar el volumen producido y el volumen facturado, en el caso ideal deberían ser iguales, pero la realidad no es así. Siempre existen diferencias y se denominan pérdidas o fugas, que se transforman en dinero para la empresa.

Cuando las hay, deben cuantificarse y detectarse las causas, para tratar de corregirlas de acuerdo a la capacidad económica de las empresas que prestan los servicios de agua potable. A los “balances volumétricos” de agua en ocasiones se les llama “auditorías de agua”.

La técnica de balancear o auditar, es una actividad constante y que sirve para retroalimentar información relevante del por qué se produce dicho desbalance.

Los balances tienen que hacerse tanto para todo el sistema, como para sectores, puesto que lo importante es detectar diferentes puntos donde están ocurriendo pérdidas o fugas, que se transforman en “oportunidades de mejora”, por lo que hay que buscarlas tanto para todo el sistema como individualmente para sus partes.

7.3 Análisis de los índices de rendimiento del sistema

Un efectivo y claro balance entre las entradas y salidas del sistema es fundamental para determinar si la gestión del servicio es adecuada o para darnos una guía de lo que está pasando en nuestra red de distribución.

Entonces un primer paso para conocer si una red de distribución tiene un rendimiento aceptable, es determinar el *índice de rendimiento de la red (IRR)*, que significa el % del volumen que se consume o factura y el valor de las fugas será la diferencia del 100% del volumen inyectado a la red menos el *IRR* del sistema.

La manera de determinar el índice de rendimiento de la red (IRR) y el porcentaje de fugas es de la siguiente manera:

- Se determina el coeficiente de rendimiento (ecuación 5), que significa la relación entre el caudal que se mide a la entrada de la red y el valor de caudal que determina el modelo, luego de la simulación inicial.

$$Cdr = \frac{Q_{medido}}{Q_{modelo}} \quad \text{ecuación (5)}$$

- Determinamos el factor de demanda que significa la relación inversa del coeficiente de rendimiento (ecuación 6).

$$Fd = \frac{1}{Cdr} \quad \text{ecuación (6)}$$

- El IRR significa el porcentaje de agua que es entregada a los nudos de consumo durante un período de tiempo, en este caso será de 24 horas (ecuación 7).

$$IRR = Cdr * 100 \quad \text{ecuación (7)}$$

- La *fugas* representan la cantidad de agua que se fuga o no se mide y que es la diferencia entre el Total inyectado a la red y el IRR.

$$Fugas = 100 - IRR \quad \text{ecuación (8)}$$

En donde:

Cdr = Coeficiente de rendimiento (adimensional).

Fd = Factor de demanda (adimensional).

IRR = Índice de rendimiento de la red %.

Fugas = Fugas en la red %.

Qmedido = Caudal medido l/s.

Qmodelo = Caudal resultado del modelo l/s.

7.4 Las pérdidas de agua en una red de servicio

Uno de los factores más importantes en la gestión de los sistemas de agua potable, es la gran cantidad de agua que se pierde a través de las fugas de agua en las redes, tanto de conducción como de distribución, llegando a valores de entre 50% a 70% del total inyectado a la red.

Estas pérdidas se las puede describir como pérdidas técnicas que corresponden a las fugas existentes en las redes, los reboses de los tanques de reserva, fugas por fisuras en los tanques, en las acometidas y aquellas fugas que no afloran hacia la superficie y que se infiltran o van hacia las alcantarillas.

También existen las pérdidas aparentes o comerciales, que se deben al agua consumida y no facturada en este caso el uso de los bomberos, al agua facturada y no medida que se da en casos de viviendas desocupadas, al uso propio en las plantas de tratamiento, a la inexactitud de la micro y macro medición, al error en la toma de lecturas.

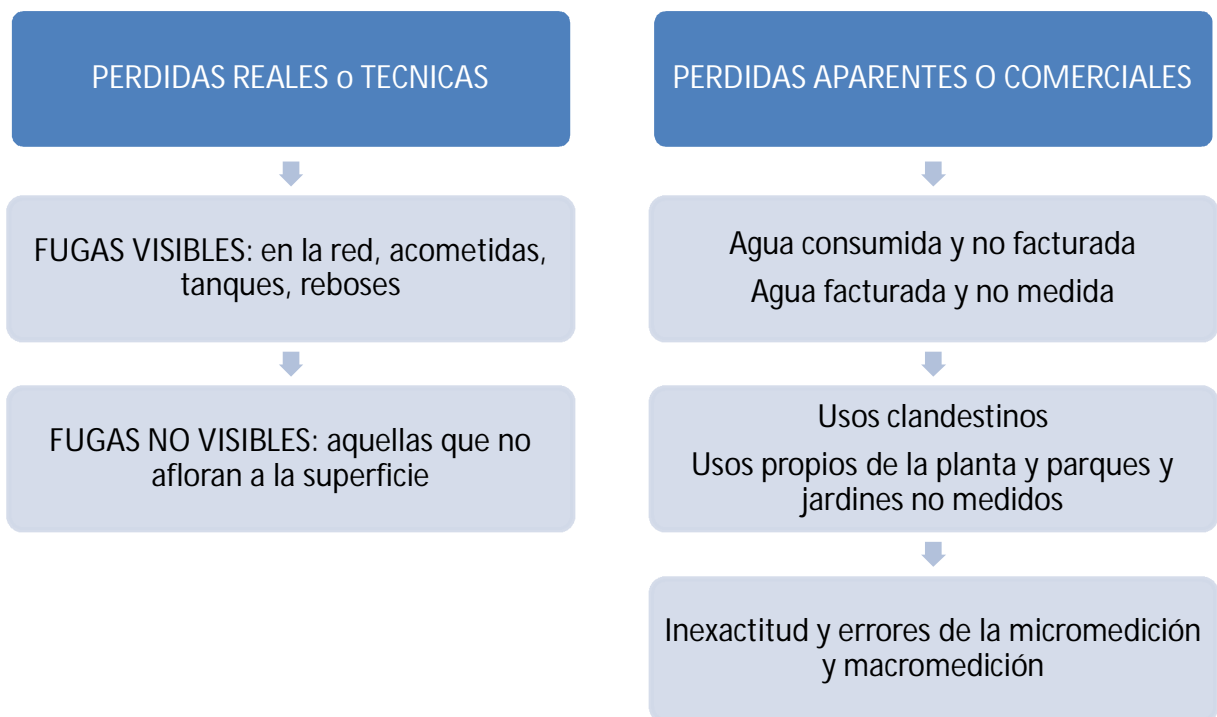


Figura 43 Detalle general de las fugas (CONAGUA 2007).

Las pérdidas de agua o el agua no facturada que normalmente lo definimos como fugas, son un problema técnico y económico en una empresa prestadora de los servicios de agua potable, estos problemas se ven reflejados en:

- Incapacidad de incrementar de la demanda requerida.
- Altos costos de reparación de las redes.
- Búsqueda de nuevas fuentes de agua para suplir la demanda.

Es bien conocido que las fugas son una consecuencia de las altas presiones en la red de abastecimiento de agua potable. Pero las fugas no dependen solamente de la presión, hay otros factores que influyen en las fugas y que son:

- Deterioro de la red.
- Deterioro de los empaques de las uniones.
- Calidad de las uniones.
- Tipo de material y calidad de los materiales.
- Tipo de suelo en el que se halla la tubería y accesorios.
- Influencia del tráfico.
- Calidad del trabajo realizado.

Para expresar lo anteriormente dicho, existe un índice que nos relaciona las fugas con la presión y es el llamado *índice de fugas*, este índice no nos indica una fuga real ni cuanto fuga sino la proporción del incremento en el nivel de fugas ante un cambio de presión, y este cambio de presión nos indica un incremento de las pérdidas de agua por las fugas en la red.

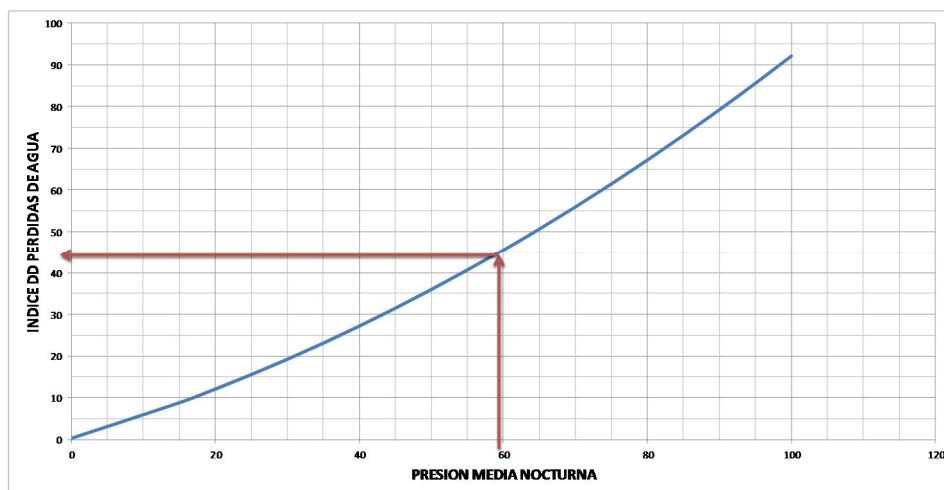


Figura 44 Índice de pérdidas de agua.

La relación entre el nivel de fugas y la presión no es lineal (Figura 44) (CONAGUA 2007) por lo que a una presión alta es significativo en el efecto de las fugas.

Para tener una red con índice de fugas baja, es necesario aplicar estrategias que logren un servicio con una presión mínima de servicio y disminuir las altas presiones. Esta acción incide directamente en el buen funcionamiento de la red y al ahorro económico de la empresa prestadora del servicio de agua potable.

7.5 Modelación de las fugas en una red

El método a emplear será la de separar los nudos de consumo real de los nudos de consumo o de fugas que son nudos ficticios.

Los caudales demandados se obtienen de las facturaciones mensuales a cada cliente o usuario reales, que dispone la empresa prestadora del servicio, y estos son asignados a los nudos más cercanos en la red de agua potable.

En este método se aplica la diferenciación de los nudos en:

- El Nudo de consumo o demanda real.
- El Nudo ficticio, en el que se tiene los consumos no facturados (fugas).

Para los cálculos se procede con una hipótesis simplificada, que se puede simular una fuga como una conexión de una válvula y un embalse que descarga a la atmósfera entre dos nudos (figura 45).

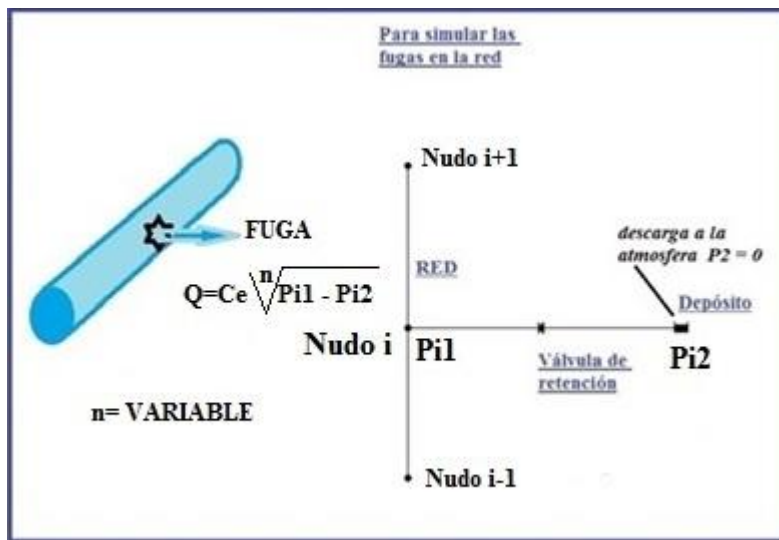


Figura 45 Esquema general de representar la fuga.

En los nudos reales (de demanda) la incógnita será la presión para una determinada demanda.

En los nudos ficticios (fugas) la incógnita será el caudal de salida por dicho nudo a una presión determinada.

En este caso el caudal de salida será al producto de un factor o coeficiente de descarga y la diferencia de presiones entre los dos puntos o nudos conocidos en.

$$Q_i = C_{ei} * \sqrt{P_{i1} - P_{i2}} \quad \text{ecuación (9)}$$

En este caso al ser la descarga libre el valor de la presión en el punto P_{i2} será igual a 0, la ecuación queda:

$$Q_i = C_{ei} * \sqrt{P_{i1}} \quad \text{ecuación (10)}$$

Donde el valor de C_{ei} = coeficiente de descarga o coeficiente emisor, el mismo que será determinado, Q_i (l/s) es el caudal de fugas en la zona de influencia de cada nudo (i) y P_{i1} (m) es la presión en el nudo (i).

7.6 Asignación de fugas dependientes de la presión

En este caso vamos a relacionar el caudal inyectado a la red con los caudales medidos en el punto de ingreso a la red más las fugas en los nudos ficticios.

Para establecer una norma que no confunda de aquí en adelante definimos los siguientes términos:

Q_f (l/s) = Al caudal fugado o no registrado

Q_m (l/s) = Al caudal medio

Q_{dm} (l/s) = Al caudal demandado

Q_{iny} (l/s) = Al caudal inyectado o registrado

C_e = Al coeficiente emisor

C_m = Al coeficiente de modulación

V_{nr} (m³) = Al volumen no registrado

V_{iny} (m³) = Al volumen inyectado

V_r (m³) = Al volumen medido o registrado

Al realizar un balance en el punto de inyección de caudal a la red, se tiene que todo lo que entra al sistema debe ser igual a lo que sale del sistema, en este caso será como se indica a continuación:

Volumen entrante = volumen total en el sistema

Los datos con los que se cuenta normalmente en un sistema de agua potable es el caudal registrado en un punto de inyección o ingreso a la red, estos datos pueden ser (mensuales, diarios, horarios), que representan su variación en el tiempo.

Con esta información realizamos un Balance volumétrico del sistema:

$$V_{nr} = V_{iny} - V_r \quad \text{ecuación (11)}$$

Como este volumen inyectado es igual al caudal por el tiempo se obtiene la siguiente ecuación.

$$V_{iny} = [\sum_t Q_{iny}(t)] * \Delta t \quad \text{ecuación (12)}$$

Se tiene de la ecuación 13 que el valor del volumen registrado es igual a:

$$V_r = [\sum_t Q_r(t)] * \Delta t \quad \text{ecuación (13)}$$

Igual tratamiento para el volumen no registrado.

$$V_{nr} = [\sum_t Q_f(t)] * \Delta t \quad \text{ecuación (14)}$$

En este caso es preferible tratar las fugas como una categoría distinta, en que los resultados son más precisos si se relaciona con el caudal en cada instante, con lo que tenemos que el caudal no registrado es igual al volumen no registrado en un tiempo determinado.

Reemplazando las ecuaciones 13,14 y 15 en la ecuación 12 de balance volumétrico y eliminando las variaciones temporales y los sumatorios se tiene:

$$Qr = Qdm + Qf \quad \text{ecuación(15)}$$

En este caso es necesario utilizar emisores de caudal para representar las fugas, que nos indica el caudal no registrado en un tiempo determinado es función de la presión en ese instante y en un nudo (i).

$$Qf_i(t) = C_{e,i} * \sqrt{P_i(t)} \quad \text{ecuación (16)}$$

Con lo que podemos obtener al Volumen total no registrado a lo largo de un cierto período de tiempo T que es igual a los volúmenes no registrados en todos los nudos en cada instante.

$$Vnr = \sum_{t=0}^T [\sum_{i=1}^N C_{e,i} * \sqrt{P_i(t)}] * \Delta t \quad \text{ecuación (17)}$$

Si se admite el mismo comportamiento en todos los nudos se puede decir que el coeficiente emisor sea igual para todos los nudos y será constante.

$$C_{e,i} = C_e = \text{Cte}$$

Quedando la ecuación 17 de la siguiente manera:

$$Vnr = C_e * \sum_{t=0}^T [\sum_{i=1}^N \sqrt{P_i(t)}] * \Delta t \quad \text{ecuación(18)}$$

La ecuación 18 se puede expresar en función del caudal.

$$Qf_i(t) = C_e * \sqrt{P_i(t)} \quad \text{ecuación 19}$$

A partir del balance de continuidad para cada uno de los instantes registrados de tiempo se obtiene el caudal demandado:

$$Qdm(t) = Qiny(t) - Qf(t) \quad \text{ecuación(20)}$$

Reemplazando la ecuación 19 en 20 se obtiene:

$$Qdm(t) = Qiny(t) - C_e * \sqrt{P_i(t)} \quad \text{ecuación (21)}$$

De la ecuación 21 podemos obtener el coeficiente emisor que será el valor con el cual afectaremos a todos los nudos en cada instante :

$$Ce(t) = \frac{Qiny(t) - Qdm(t)}{\sqrt{Pi(t)}} \quad \text{ecuación (22)}$$

En este caso se trabajará con los valores promedios quedando la ecuación 22 de la siguiente manera:

$$Ce = \frac{Qinym - Qrm}{\sqrt{Pm i}} \quad \text{ecuación (23)}$$

En donde :

$Qinym$ = Caudal inyectado (Medido) promedio (l/s).

$Qdmm$ = Caudal demandado (Modelo) promedio (l/s).

$\sqrt{Pm i}$ = La presión media en cada nudo en la Red (mca).

Este coeficiente se deberá repartir entre todos los nudos de la red quedando la ecuación 23 de la siguiente manera:

$$Ce = \frac{Qinym - Qrm}{Nn * \sqrt{Pm}} \quad \text{ecuación (24)}$$

Como primera aproximación, en el modelo determinamos un nudo que represente la presión promedio de la Red en un tiempo determinado T y se obtiene la variación de la presión de ese nudo.

$$T \rightarrow \Delta Pi(t)$$

Así podremos calcular el caudal fugado o no registrado en función del coeficiente emisor en un determinado tiempo

$$Qf(t) = Nn * Ce * \sqrt{P(t)} \quad \text{ecuación (25)}$$

Por lo que se tendrá el nuevo caudal demandado en la Red

$$Qdm(t) = Qiny(t) - Qf(t) \quad \text{ecuación (26)}$$

En donde:

Qr = Caudal registrado en un instante de tiempo en el modelo (l/s).

Qdm = Caudal medido en el punto de ingreso a la red (l/s).

Qf = Caudal no registrado o fugado en el sistema (l/s).

Con el caudal demandado que hemos determinado, podremos obtener la demanda base que es igual al promedio del caudal demandado y así proceder a obtener el nuevo valor del coeficiente de modulación y la nueva curva de patrón de demanda.

$$Qdb = Qdm/T \quad \text{ecuación 27}$$

$$Cm(t) = \frac{Qdm(t)}{Qdb} \quad \text{ecuación (28)}$$

En donde :

T es el tiempo total, en este caso (24 horas).

Cm(t) = Coeficiente de modulación en cada instante (t).

7.7 Calibración de redes de distribución

En una red en funcionamiento existen parámetros (demandas, emisores, rugosidades, y perdidas menores) los que determinan el funcionamiento del sistema. Valores que son imposibles de conocer, por lo que es necesario realizar un proceso de ajuste a los modelos hidráulicos, para que estos tengan la capacidad de reproducir de la manera más fiable el funcionamiento del sistema real que se está analizando.

Este proceso se denomina calibración del modelo, que es de manera obligatoria realizar para que el modelo hidráulico de la red de distribución de agua potable sea útil.

Cuando se ha concluido la calibración del modelo esta permite tomar decisiones, actuaciones tanto en las labores de operación como de mantenimiento de la red.

Para el presente proyecto determinaremos el coeficiente emisor de acuerdo a lo establecido en el numeral 7.6 de este capítulo.

Igualmente deberemos modificar el coeficiente de perdidas menores, “---(también denominadas pérdidas localizadas) pueden interpretarse como debidas al incremento de la turbulencia que se produce en los cambios de dirección, codos, accesorios, etc. La importancia de incluir o no tales pérdidas depende del tipo de red modelada y de la precisión de los resultados deseada. EPANET permite asociar a cada tubería un coeficiente de pérdidas menores. El valor de la pérdida será el producto de dicho coeficiente por la altura dinámica en la tubería, esto es:--“[4](MANUAL EPANET)

$$h_L = K \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{ecuación (29)}$$

Dónde:

K = Coeficiente de pérdidas menores.

V = Velocidad del flujo(m/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

8 MODELACIÓN DE LA RED DEL SISTEMA N 4 DE LA CIUDAD DE IBARRA

8.1 Calibración de caudales

Calibrar el modelo significa ajustar los valores resultantes de la simulación con los valores medidos en la red.

“---En un modelo matemático de una red será tanto más válido cuando los valores de presión y caudal calculados se acerquen más a los valores observados. Una discrepancia entre ellos que ronde el 3% (lo que en medida de presión supone un error ± 1 mca) puede considerarse una buena aproximación---“ (Cabrera.E et al 2009, pag 679).

Hay que resaltar que un modelo de un sistema específico consiste, no solo en un programa o en ecuaciones, sino en un conjunto de datos que describen el sistema en funcionamiento. Los datos son la parte más importante y la más débil a la hora de realizar la modelización de una red en funcionamiento. Cuando los datos que se utiliza para elaborar el modelo no tienen una fiabilidad alta, los resultados tendrán la misma exactitud como la de los datos.

Por lo indicado anteriormente, no es posible obtener un modelo totalmente perfecto, sino más bien aproximado, en ocasiones, dependiendo del uso a dar al modelo un error que este dentro del $\pm 10\%$ o menos es aceptable (Cabrera .E et al 2009).

Los motivos para no lograr un modelo completamente perfecto en lo referente a datos se tiene:

- En la esqueletización de la red no se incluyen todos los accesorios que forman parte de la red y que son las que provocan perdidas de carga menores como son (Codos, Tees, Yes, Reducciones).
- Los consumos se ven afectados por clientes que no disponen de medidor, de medidores dañados, no están bien identificados, errores en las lecturas, clandestinas, usos no determinados (bomberos, públicos, aseo parques).
- Errores en las cotas de los puntos de medida.
- Las mediciones no son realizadas de manera simultánea.
- Número de mediciones muy reducido.
- No se conoce la distribución exacta de consumos y caudales inyectados a la red.

Para el presente trabajo la simulación se realizará para un período de 24 horas, en una primera instancia definiremos el rendimiento de la red, que nos dará una clara idea de la cantidad de agua que no se contabiliza y posteriormente se determinará el factor de demanda.

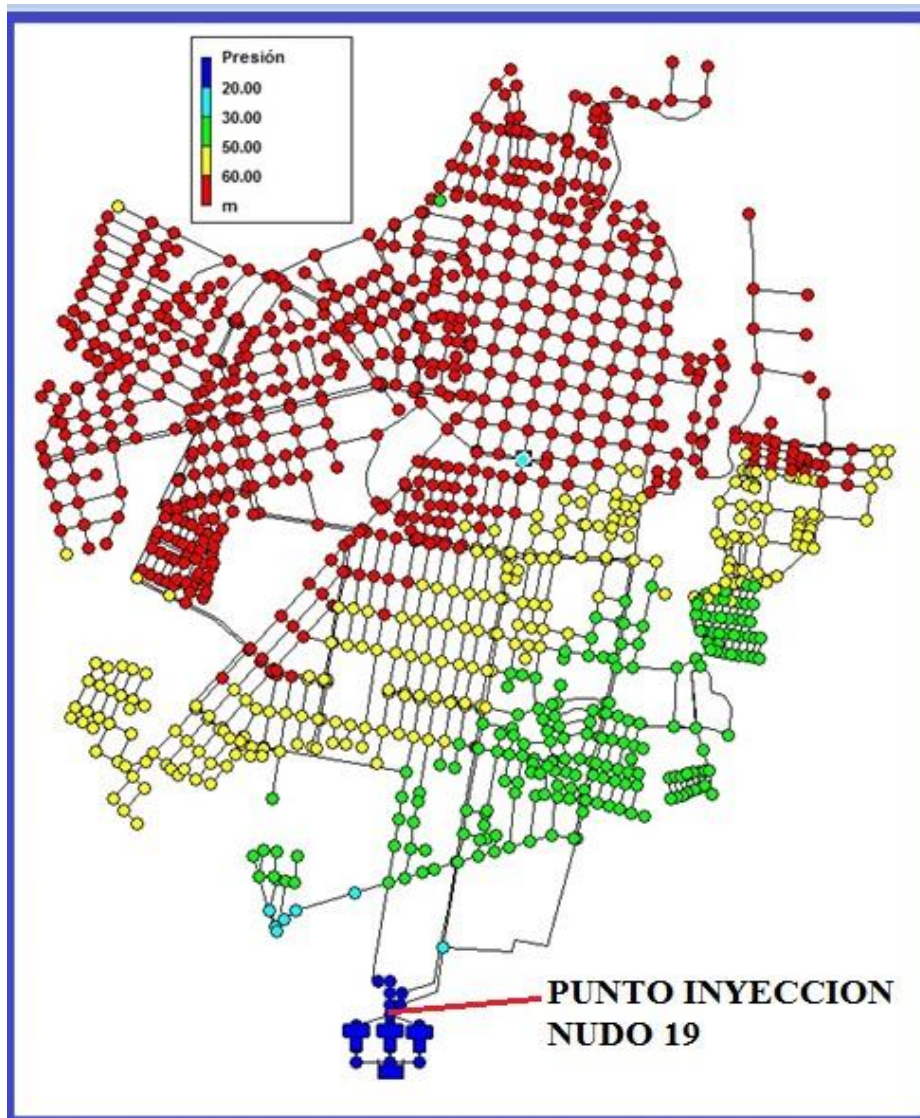


Figura 46 Distribución de las presiones en la red.

Luego de realizar la simulación en EPANET, se obtiene las primeras gráficas que nos indican como se distribuye la presión en la red del sistema 4 (figura46).

En la Figura 47 se puede ver la curva del caudal del modelo y la curva del caudal inyectado medido, la diferencia entre las dos curvas significa un valor que se pierde o no se factura que denominamos fugas en la red.

En este proceso de calibración debemos ajustar el valor del caudal medido en el nudo 19, valor conocido en nuestro modelo (figura 46).

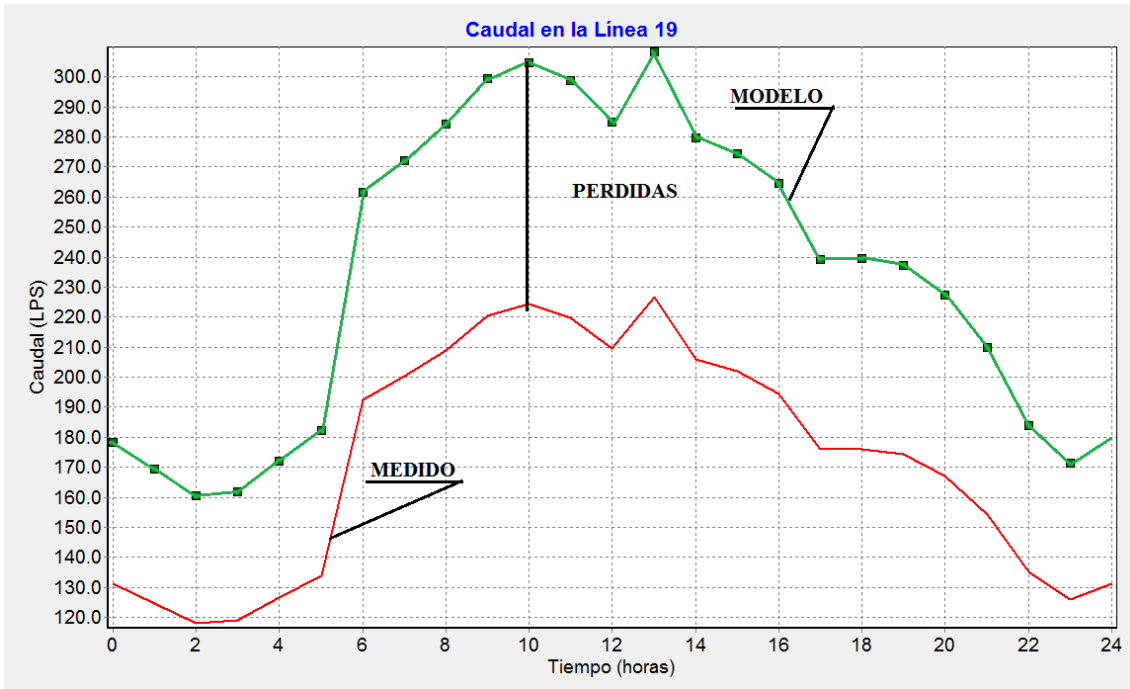


Figura 47 Caudal inyectado vs caudal del modelo en la primera simulación.

Esta diferencia de caudales medidos y del modelo nos indica que la red no tiene un rendimiento del 100% que sería lo ideal, para ello deberemos determinar dicho rendimiento.

8.2 Determinación del rendimiento de la red y factor de demanda

Procedemos a realizar el cálculo del índice de rendimiento de la red y el valor del factor de demanda y determinar el respectivo valor del agua que no se contabiliza, de acuerdo a lo establecido en el punto (7.5-modelación de las fugas).

Para el cálculo del IRR y las fugas se procedemos de la siguiente manera:

- Con el valor de los caudales inyectados en el nudo 19, determinamos el caudal promedio en las 24 horas (236.07 l/s).
- Del modelo de EPANET obtenemos la evolución los caudales en el nudo 19 y obtenemos el valor promedio de los caudales en las 24h (173.65 l/s).
- Aplicamos la ecuación 5 para obtener el coeficiente de rendimiento $Cdr=0.736$.
- El índice de rendimiento de la red será de acuerdo a la ecuación 7 y se obtiene un valor de 73.56%.
- Y finalmente obtenemos el valor de las fugas aplicando la ecuación 8 un valor de 26.44%.

Los resultados del valor de agua fugada o no facturada se presentan en el cuadro 16.

CAUDAL MEDIDO NUDO 19		CAUDAL MODELO		AGUA NO FACTURADA	
HORA	CAUDAL		Caudal		
medido	LPS	modelo	LPS	LPS	m3
00:00	178.3	00:00	131.16	47.14	169.70
01:00	169.4	01:00	124.61	44.79	161.24
02:00	160.5	02:00	118.06	42.44	152.78
03:00	162.0	03:00	119.17	42.83	154.19
04:00	172.1	04:00	126.60	45.50	163.80
05:00	182.2	05:00	134.02	48.18	173.45
06:00	261.7	06:00	192.50	69.20	249.12
07:00	272.2	07:00	200.23	71.97	259.09
08:00	284.2	08:00	209.06	75.14	270.50
09:00	299.5	09:00	220.31	79.19	285.08
10:00	304.8	10:00	224.21	80.59	290.12
11:00	298.7	11:00	219.72	78.98	284.33
12:00	284.9	12:00	209.57	75.33	271.19
13:00	308.3	13:00	226.78	81.52	293.47
14:00	279.8	14:00	205.82	73.98	266.33
15:00	274.4	15:00	201.85	72.55	261.18
16:00	264.4	16:00	194.49	69.91	251.68
17:00	239.2	17:00	175.95	63.25	227.70
18:00	239.4	18:00	176.10	63.30	227.88
19:00	237.2	19:00	174.48	62.72	225.79
20:00	227.3	20:00	167.20	60.10	216.36
21:00	209.9	21:00	154.40	55.50	199.80
22:00	183.8	22:00	135.20	48.60	174.96
23:00	171.4	23:00	126.08	45.32	163.15

Cuadro 16 Valor de las fugas o agua no facturada.

8.3 Análisis de resultados iniciales

El valor correspondiente al agua FUGADA o que no se FACTURA es del orden del **26.44%** del total que se inyecta a la red, este valor afecta a la economía de la empresa en gastos en materiales para reposición de las fugas (ver cuadro 16).

Se puede analizar que luego de la simulación inicial se obtiene un valor de agua que se pierde en la red la misma que hay que desagregar en varios usos que se dan y también incluir los errores en la medición y los valores de las fugas en la red.

En el presente caso no se realizará la desagregación del agua que no se contabiliza o que se fuga en la red, debido a no tener información que nos permita realizar un balance hídrico de la red.

Con el valor correspondiente al coeficiente rendimiento de la red $Cdr = 0.736$, determinamos en valor del factor de demanda con la ecuación 6, dando un valor de 1.359. Este valor se lo asigna en el modelo de EPANET (*Datos/Opciones/Hidráulica/Factor de Demanda*) y se realiza la simulación, obteniendo la figura 48.

“---Factor de Demanda Factor global aplicable a todas las demandas en los nudos, con el fin de aumentar o disminuir el consumo total de la red. P. ej. Un factor 2,0 duplicaría todas las demandas, un factor 0,5 las dividiría por la mitad, y un factor 1,0 las dejaría igual—“-[4] (Manual EPANET).

Aplicando el Factor de Demanda, se realiza la simulación, dando como resultado un IRR = 100% lo cual se puede ver que el valor es igual al valor medido ver (cuadro 17).

CAUDAL MEDIDO NUDO 19		CAUDAL MODELO		AGUA NO FACTURADA	
HORA	CAUDAL		Caudal		
medido	LPS	modelo	LPS	LPS	m3
00:00	178.3	00:00	178.3	0.00	0
01:00	169.4	01:00	169.4	0.00	0
02:00	160.5	02:00	160.5	0.00	0
03:00	162.0	03:00	162	0.00	0
04:00	172.1	04:00	172.1	0.00	0
05:00	182.2	05:00	182.2	0.00	0
06:00	261.7	06:00	261.7	0.00	0
07:00	272.2	07:00	272.2	0.00	0
08:00	284.2	08:00	284.2	0.00	0
09:00	299.5	09:00	299.5	0.00	0
10:00	304.8	10:00	304.8	0.00	0
11:00	298.7	11:00	298.7	0.00	0
12:00	284.9	12:00	284.9	0.00	0
13:00	308.3	13:00	308.3	0.00	0
14:00	279.8	14:00	279.8	0.00	0
15:00	274.4	15:00	274.4	0.00	0
16:00	264.4	16:00	264.4	0.00	0
17:00	239.2	17:00	239.2	0.00	0
18:00	239.4	18:00	239.4	0.00	0
19:00	237.2	19:00	237.2	0.00	0
20:00	227.3	20:00	227.3	0.00	0
21:00	209.9	21:00	209.9	0.00	0
22:00	183.8	22:00	183.8	0.00	0
23:00	171.4	23:00	171.4	0.00	0

Cuadro 17 Valores del caudal medido igual caudal del modelo con factor de demanda.

y en la (figura 48) se puede observar que las dos curvas son coincidentes y el valor no medido de agua se reduce a cero.

Analizando la figura 48, podemos concluir que al determinar el factor de demanda las curvas de caudal inyectado y caudal medido convergen satisfactoriamente, si se realiza el cálculo del nuevo IRR se obtiene 100% aplicando lo indicado en (7.5-modelación de las fugas).

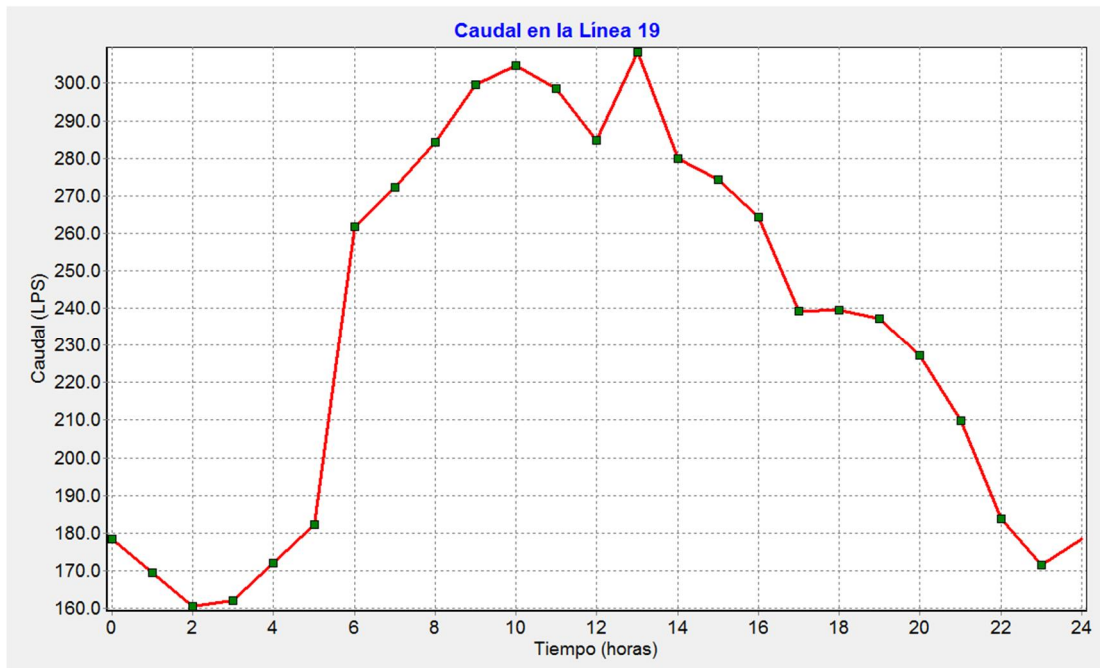


Figura 48 Caudal inyectado vs caudal del modelo con factor de demanda.

Graficando la distribución de presiones en los nudos de la red (figura 49) obtenido en EPANET se puede apreciar que las distribuciones de las presiones en la red sobrepasan los 72.5 m en el 95% de los nudos a la hora 0.

Que el 10% de los nudos están por debajo una presión de 40 m, esto significa que la red en el 85% de los nudos trabaja con presiones superiores a los 40 m las 24 horas del día.

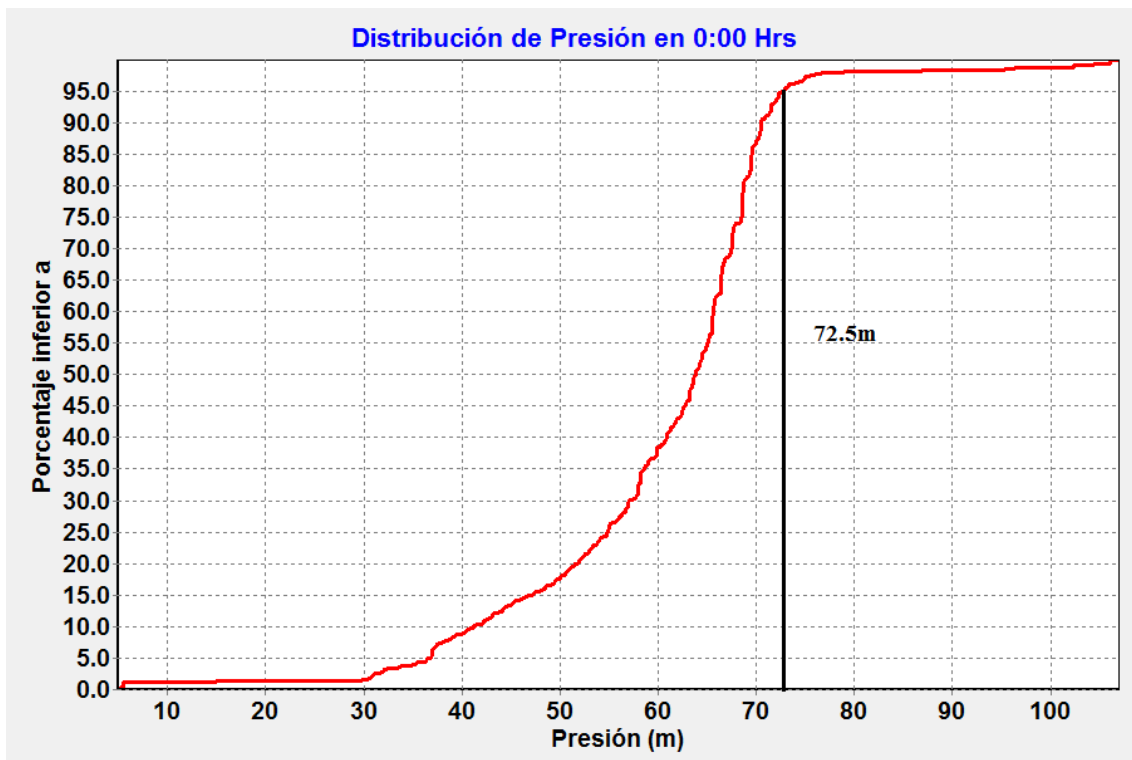


Figura 49 Distribución de la presión.

Se realizó el análisis en diferentes horas de consumo y se determinó que el 95% de los nudos tiene una presión de 71 m a las 02 horas y corresponde al momento de menor consumo y a las 13 horas que es el de máximo consumo se tiene que el 95% de los nudos está en 60 m de presión.

Se puede concluir que al aplicar el factor de demanda en el EPANET, las presiones en los nudos no sufren cambios, esto quiere decir que solo servirá para determinar el IRR y las fugas.

En esta primera etapa de la modelación nos permite orientarnos hacia donde encaminar nuestros esfuerzos por mejorar el rendimiento de la red del sistema 4.

El trabajo consistirá en el control de la presión que nos permita disminuir de manera considerable las fugas dependientes de la presión en la red.

A continuación se describe como simula EPANET las fugas.

“---Exponente de los Emisores Exponente al cual se elevará la presión, para calcular el caudal saliente por los emisores. El exponente recomendado en los manuales para toberas y rociadores es de 0,5. En el caso de representar una fuga puede ser distinto. Tener asociado un emisor (o hidrante), cuyo caudal de salida depende de la presión---”
(Manual de EPANET).

--“Los emisores son dispositivos asociados a los nudos de caudal que permiten simular el flujo de salida a través de una tobera u orificio descargando a la atmósfera. El caudal de salida por un emisor varía en función de la presión disponible en el nudo, conforme a la ecuación:

$$q = C e * p^n$$

donde q = caudal, p = presión, C = coeficiente de descarga, y n = exponente de la presión.

Cuando se especifica un emisor y una demanda normal en un nudo, el valor que presenta EPANET en los resultados de salida incluye a ambos, la demanda normal y el caudal que atraviesa el emisor. **en este caso el coeficiente de descarga y el exponente de la presión en la fuga deben estimarse.**

En nuestro caso el exponente asumimos en 0.5

8.4 Determinación del coeficiente emisor

En este caso se trata de una red en funcionamiento, en que existen frecuentes daños accidentales, provocados o por defectos de la red, que no han sido detectados y se producen de manera imprevista.

En la figura 50 podemos apreciar el efecto de las presiones excesivas en la red, el pasar de los años hace que las uniones de las tuberías fallen por fatiga hasta producir la fuga. el objetivo es reducir el volumen que no se factura o que se pierde por efecto de las fugas en la red por efecto de la presiones altas.



Figura 50 Daño en la Av Atahualpa provocado por las raíces de los árboles.

La regulación del sistema consistirá en lograr un estado de presiones en cada instante de tiempo, que deba satisfacer la demanda en cada acometida y que corresponda a un nivel mínimo de presión de acuerdo a la normativa (en este caso será una presión mínima de 20mca).

Por lo que se trata de determinar el Coeficiente emisor que haga que el volumen perdido a través de las fugas se reduzca al máximo.

Disponemos del caudal inyectado a la red y que es el caudal medido en el nudo 19, que corresponde en el modelo el lugar en el que se halla instalado el macromedidor de la planta de tratamiento de Caranqui (ver figura 51).

Procedemos a determinar la presión en los nudos de la red con la demanda base a la hora 00:00 (figura 52), valores que son el resultado del modelo que nos indica la distribución espacial y temporal de la presión.

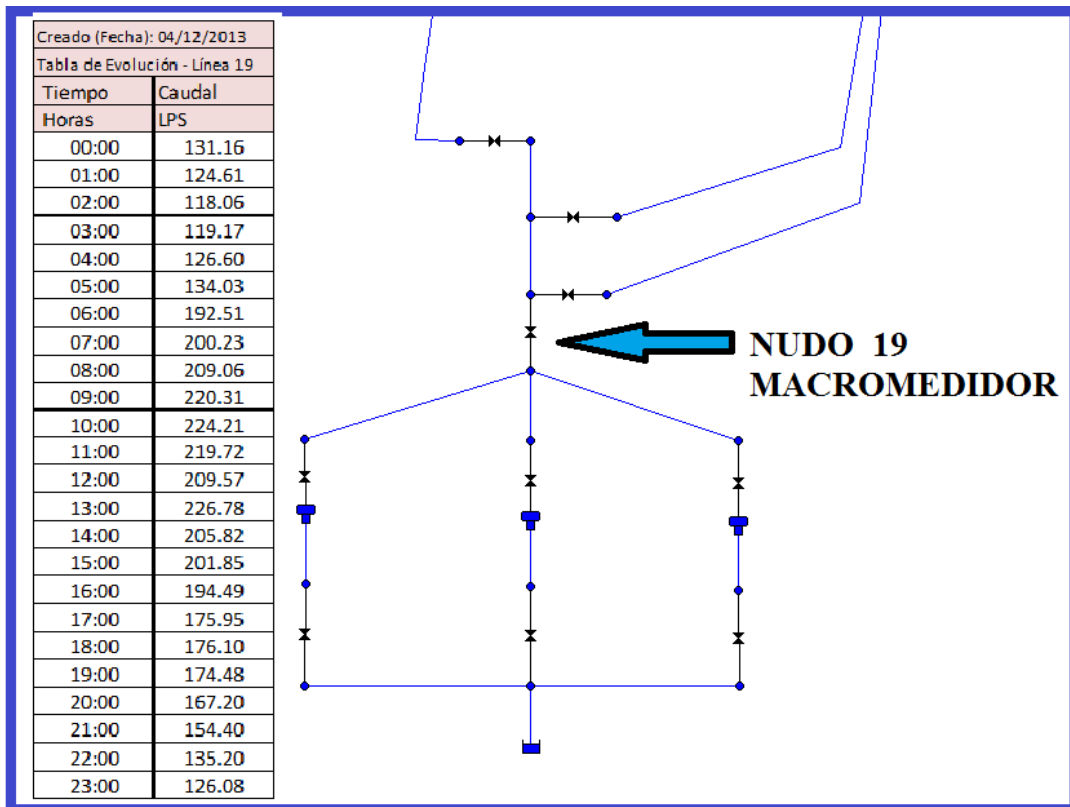


Figura 51 Nudo 19 en el modelo punto de medición del caudal.

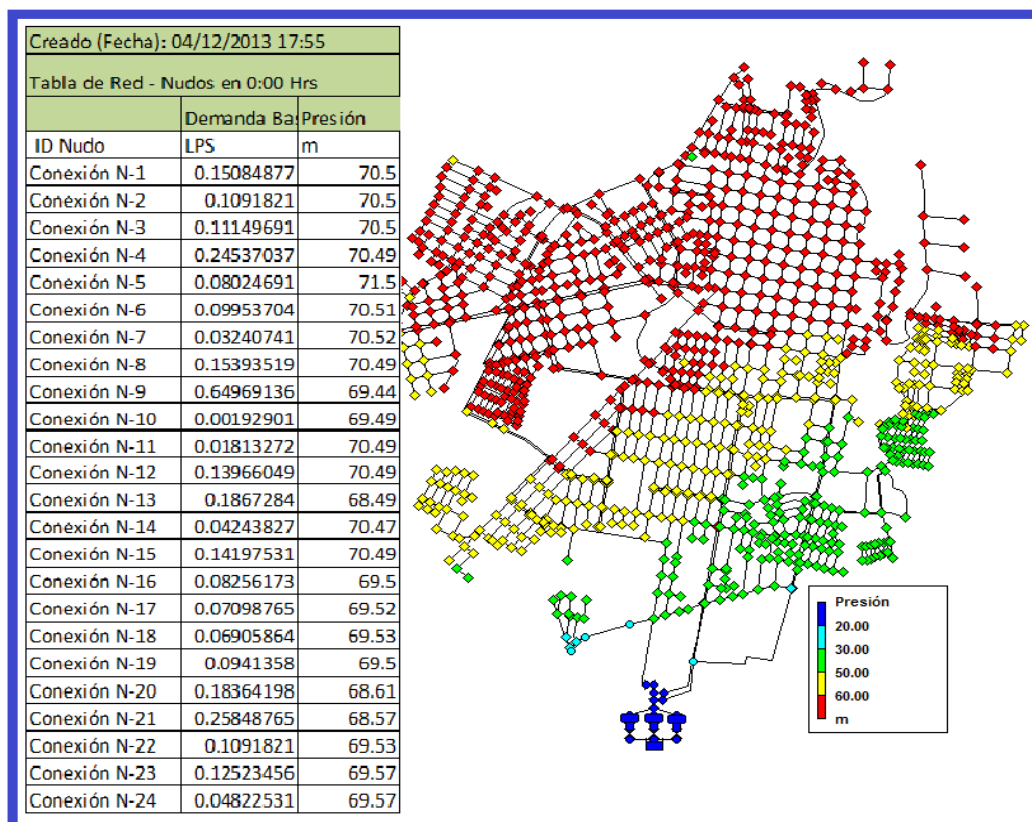


Figura 52 Presión en los nudos de toda la red del sistema 4.

8.5 Proceso de cálculo

1. En este caso determinamos la presión media de todos los nudos dando un valor de 60.83 (m) y la demanda base que es la suma de todas las demanda en los nudos con un valor de 173.65 (l/s) (cuadro 18).
2. Se realiza el cálculo del caudal medio inyectado que resulta ser 236.067 l/s (cuadro 18), este caudal corresponde al medido en el macromedidor (figura 53).
3. Se determina la evolución del caudal en la línea 9 (que corresponde al punto de medición de caudales) en este caso caudales del modelo (figura 51) resultando el caudal medio del modelo en el nudo 19 de 173.649 l/s (cuadro18).
4. Procedemos al primer cálculo del coeficiente emisor mediante la ecuación 27, con los valores promedios calculados anteriormente y el número de nudos totales, que en esta caso son 1139, se obtiene un valor del $Ce.=0.007023$.
5. Con este valor obtenido ingresamos en EPANET y a todos los nudos asignamos el coeficiente emisor y se procede a simular y ver el resultado que se obtiene.
6. A continuación se determina el nudo que más se acerque al valor promedio de la presión determinada en el numeral 1 de este apartado, para ello debemos buscar un nudo de la red que nos represente a la presión media obtenida de todos los nudos, llegando a ser este nudo el crítico, en nuestro caso es el 731(figura 54).
7. En el nudo critico determinado en el punto 5 procedemos a determinar la evolución temporal de la presión (cuadro 20).
8. Con estos valores de la presión y el coeficiente emisor se procede al cálculo del agua fugada en el sistema aplicando la ecuación 4.
9. Se realiza el cálculo de la nueva demanda de la red aplicando la ecuación 21
10. Con este valor calculado procedemos a realizar el cálculo la nueva curva de modulación para el sistema ver cuadro 20.
11. Con el valor del coeficiente emisor calculado y la nueva curva de modulación o patrón de demanda, realizamos la simulación y se obtiene los resultados que se pueden ver en el cuadro 21 y la figura 57.



Figura 53 macromedidor instalado a la salida de la Planta de Caranqui.

MODELO EPANET			MODELO EPANET		MACROMEDIDOR	
Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55			Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55		NUDO 19	
Tabla de Red - Nudos en 0:00 Hrs			Tabla de Evolución - Línea		CAUDAL MEDIDO	
ID Nudo	Demanda Ba: LPS	Presión m	Tiempo Horas	Caudal LPS	Tiempo HORA	CAUDAL l/s
Conexión N-1	0.15085	70.50	00:00	131.160	00:00	178.300
Conexión N-2	0.10918	70.50	01:00	124.610	01:00	169.400
Conexión N-3	0.11150	70.50	02:00	118.060	02:00	160.500
Conexión N-4	0.24537	70.49	03:00	119.170	03:00	162.000
Conexión N-5	0.08025	71.50	04:00	126.600	04:00	172.100
Conexión N-6	0.09954	70.51	05:00	134.030	05:00	182.200
Conexión N-7	0.03241	70.52	06:00	192.510	06:00	261.700
Conexión N-8	0.15394	70.49	07:00	200.230	07:00	272.200
Conexión N-9	0.64969	69.44	08:00	209.060	08:00	284.200
Conexión N-10	0.00193	69.49	09:00	220.310	09:00	299.500
Conexión N-11	0.01813	70.49	10:00	224.210	10:00	304.800
Conexión N-12	0.13966	70.49	11:00	219.720	11:00	298.700
Conexión N-13	0.18673	68.49	12:00	209.570	12:00	284.900
Conexión N-14	0.04244	70.47	13:00	226.780	13:00	308.300
Conexión N-15	0.14198	70.49	14:00	205.820	14:00	279.800
Conexión N-16	0.08256	69.50	15:00	201.850	15:00	274.400
Conexión N-17	0.07099	69.52	16:00	194.490	16:00	264.400
Conexión N-18	0.06906	69.53	17:00	175.950	17:00	239.200
Conexión N-19	0.09414	69.50	18:00	176.100	18:00	239.400
Conexión N-20	0.18364	68.61	19:00	174.480	19:00	237.200
Conexión N-21	0.25849	68.57	20:00	167.200	20:00	227.300
Conexión N-22	0.10918	69.53	21:00	154.400	21:00	209.900
Conexión N-23	0.12523	69.57	22:00	135.200	22:00	183.800
Conexión N-24	0.04823	69.57	23:00	126.080	23:00	171.400
Conexión N-25	0.27276	69.49	Promedio =	173.650	Promedio=	236.067

Cuadro 18 Valores de la presión en los nudos y caudales medidos y del modelo.

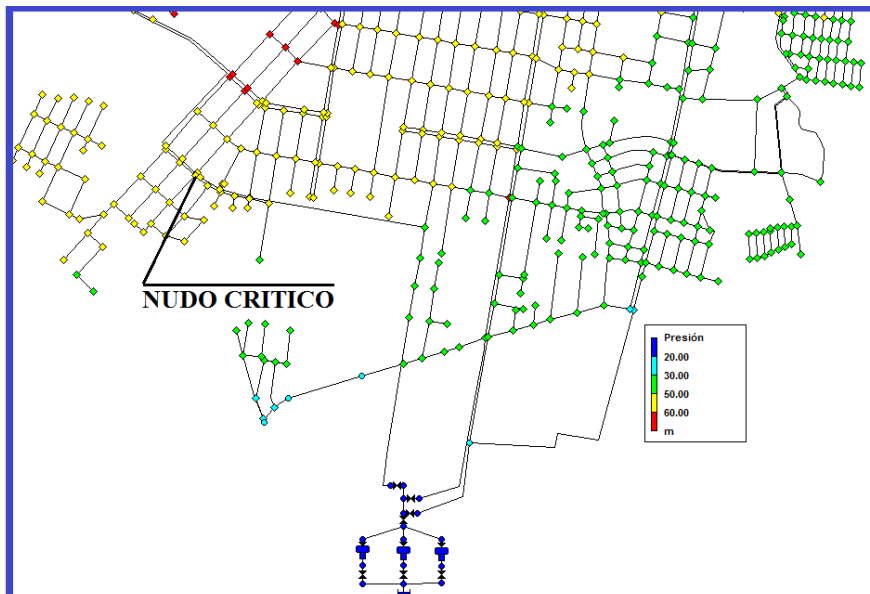


Figura 54 Ubicación del nudo crítico.

Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55			Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55		
Tabla de Evolución - Línea 19			Tabla de Evolución - Línea 19		
Tiempo	Caudal	0.0070266	Tiempo	Caudal	0.007362
Horas	LPS	Qiny -Qr	Horas	LPS	Qiny -Qr
00:00	178.39	0.09	00:00	194.87	16.57
01:00	170.13	0.73	01:00	188.47	19.07
02:00	161.85	1.35	02:00	182.04	21.54
03:00	163.19	1.19	03:00	183.14	21.14
04:00	172.7	0.6	04:00	190.37	18.27
05:00	182.03	-0.17	05:00	197.6	15.40
06:00	254.21	-7.49	06:00	254.32	-7.38
07:00	263.41	-8.79	07:00	261.72	-10.48
08:00	273.87	-10.33	08:00	270.2	-14.00
09:00	287.06	-12.44	09:00	281.04	-18.46
10:00	291.55	-13.25	10:00	284.75	-20.05
11:00	286.39	-12.31	11:00	280.47	-18.23
12:00	274.48	-10.42	12:00	270.67	-14.23
13:00	294.53	-13.77	13:00	287.26	-21.04
14:00	270.05	-9.75	14:00	267.05	-12.75
15:00	265.36	-9.04	15:00	263.28	-11.12
16:00	256.55	-7.85	16:00	256.16	-8.24
17:00	234.15	-5.05	17:00	238.29	-0.91
18:00	234.29	-5.11	18:00	238.41	-0.99
19:00	232.34	-4.86	19:00	236.88	-0.32
20:00	223.38	-3.92	20:00	229.8	2.50
21:00	207.59	-2.31	21:00	217.44	7.54
22:00	183.51	-0.29	22:00	198.76	14.96
23:00	172	0.6	23:00	189.84	18.44
modelo Qm	230.54208	-132.59	modelo Qm	235.95125	
medido Qm	236.06667	97.659736	medido Qm	236.066667	99.95111
	% error	2.340264		% error	0.048892

Cuadro 19 Resultado de las iteraciones para obtener el coeficiente emisor.

Luego de varias iteraciones de cálculo (cuadro 19) se obtiene el valor del coeficiente emisor final que corresponde a un valor de 0.007362.

Una manera de ver hasta qué punto debemos realizar las iteraciones es comparar el valor del caudal medio medido y el caudal medio resultado de la simulación.

Para este caso se tiene que el caudal medio medido en el nudo 19 es de 236.067 l/s y el valor del caudal medio resultado de la simulación del modelo es de 235.951 l/s, dando como resultado un error del 0.0488% (cuadro 19).

Al llegar a este punto procedemos al cálculo del caudal fugado con la ecuación 28 que está en relación con la presión en cada instante de tiempo del nudo crítico, luego se

procede con el cálculo del caudal demandado, que es la diferencia entre el inyectado y el caudal fugado.

Con estos nuevos valores del caudal demandado determinamos la nueva curva de modulación que será el nuevo patrón de demanda en EPANET.

Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55				
Tabla de Evolución - Nudo N-731				
Horas	Presión (m)	Qfugado	Qdemandado	Cm(t)
12:00:00 AM	58.62	64.201	114.942	0.6612
01:00:00 AM	59.06	64.442	105.931	0.6094
02:00:00 AM	59.47	64.665	96.943	0.5577
03:00:00 AM	59.41	64.632	98.388	0.5660
04:00:00 AM	58.92	64.365	108.726	0.6254
05:00:00 AM	58.41	64.086	118.926	0.6841
06:00:00 AM	53.52	61.345	199.961	1.1503
07:00:00 AM	52.76	60.908	210.621	1.2116
08:00:00 AM	51.86	60.386	222.872	1.2821
09:00:00 AM	50.65	59.677	238.523	1.3721
10:00:00 AM	50.23	59.429	243.915	1.4031
11:00:00 AM	50.72	59.719	237.717	1.3675
12:00:00 PM	51.80	60.351	223.590	1.2862
01:00:00 PM	49.94	59.258	247.514	1.4238
02:00:00 PM	52.19	60.578	218.386	1.2563
03:00:00 PM	52.59	60.809	212.901	1.2247
04:00:00 PM	53.33	61.236	202.661	1.1658
05:00:00 PM	55.06	62.221	177.002	1.0182
06:00:00 PM	55.05	62.215	177.162	1.0191
07:00:00 PM	55.19	62.295	174.951	1.0064
08:00:00 PM	55.83	62.655	164.831	0.9482
09:00:00 PM	56.88	63.241	147.150	0.8465
10:00:00 PM	58.33	64.042	120.548	0.6934
11:00:00 PM	58.96	64.387	107.970	0.6211
	54.95	62.131	173.839	1.0000
	Promedio	Promedio	Promedio	Σ

Cuadro 20 Resultados de caudal fugado, caudal demandado y curva de modulación.

Con el valor del coeficiente emisor determinado, asignamos a todos los nudos y realizamos la simulación, obteniéndose las curvas de caudales del modelo y medido en el nudo 19 (figura 55)

Como se puede observar en la figura 55 que los valores de los caudales se aproximan entre sí, esto quiere decir que el Coeficiente emisor hace que el error entre los valores medidos y los del modelo se reduzcan.

Si el error entre los valores medidos y observados en el modelo se reducen, sucederá igual con el valor de las fugas.

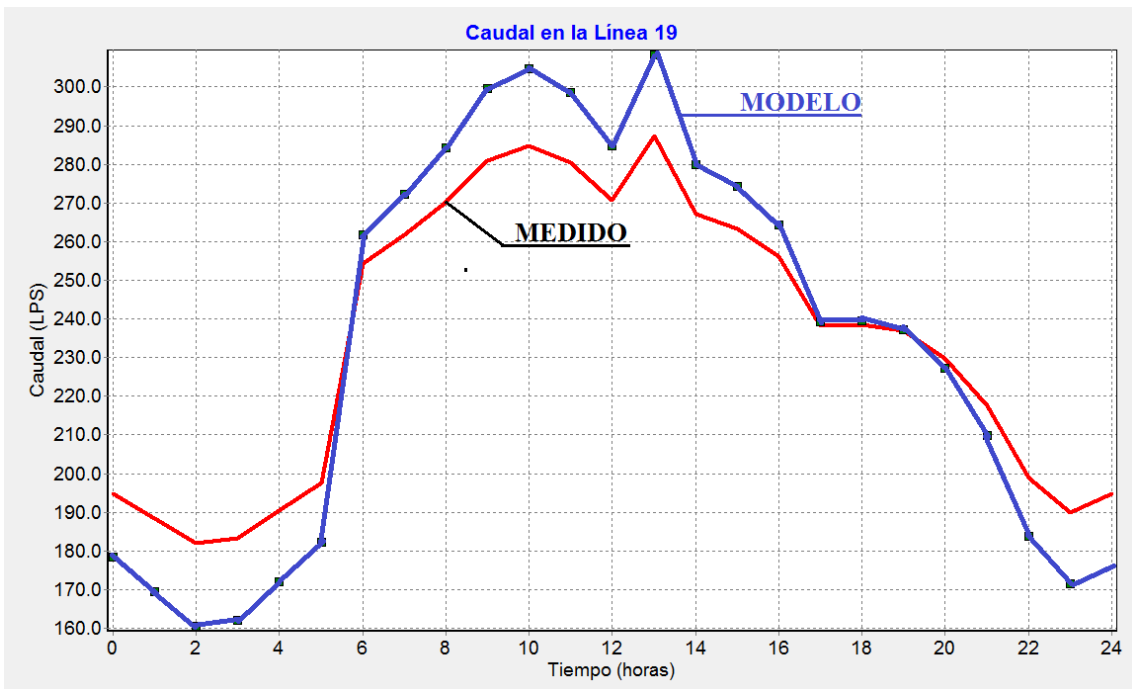


Figura 55 Curva que se ajusta de acuerdo al Ce inicialmente calculado



Figura 56 Curva de modulación nueva.

El siguiente paso es ingresar los nuevos valores de la curva de modulación (figura56) y el coeficiente emisor calculado en EPANET, se realiza la simulación y se obtiene la curva de caudales como se muestra en la figura 56.

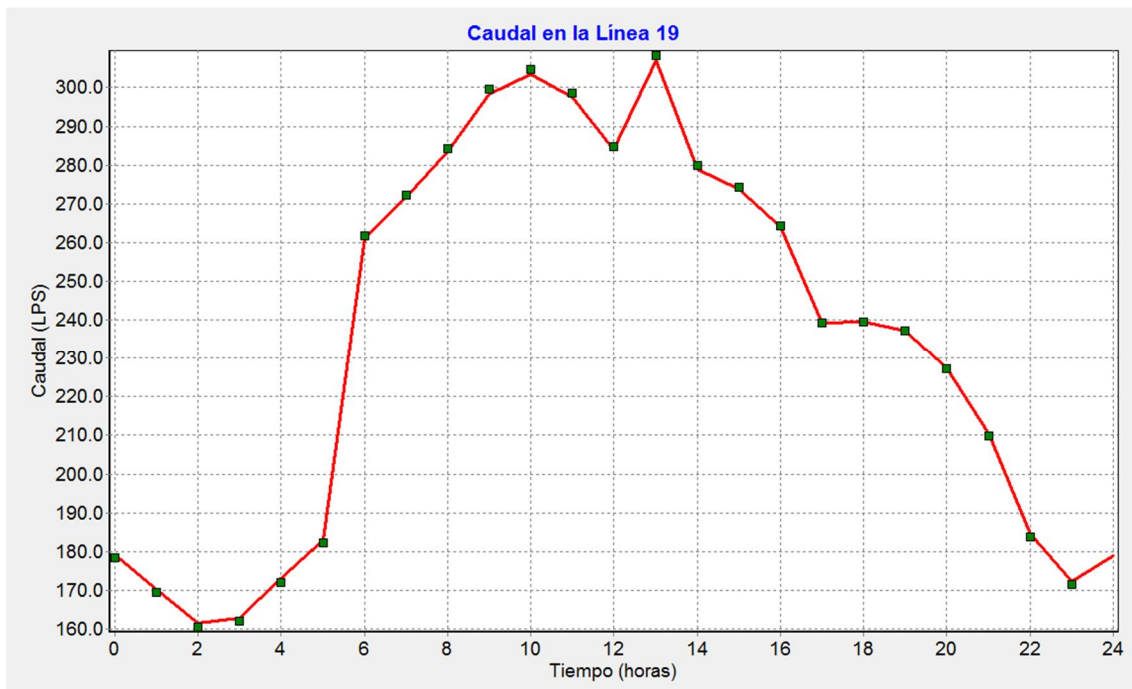


Figura 57 Caudal con el coeficiente emisor y curva de modulación calculados

Como se aprecia en la (figura 56) en lo referente al caudal inyectado y el caudal del modelo estos se ajustan lo máximo posible, es decir el error se ha reducido al máximo.

Con estos resultados podemos afirmar que el caudal fugado está en relación de la presión existente en la red.

En el cuadro 21 se presenta los valores del caudal medido y del modelo que resultan de la modelación con un coeficiente emisor igual a 0.007362.

En este caso se determinó el error entre el caudal medido y el caudal del modelo, es de 0.035%, valor que esta +10% y -10% y es muy aceptable (cuadro 21).

La curva de la figura 48 se determina con el factor de modulación y la curva de la figura 57 se determina con el coeficiente emisor calculado y la nueva curva de modulación dando una diferencia entre las dos curvas, valores que se pueden apreciar en el cuadro 21.

Creado (Fecha): 04/12/201		NUDO 19		con Ce y
Tabla Evolucion - Línea 19		CAUDAL MEDIDO		CM
Tiempo	Caudal	HORA	CAUDAL	Diferencia
Horas	LPS			Caudal (l/s)
00:00	179.08	0	178.30	-0.78
01:00	170.22	1	169.40	-0.82
02:00	161.47	2	160.50	-0.97
03:00	162.89	3	162.00	-0.89
04:00	172.97	4	172.10	-0.87
05:00	182.90	5	182.20	-0.70
06:00	261.38	6	261.70	0.32
07:00	271.62	7	272.20	0.58
08:00	283.39	8	284.20	0.81
09:00	298.36	9	299.50	1.14
10:00	303.53	10	304.80	1.27
11:00	297.59	11	298.70	1.11
12:00	284.05	12	284.90	0.85
13:00	306.98	13	308.30	1.32
14:00	279.02	14	279.80	0.78
15:00	273.80	15	274.40	0.60
16:00	263.97	16	264.40	0.43
17:00	239.19	17	239.20	0.01
18:00	239.41	18	239.40	-0.01
19:00	237.23	19	237.20	-0.03
20:00	227.49	20	227.30	-0.19
21:00	210.33	21	209.90	-0.43
22:00	184.43	22	183.80	-0.63
23:00	172.27	23	171.40	-0.87
Qmed=	235.98	Qmed=	236.07	
	236.07	99.96		
	%error =	0.04		
	Coef.emisor=	0.007362		

Cuadro 21 Calibración de caudales con coeficiente emisor curva de modelación.

En conclusión y de acuerdo a lo analizado anteriormente se da como aceptada la calibración de los caudales, quedando por calibrar las presiones en los puntos medidos de la red, que a continuación se detalla el trabajo realizado.

8.6 Calibración de presiones en la red

La calibración de las presiones consiste en variar los parámetros del modelo para que se ajusten los valores medidos a los obtenidos en el modelo hidráulico.

En nuestro caso variaremos el coeficiente de pérdidas, que significan las pérdidas menores de la red debido a codos, té, válvulas.

En la figura 58 se puede ver los puntos donde fueron medidas las presiones.

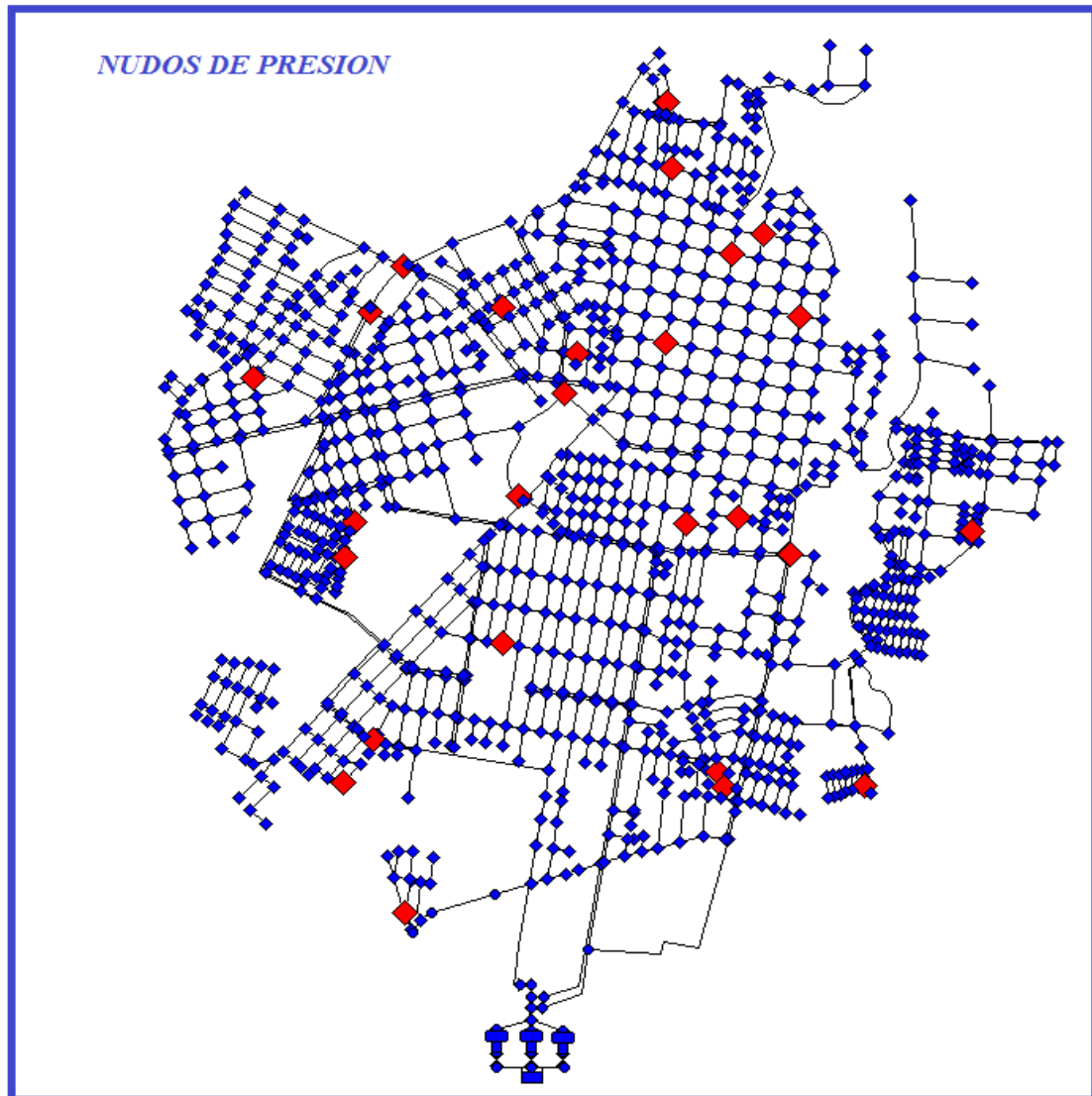


Figura 58 Puntos de medición de las presiones

Se realizaron 27 mediciones de presión en varios puntos de la red de la zona del sistema 4, logrando abarcar todas las zonas del sector centro de la ciudad.

provoca la caída de presión, y se puede ver claramente esa variación de la presión a lo largo del día.

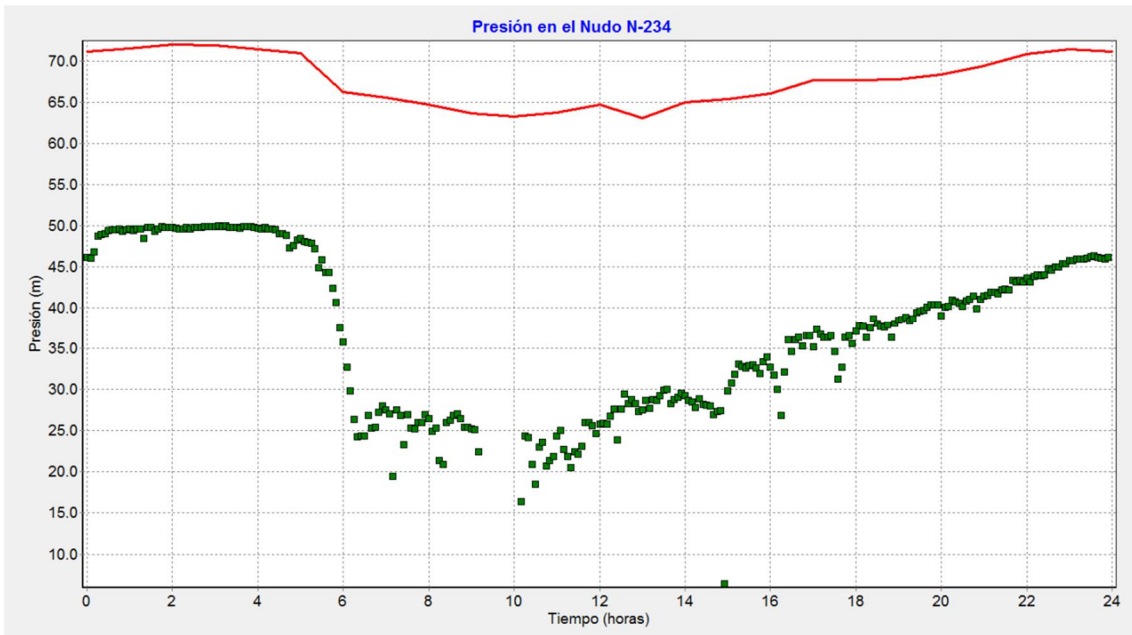


Figura 60 Variación de la presión en la acometida domiciliaria.

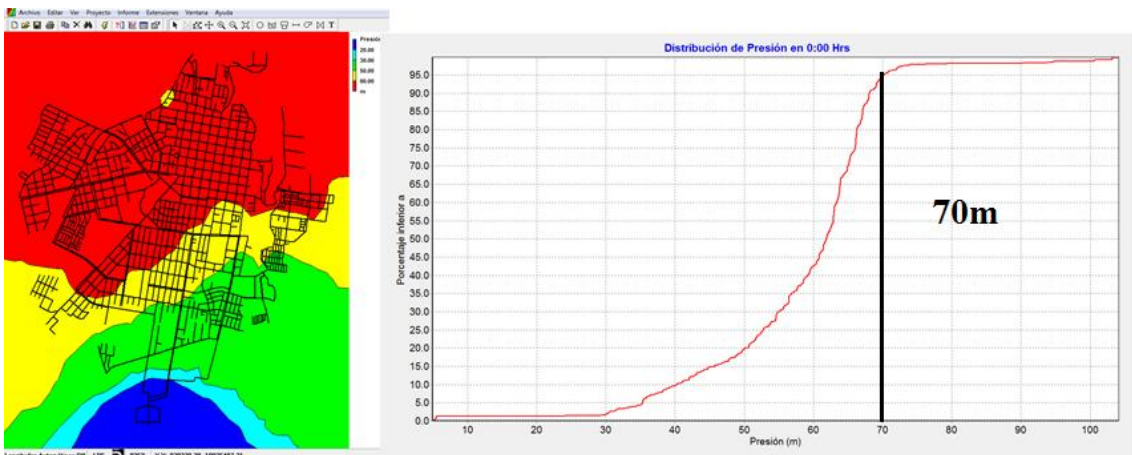


Figura 61 Variación espacial y temporal de la presión en la red.

Se puede ver la distribución espacial de las presiones iniciales antes de realizar la calibración del modelo y la variación temporal de la presión en los nudos (figura 61).

Estas gráficas nos indican que, el 95% de la red está a una presión de 70m y analizando la curva se desprende que solo el 10 % trabaja a una presión de 40m, quedando que el 85% de la red trabaja a presiones superiores a 40m.

En la distribución espacial se puede apreciar que las presiones son similares a las curvas de nivel del terreno, teniendo las presiones más altas la parte norte de la ciudad.

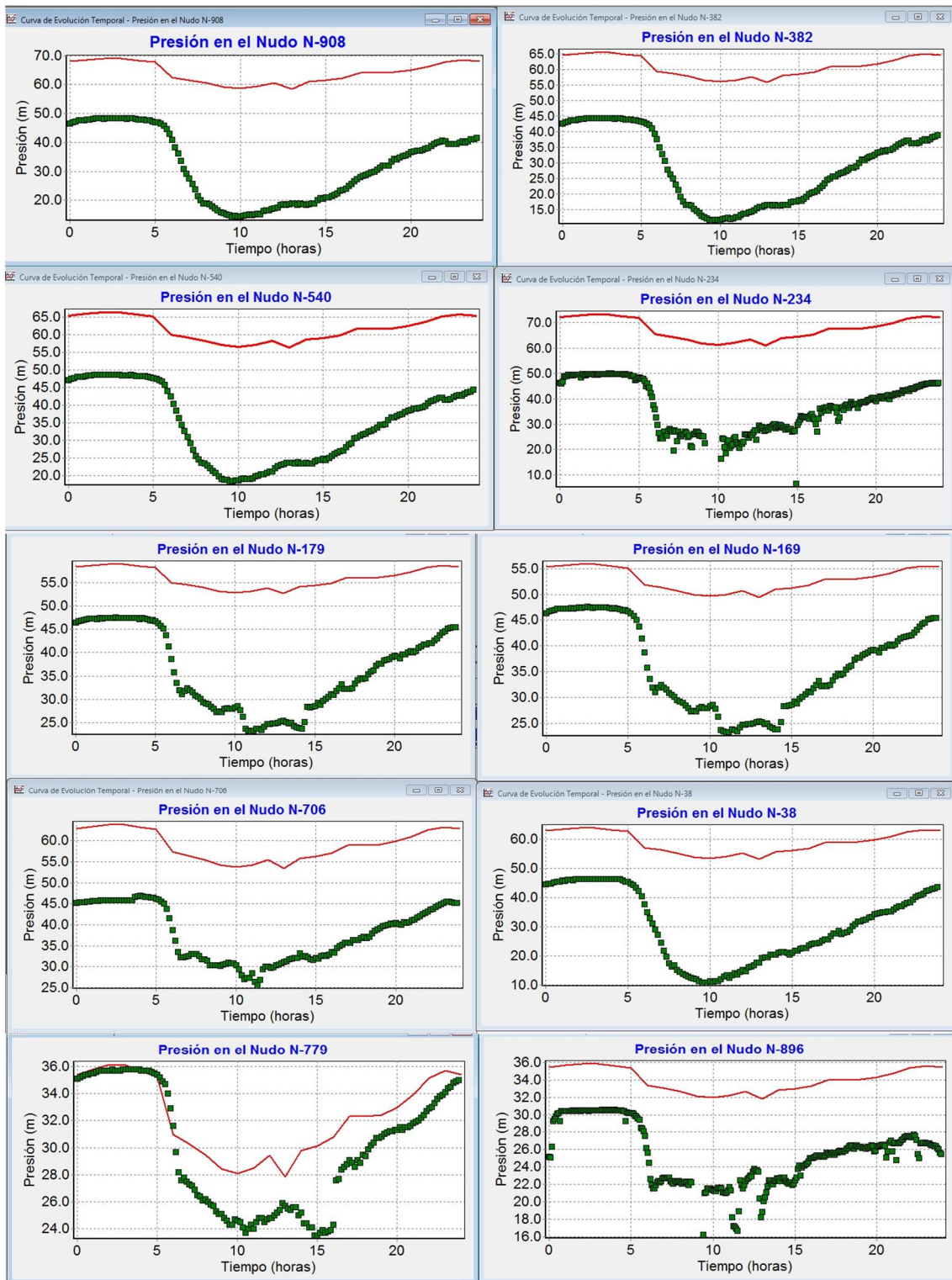


Figura 62 Presiones iniciales antes de la calibración del modelo en varios nudos.

Se puede apreciar la diferencia de presiones entre lo medido y el resultado del modelo, en este caso deberemos buscar la manera de reducir esta diferencia afectando al coeficiente de pérdida.

Los accesorios instalados en la red del sistema generan turbulencia debido a la variación de diámetros, válvulas semiabiertas, codos, térs cualquier otro accesorio que este en el paso del agua.

En el modelo que se está analizando es necesario incluir estas pérdidas menores, para lograr reproducir lo más exacto posible el funcionamiento real.

Como se conoce, las pérdidas menores se obtiene calculando el valor del coeficiente de pérdidas por la energía cinética.

El método utilizado es el de prueba y error hasta que en la simulación nos indique el mensaje que existen presiones negativas, en ese caso se disminuye el valor ingresado hasta que la simulación nos indique, mensaje con éxito.

Procedemos a realizar la variación del coeficiente de pérdidas hasta obtener lo más próximo los valores de las presiones medidas con las del modelo obteniendo los siguientes resultados que se muestran en los cuadros siguientes.

8.7 Resultados de la calibración

Se llegó a determinar el valor del coeficiente de presiones en 22, esto quiere decir que si deseamos que los valores de la presión en los nudos medidos se ajusten lo más posible, habrá que generar las perdidas necesarias para minimizar el valor entre lo observado y lo medido.

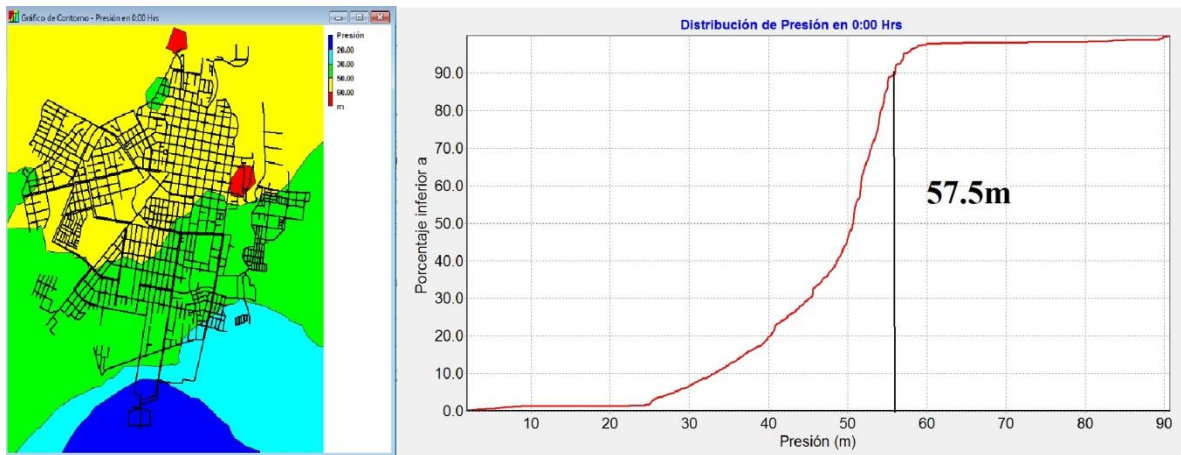


Figura 64

Figura 63 Variación espacial y temporal de la presión de la red del sistema 4.

La figura 63 nos indica el porcentaje de los nudos que tienen una determinada presión en una hora determinada, en este caso nos referiremos al 95% tienen una presión inferior a 57.5m.

En la figura 65 se puede apreciar los valores de la presión en los nudos lo más ajustados posibles, en valor del coeficiente superior a 22, hace que se produzca presiones negativas, esto indica que en algunos puntos de la red se queda sin agua.

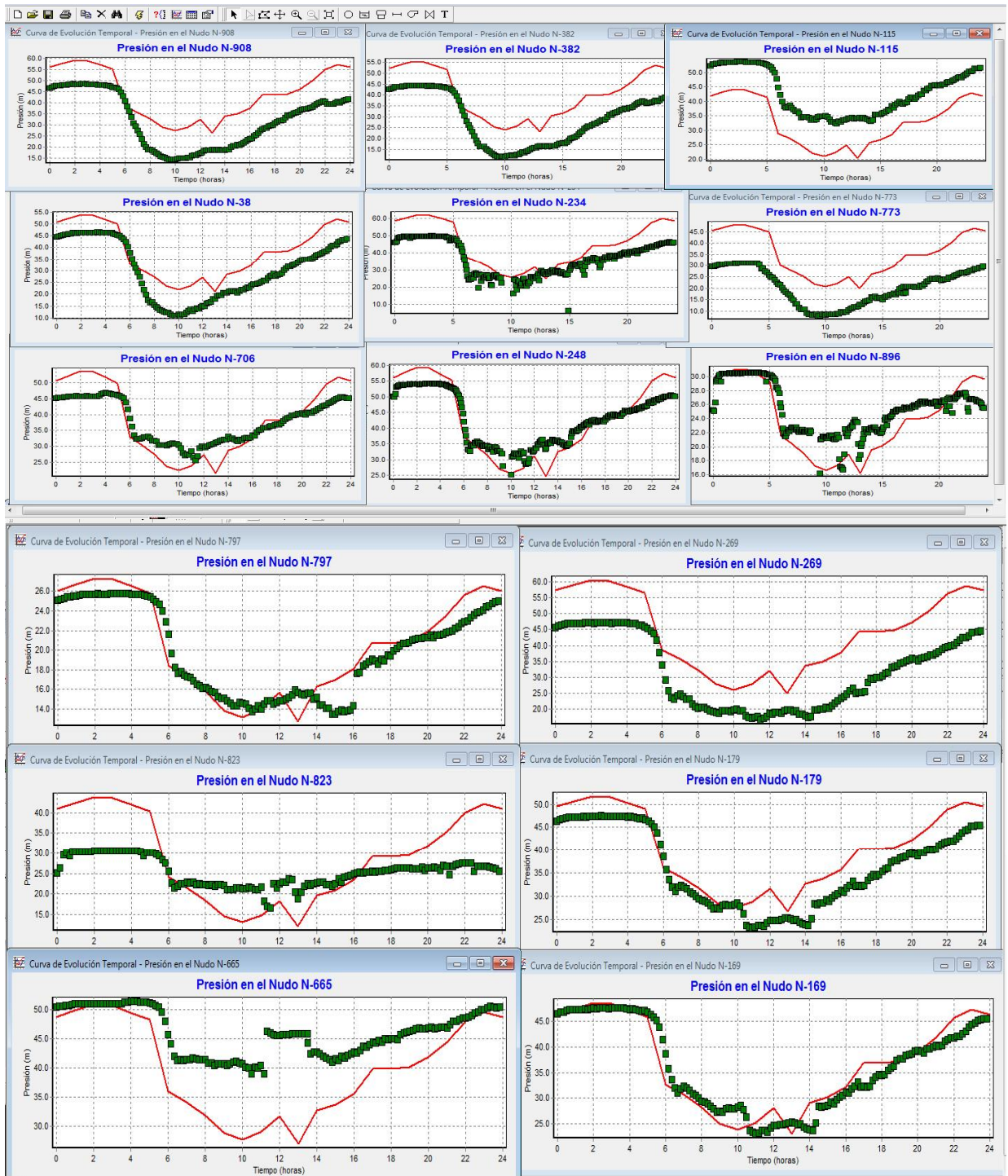


Figura 64 Calibración de presiones en los nudos medidos

Luego de realizar estos análisis de la red, procedemos a realizar las propuestas de mejoramiento de la misma, que consistirá en el control de presiones con sectorización e instalación de válvulas de regulación.

9 PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL RENDIMIENTO DE LA RED

9.1 Sectorización de la red

En la operación y control de un sistema de distribución de agua potable es necesario minimizar el impacto propio que tienen las tareas de operación y mantenimiento sobre la continuidad y calidad del servicio y garantizar unas presiones de servicio casi uniformes en función de la topografía de cada ciudad (CONAGUA 2007).

Cuando se tiene un bajo control del sistema operativo de la red, es posible que en las tareas como arreglar las fugas, realizar ampliaciones se tenga que dejar sin servicio a un porcentaje alto del total de los clientes incluso en ocasiones a todos los clientes. El control de la operación se logra cuando el área y el número de clientes afectados sea el mínimo y el tiempo de reparación o ampliación sea lo más rápido posible para restituir el servicio.

Ante esto se puede decir que la sectorización, además de ser una herramienta de control de la red o de la infraestructura del sistema de agua potable, que nos ayuda a la optimización de la operación del sistema, es una estrategia de formulación de acciones a seguir para lograr el seguimiento y control de las pérdidas a nivel de sectores hidráulicos.

Tomar el control total de red de agua potable a través de la materialización de la sectorización, exige realizar obras de infraestructura en que su ejecución inciden temporalmente en la calidad del servicio hasta completar la sectorización que es a largo plazo.

Sectorización es la división de la red de distribución de agua potable en distritos (o sectores) hidrométricos definidos a partir de la red primaria, los cuales pueden aislarse hidráulicamente del resto de la red con válvulas de seccionamiento.

La sectorización incluye la instalación de medidores de flujo en la entrada de cada sector y también la identificación de los micromedidores comprendidos en el sector para calcular la cantidad de agua medida como consumo.

La sectorización se utiliza, entre otras cosas, para precisar un diagnóstico, detectar fugas, facilitar su eliminación y optimizar el control de pérdidas de agua.

Es conveniente señalar que los sectores hidrométricos que se establecen, no deben quedar desvinculados del resto de la red ni física ni hidráulicamente.

La sectorización permite lograr varios objetivos como:

- Redistribuir los caudales.
- Regular las presiones.

- Mejorar la continuidad del servicio.
- Permite cuantificar el agua no facturada por sectores.
- Permite aplicar estrategias de control de las pérdidas técnicas y comerciales.
- Medir volúmenes suministrados a los sectores.
- Consolidar los volúmenes facturados total y de sectores.
- Optimizar las condiciones de servicio (continuidad y calidad).
- Permite la formulación de proyectos de control de pérdidas.
- Permite mejorar la efectividad en las reparaciones de la red.

9.2 Criterios para la sectorización

En la red del sistema 4 existen tres depósitos de capacidad 2450m^3 cada uno que son alimentados por un solo punto con ingreso y salida individual.

Las salidas de cada tanque se unen en un punto en el que se encuentra un macro medidor y luego se dividen en tres líneas de alimentación hacia el sector centro de la ciudad que conforma el sistema de distribución como se indica en la figura 65.

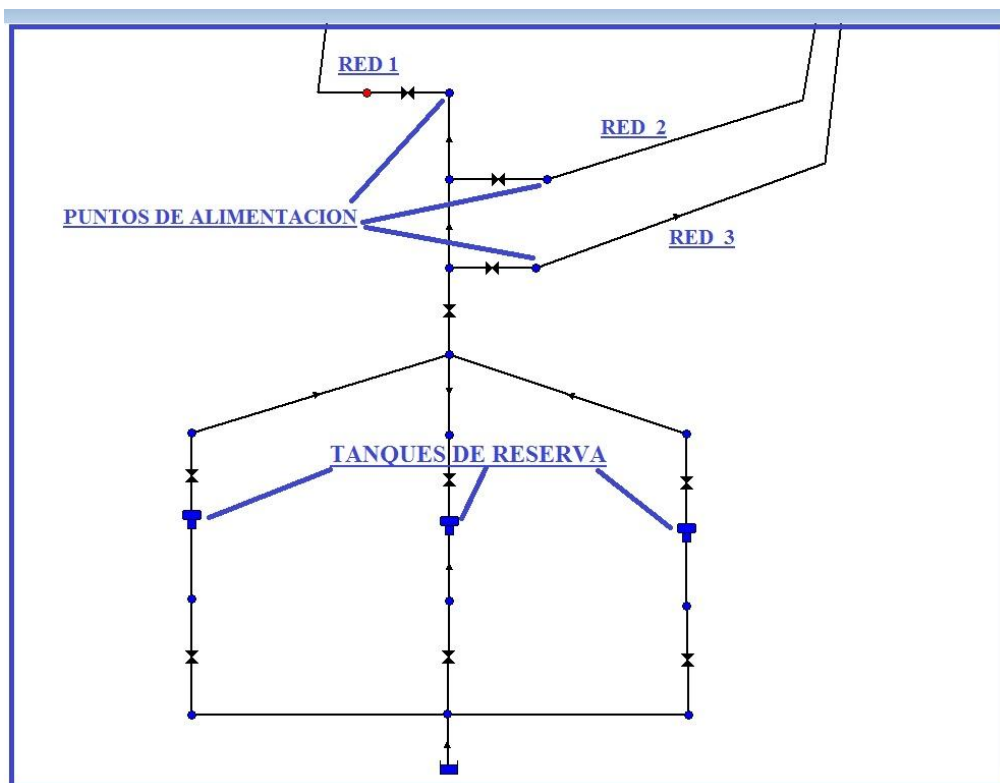


Figura 65 Puntos de alimentación del sistema.

Realizada la simulación para verificar las presiones en los nudos se puede observar que los valores que alcanzan son hasta los 100 mca.

En su mayor parte de la red, las altas presiones se hallan hacia el sector norte de la ciudad a partir de la Av Rafael Sánchez las presiones entre 30 y 50 en el sector de los

Ceibos y la Hernán Gonzales de Saa y los 25 mca se halla en el sector de Yuyucocha una mínima parte figura 66.

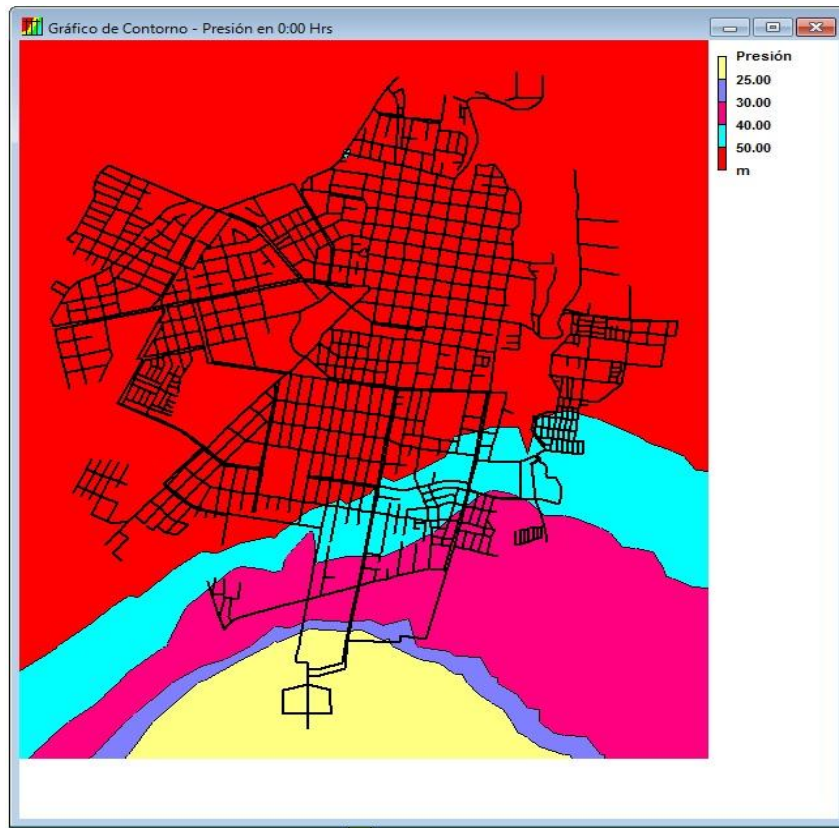


Figura 66 Mapa de contorno de las presiones en la red.

Con esta información se procede a realizar una primera aproximación de la sectorización de la red tomando en consideración los puntos de alimentación.

El criterio adoptado es separar en tres zonas completamente aisladas y que sean alimentadas por un solo punto desde la planta de tratamiento de Caranqui.

Otro criterio fue ir cerrando válvulas por las Avenidas en las que se tiene dos redes de agua una en cada lado y así poder independizar de mejor manera, con la menor inversión en válvulas de corte y verificando las existentes y el estado en que se encuentran o abiertas o cerradas y dejando en el estado que uno lo necesite.

Se obtuvo el siguiente plano sectorizado (figura 67), tres subsectores con un punto de alimentación cada uno, es decir existe conectividad entre los 3 subsectores físicamente pero separados mediante válvulas cerradas.

Analizando la red actual el estado de las válvulas instaladas, se determinó la cantidad de válvulas a instalar y las válvulas que hay que cerrar para lograr el objetivo de tener tres subsistemas en la red del sistema N 4 (cuadro23).

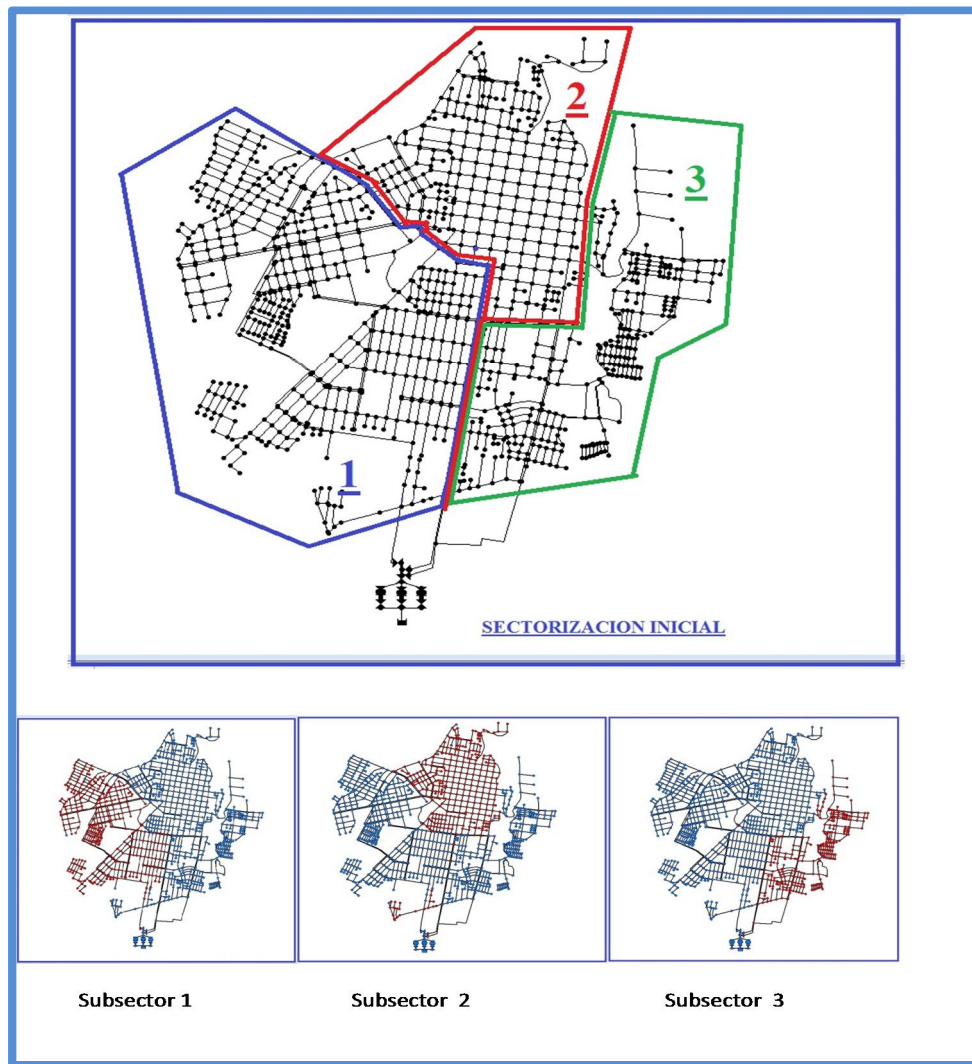


Figura 67 Sectorización inicial división en tres subsectores.

9.3 Válvulas para la sectorización en tres subsectores

Las válvulas son un elemento muy importante en la red de distribución de agua, los tipos de válvulas comúnmente usadas en la red son las de compuerta.

La principal función de las válvulas de compuerta es aislar sectores del sistema para reparaciones, mantenimiento y sectorizar, en este caso serán instaladas en cámaras, para una mejor ubicación y reparación de acuerdo al esquema del anexo 6.

Igualmente entre los tres subsectores las válvulas servirán para casos de emergencia, que se podrán conectar y dar servicio al sector que lo necesite.

En los siguientes cuadros se presenta el listado de válvulas a instalarse y otras que se deben cerrar para obtener los tres subsectores y los sectores hidráulicos, logrando tener un solo punto de ingreso de agua al sector en el que se instalarán las válvulas reguladoras de presión.

Al introducir nuevos elementos y variar la conformación original del modelo se procede a determinar el valor del nuevo coeficiente emisor y el coeficiente de perdidas conforme a lo que determina el capítulo 8 numerales 8.5 y 8.6.

VALVULAS QUE COMPONEN EL CIRCUITO PARA SECTORIZAR O INDEPENDIZAR LOS TRES SECTORES					
ID Línea	EXISTE VALVULA	ESTADO	PROPUESTA	NOMBRE	Diámetro mm
Tubería L-83	NO	CERRAR	INSTALAR	AV. MARIANO ACOSTA, Y FRAY VACAS GALINDO LADO SUR	110
Tubería L-584	NO	CERRAR	INSTALAR	DARIO EGAS G, Y AV PEREZ GUERRERO	63
Tubería L-713	SI	ABIERTA	CERRAR	TOBIAS MENA Y AV ATAHUALPA	63
Tubería L-830	SI		CERRAR	AV. RICARDO SANCHEZ Y AV ATAHUALPA	63
Tubería L-843	SI	ABIERTA	CERRAR	OVIEDO Y JUAN MONTALVO	50
Tubería L-1174	NO	CERRAR	INSTALAR	AV MARIANO ACOSTA Y AV FRAY VACAS GALINDO CRUCE	110
Tubería L-1234	SI	ABIERTA	CERRAR	JOSE MIGUEL LEORO AV ATAHUALPA	110
Tubería L-1235	SI	ABIERTA	CERRAR	JUAN FRANCISCO BONILLA Y AV ATAHUALPA	90
Tubería L-1249	SI		CERRAR	AV. RICARDO SANCHEZ Y AV ATAHUALPA	160
Tubería L-1251	SI	ABIERTA	CERRAR	CARLOS EMILIO GRIJALVA Y AV ATAHUALPA	110
Tubería L-1254	NO	CERRAR	INSTALAR	AV. RICARDO SANCHEZ Y AV ATAHUALPA EN EL CRUCE	160
Tubería L-1259	SI	ABIERTA	CERRAR	AL FINAL DE LA COLON SECTOR VERGEL LAS GRADAS	160
Tubería L-1273	SI	ABIERTA	ABIERTA	AV TEODORO GOMEZ Y AV ATAHUALPA	63
Tubería L-1334	NO	CERRAR	INSTALAR	AV TEODORO GOMEZ Y BOLIVAR ESQUINA CRUCE	160
Tubería L-1344	SI	CERRAR		AV TEODORO GOMEZ Y EUGENIO ESPEJO	160
Tubería L-1430	SI	CERRAR		AV TEODORO GOMEZ Y JUAN F CEVALLOS	160
Tubería L-1540	NO	CERRAR	INSTALAR	JUAN FRANCISCO BONILLA Y AV ATAHUALPA	90
Tubería 1	100			VERIFICAR SU CONECTIVIDAD	315
Tubería 31	SI	CERRAR		AV. TEODORO GOMEZ DE LA TORRE Y BARTOLOME GARCIA	110
Tubería 32	SI	CERRAR		AV. TEODORO GOMEZ DE LA TORRE Y SANCHEZ Y CIFUENTES	110
Tubería 2	SI	CERRAR	INSTALAR	AV. TEODORO GOMEZ DE LA TORRE Y AV EL RETORNO	250
Tubería 26	SI	CERRAR		AV TEODORO GOMEZ Y EUGENIO ESPEJO	160
Tubería 27	SI	CERRAR	INSTALAR	AV CRISTOBAL DE TROYA Y AV FRAY VACAS GALINDO	110

Cuadro 23 Válvulas para lograr los tres subsectores

ID-Línea	Diámetro	Estado	Dirección
Tubería L-10	63	Cerrar	Jorge Dávila Mesa y Av Cristóbal de Troya
Tubería L-569	63	Cerrar	Av José Tobar y Luis Jaramillo
Tubería L-777	63	Cerrar	Av Ricardo Sanchez y Segundo Peñafiel
Tubería L-824	63	Cerrar	Av Ricardo Sanchez y Alban Paliz
Tubería L-988	50	Cerrar	Parque de la Mujer
Tubería L-1021	90	Cerrar	Felipe Borja y Jorge Villacis
Tubería L-1147	110	Cerrar	Av Mariano Acosta y Av Heliodoro Ayala
Tubería L-1224	110	Cerrar	Av Jaime Rivadeneira y Luis Vargas Torres
Tubería L-1239	110	Cerrar	Av Ricardo Sanchez y Dávila Perez
Tubería L-1256	250	Cerrar	Av Ricardo Sanchez y Av Atahualpa
Tubería L-1300	160	Cerrar	Av El Retorno Frente Colegio V Guzman
Tubería L-1306	110	Cerrar	Parque de la Mujer
Tubería L-1399	250	Cerrar	Av Ricardo Sanchez y Luis Abel Tafur
Tubería L-1535	63	Cerrar	Av Ricardo Sanchez y Rocafuerte
Tubería L-1649	90	Cerrar	Carlos Barahona en el Puente

Cuadro 24 Válvulas a operar para obtener los sectores hidráulicos

ID-Línea	Diámetro	Estado	Descripción
Tubería L-37	63	Instalar	Anibal Vela y Jorge Villacis
Tubería L-387	160	Instalar	Marco T.Nieto y Hugo Guzman L
Tubería L-665	63	Instalar	Av Ricardo Sanchez y Daniel Reyes
Tubería L-700	63	Instalar	Tobias Mena y Juana Atabalipa
Tubería L-702	63	Instalar	Tobias Mena y Juana Atabalipa
Tubería L-1074	110	Instalar	Marco T.Nieto y Josefina Sandobal
Tubería L-1077	110	Instalar	Marco T.Nieto y Jorge Guzman R
Tubería L-1105	160	Instalar	Abel Tafur y Ricardo Sanchez
Tubería L-1134	160	Instalar	Hernan Gonzales de Saa y Av Atahualpa
Tubería L-1423	200	Instalar	Av Mariano Acosta y Av Cristobal de Troya
Tubería L-1465	160	Instalar	Hugo Guzman y Manuel Zambrano
Tubería 28	200	Instalar	Av Mariano Acosta y Av Cristobal de Troya

Cuadro 25 Válvulas a instalar para obtener los sectores hidráulicos

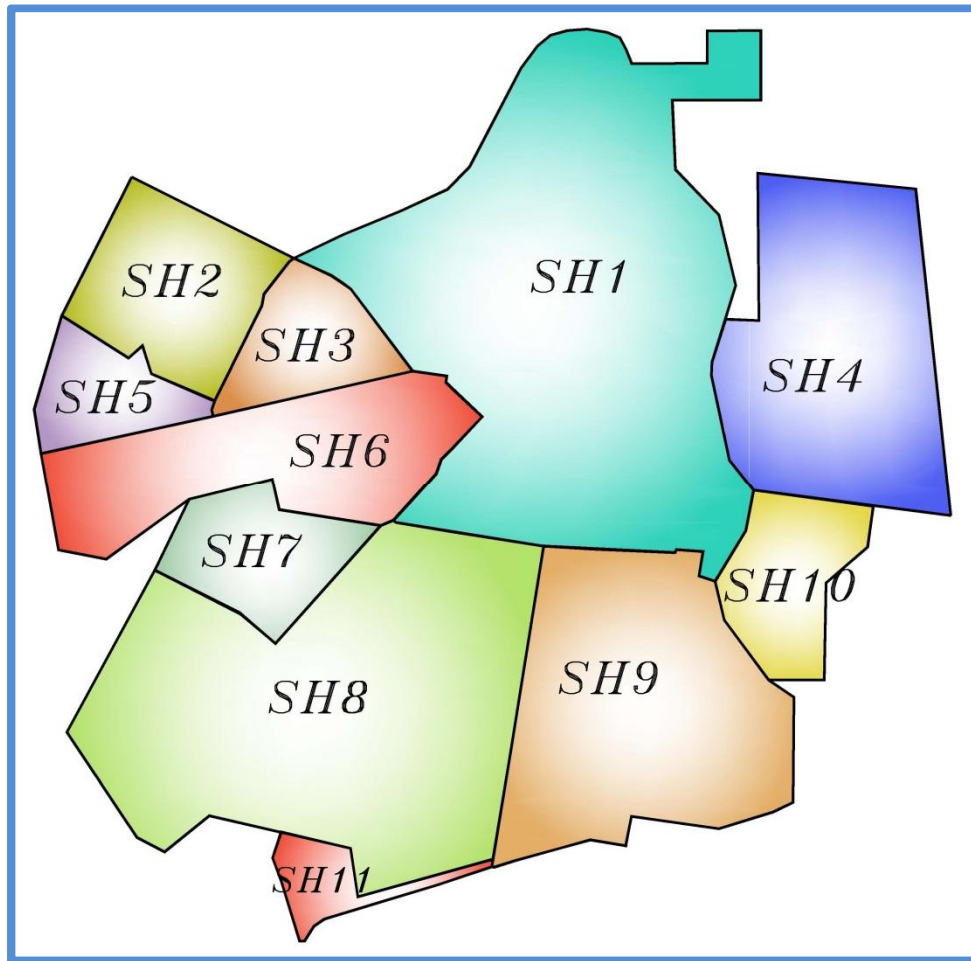


Figura 68 Sectorización hidráulica propuesta.

La sectorización propuesta queda definida en 11 sectores los mismos que se encuentran interconectados hidráulicamente pero deberán estar separados por medio de válvulas de mariposa (figura 68).

Esta división se la realiza para facilitar la operación y mantenimiento del sector y así evitar la suspensión del servicio a zonas o sectores muy amplios, en el caso de necesitar que el sector pueda ser alimentado por otro punto de la red existen las válvulas de división de sector que podrán ser operadas, estas válvulas deberán estar codificadas e identificadas para no ser operadas de manera errónea.

En el anexo 7 se encuentra un esquema de la cámara para las válvulas de sectorización de la red.

9.4 Instalación de válvulas reguladoras de presión

--La presión a la que opera una red de distribución tiene influencia también en la tasa de flujo de fugas de la red; es decir, la variación en la presión de la red produce un cambio en la velocidad de la fuga. La mejor manera de reducir la tasa de flujo de aquellas fugas que son prácticamente indetectables, sin tener que realizar grandes acciones, es llevar a cabo un eficiente manejo de las presiones.

La gestión de la presión es muy importante en la gestión de fugas, y por ello, aunque durante el día se manejen presiones muy cercanas al estándar mínimo, el ahorro que se puede tener al reducir la presión por la noche es significativo, cuando el consumo es menor y las presiones son más altas---“ [Delgado 2011].

Todas las causas de fugas que tienen su origen en errores operativos están asociadas directa o indirectamente con la presión. Estadísticamente está demostrado que cuando las presiones aumentan de manera drástica excediendo los 40 mca bajo la condición de suministro continuo, o bien existe suministro intermitente, o bien hay habituales variaciones en la presión, la frecuencia de aparición de nuevas fugas se incrementa, en comparación con lo que ocurre en un sistema de distribución similar bajo condiciones de suministro continuo a una presión constante y adecuada [Pearson 2007].

Existen algunos claros beneficios de la gestión de presión en las redes de suministro.

- Ampliación de la vida útil de la infraestructura de distribución.
- Reducción de frecuencia de nuevas roturas en tuberías y accesorios.
- Reducción de tasas de flujo de las fugas existentes.

Las válvulas reductoras de presión son aquellas que reducen en un punto la presión por medio de una regulación del paso del caudal o flujo volumétrico de agua. Actualmente estas válvulas son bien conocidas y son un elemento más a considerar en los sistemas de abastecimiento de agua [Mateos, 1990].

En el anexo 8 se halla el manual de las válvulas reguladoras de presión (VRP) de la serie 700 BERMAD a ser instaladas, en el anexo 9 se halla el plano constructivo de las cámaras que se hallan construidas, quedando por construir 8 unidades para la instalación de las válvulas reguladoras como lo indica la figura 69.

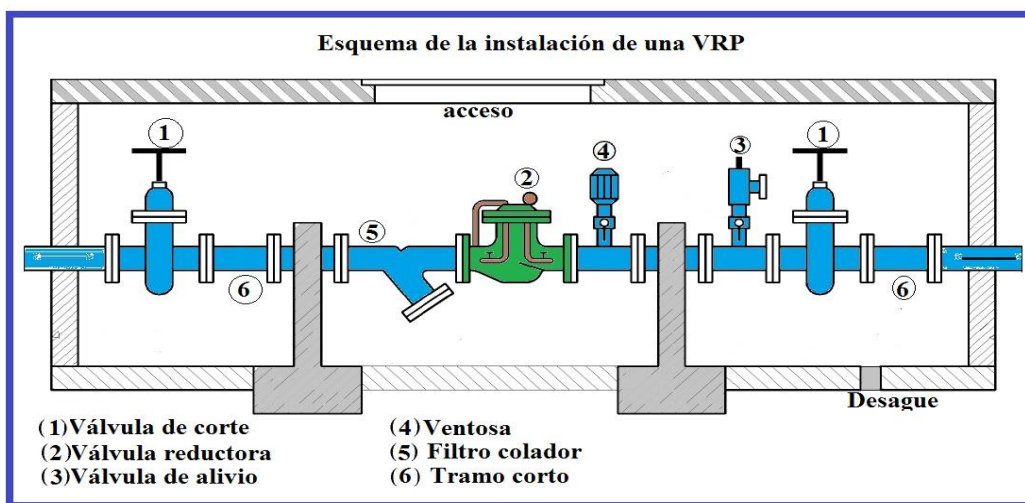


Figura 69 Esquema general de instalación de una VRP.

9.5 Válvulas reguladoras de presión a instalar en el sistema 4

ID-Línea	Diámetro	Estado	Descripción
Tubería L-1080	110	Instalar	VRP
Tubería L-1108	200	Instalar	VRP
Tubería L-1214	110	Instalar	VRP
Tubería L-1262	160	Instalar	VRP
Tubería L-1268	110	Instalar	VRP
Tubería L-1282	315	Instalar	VRP
Tubería L-1345	250	Instalar	VRP
Tubería L-1418	160	Instalar	VRP
Tubería L-1555	160	Instalar	VRP
Tubería L-1604	250	Instalar	VRP
Tubería 33	250	Instalar	VRP

Cuadro 26 Líneas en las que se instalarán las VRP.

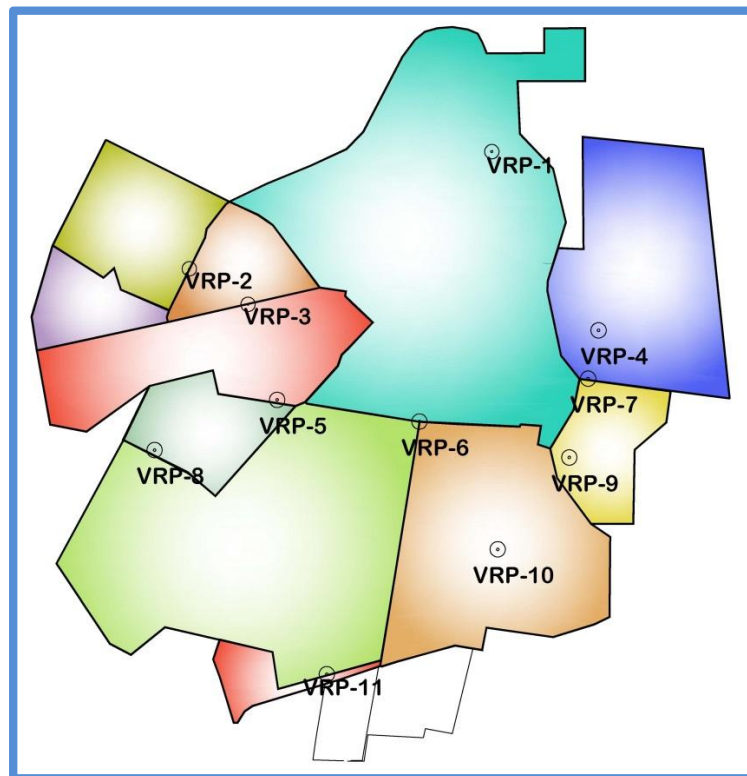


Figura 70 Ubicación de las válvulas reguladoras de presión.

Luego de haber cuantificado las pérdidas que se dan en la red, se hace necesario realizar el control activo de las fugas, que comprende las siguientes acciones:

- Calidad de las reparaciones (reducir el tiempo de reparación).
- Control activo de las fugas (localizar y reparar fugas).
- Gestión eficiente de la infraestructura (propuesta del presente trabajo sectorización).
- Gestión de la presión (propuesta del presente trabajo figura 70).

9.6 Resultados de la propuesta y comparación con los datos iniciales del modelo

A continuación se presenta en forma gráfica y numérica los resultados del estado inicial y la propuesta, que deberá ser implementada para lograr los objetivos planteados.

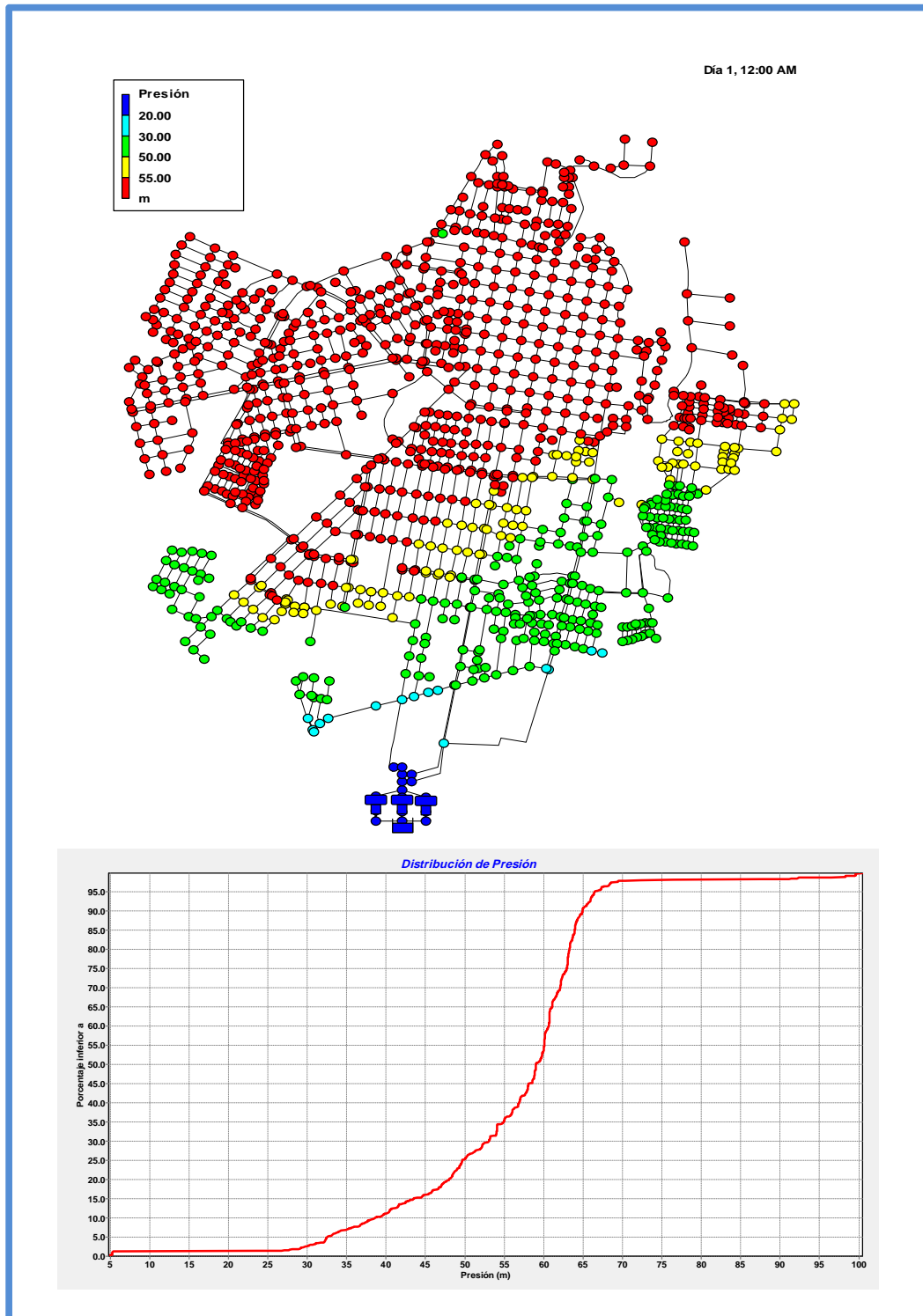


Figura 71 Presiones mínimas del estado actual de la red del sistema 4.

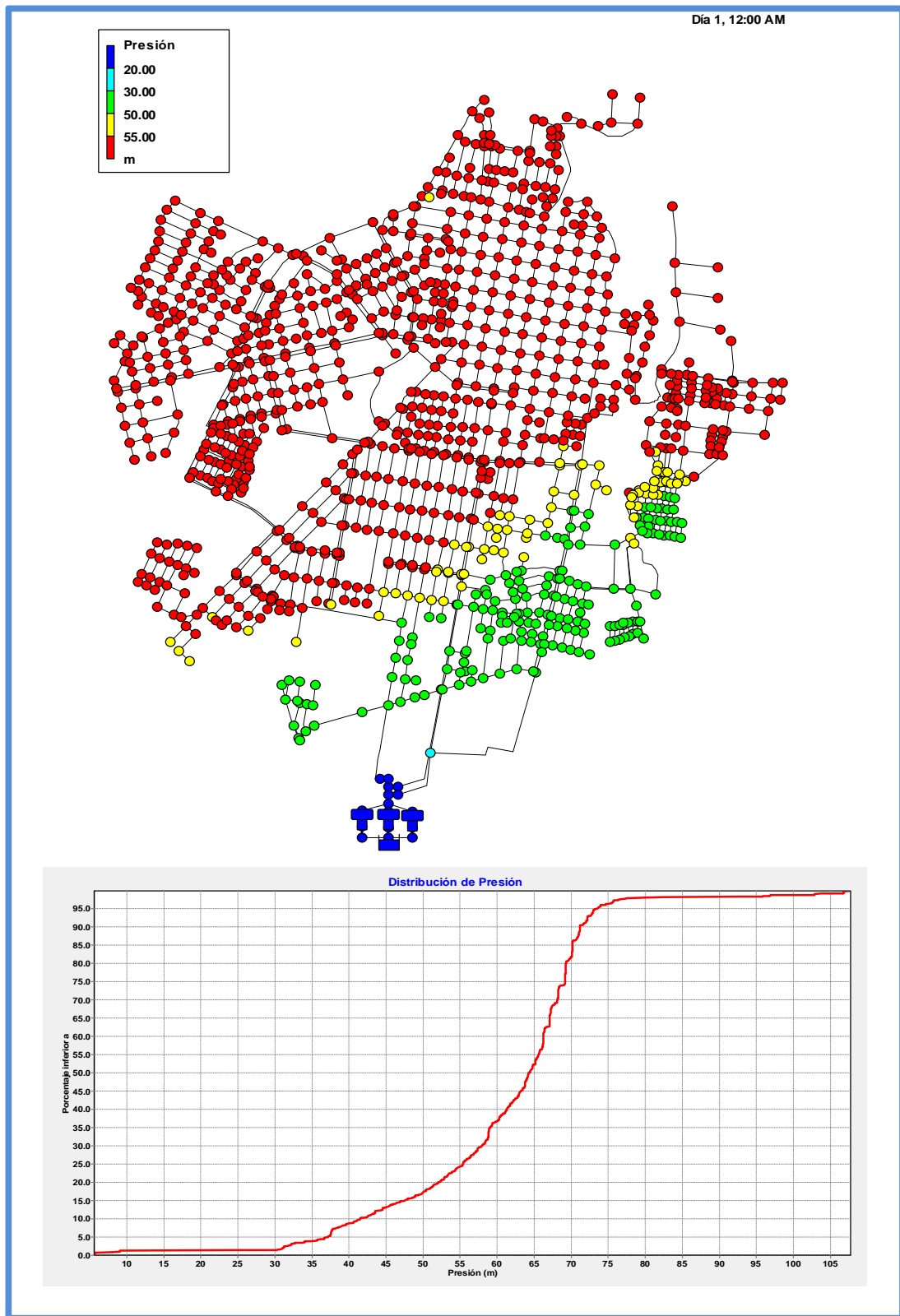


Figura 72 Presiones máximas del estado actual de la red del sistema 4.

En el estado inicial los valores mínimos y máximos de la presión están en el orden de 68m y la máxima en 75m para el 95% de los nudos como se aprecia en las figuras 71 y 72.

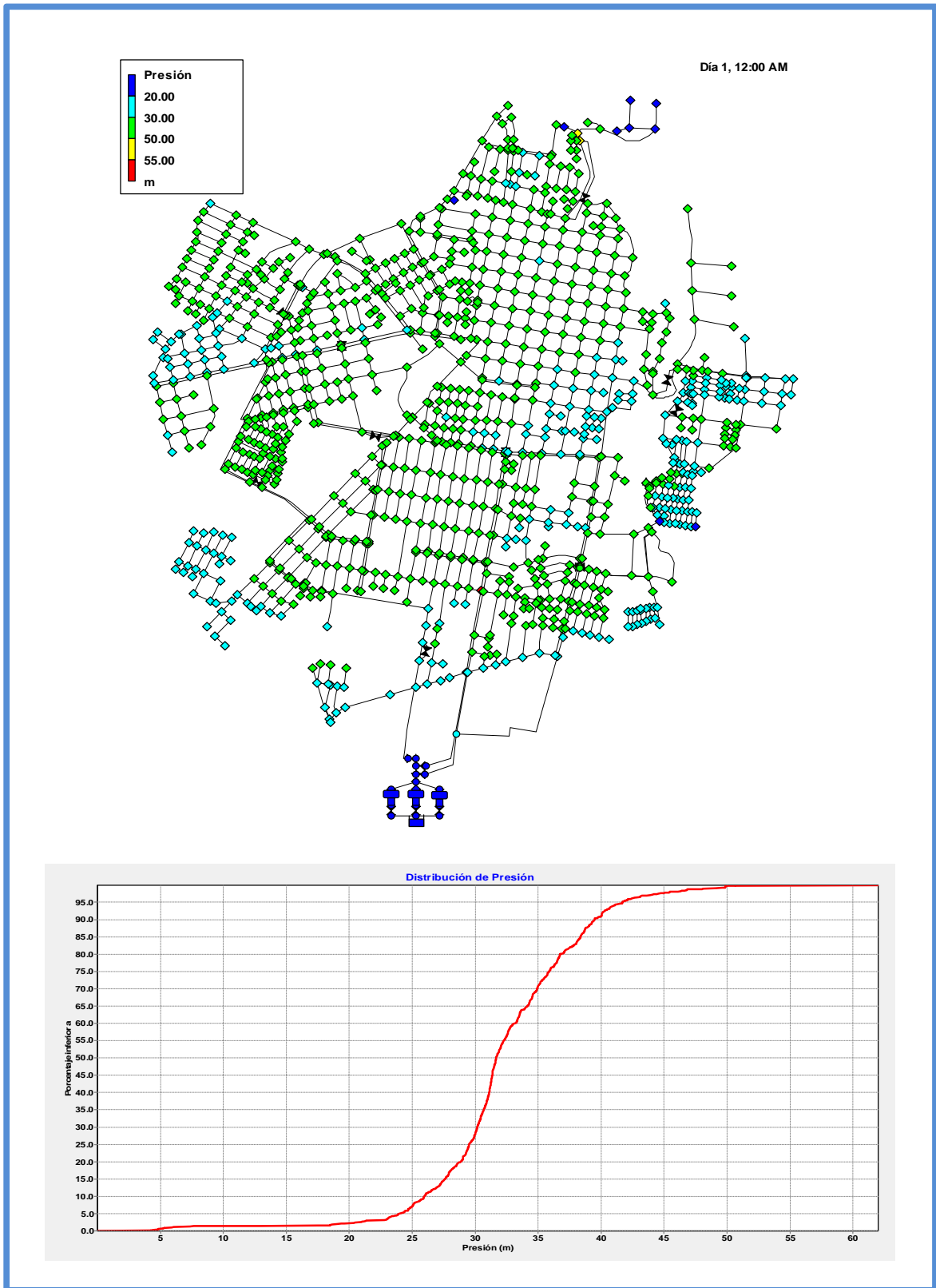


Figura 73 Presiones mínimas de la propuesta para el sistema 4.

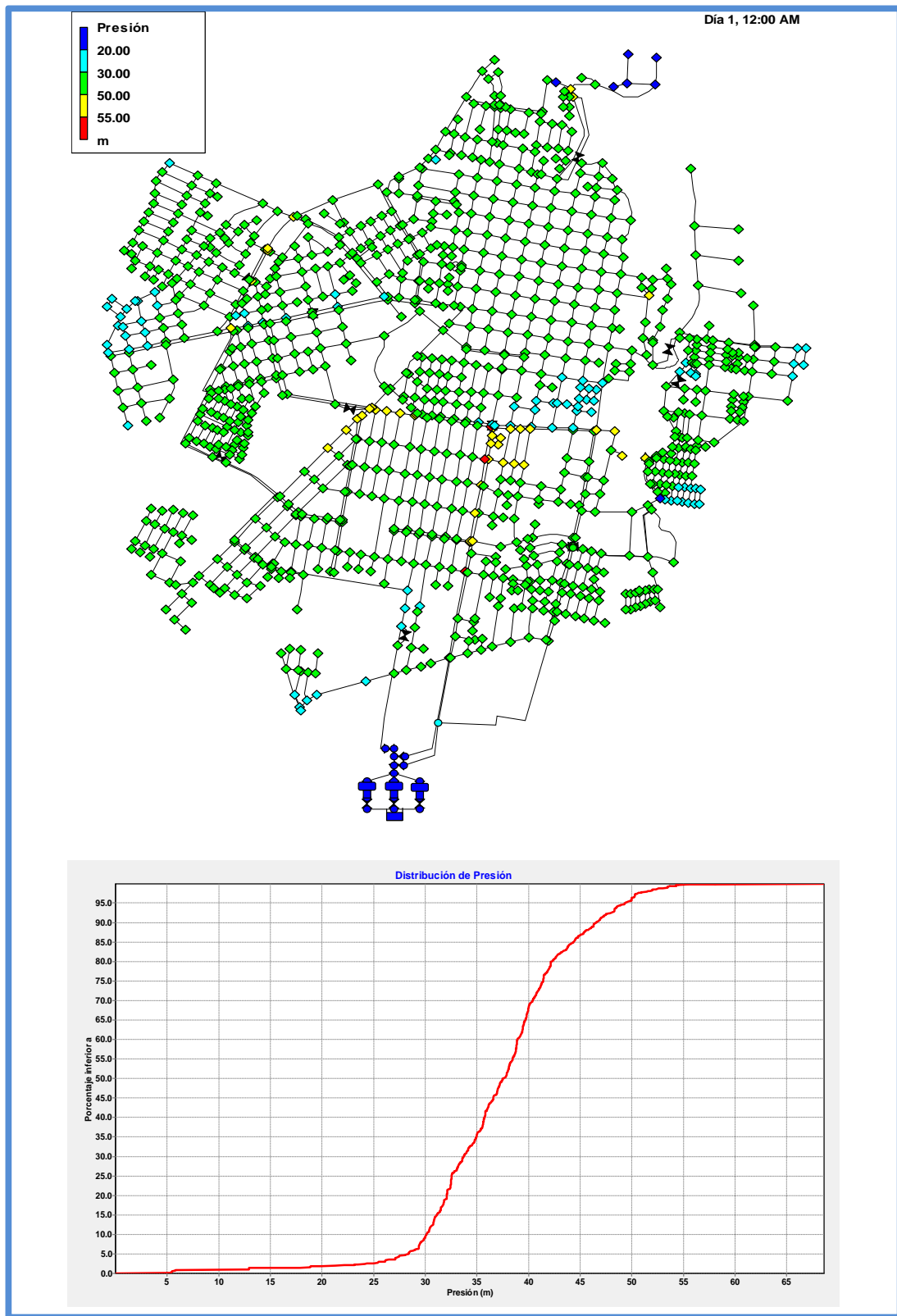


Figura 74 Presiones máximas de la propuesta para el sistema 4.

En el estado inicial los valores mínimos y máximos de la presión están en el orden de 65m y la máxima en 75m para el 95% de los nudos como se aprecia en las figuras 73 y 74.

NUDO MAS LEJANO DE LA PLANTA DE CARANQUI						
Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55			Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55			Ppromedio
Tabla de Evolución - Nudo N-215			Tabla de Evolución - Nudo N-215			32.1944
Tiempo	Presión		Tiempo	Presión		
Horas	m	Ppromedio	Horas	m	Ppromedio	REDUCCION
00:00	74.83	72.1336	00:00	43.29	39.9392	31.54
01:00	75.28		01:00	43.69		31.59
02:00	75.61		02:00	44.07		31.54
03:00	75.56		03:00	44.00		31.56
04:00	75.19		04:00	43.57		31.62
05:00	74.79		05:00	43.11		31.68
06:00	71.05		06:00	38.49		32.56
07:00	70.39		07:00	37.74		32.65
08:00	69.65		08:00	36.85		32.80
09:00	68.62		09:00	35.65		32.97
10:00	68.42		10:00	35.22		33.20
11:00	68.63		11:00	35.71		32.92
12:00	69.62		12:00	36.79		32.83
13:00	68.08		13:00	34.93		33.15
14:00	69.90		14:00	37.18		32.72
15:00	70.10		15:00	37.57		32.53
16:00	70.80		16:00	38.29		32.51
17:00	71.98		17:00	39.97		32.01
18:00	72.05		18:00	39.96		32.09
19:00	72.14		19:00	40.09		32.05
20:00	72.63		20:00	40.70		31.93
21:00	73.44		21:00	41.69		31.75
22:00	74.56		22:00	43.03		31.53
23:00	75.07		23:00	43.60		31.47
24:00:00	74.95		24:00:00	43.29		31.66

NUDO MAS CERCANO A LA PLANTA DE CARANQUI						
Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55			Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55			Ppromedio
Tabla de Evolución - Nudo N-1036			Tabla de Evolución - Nudo N-1036			2.7932
Tiempo	Presión		Tiempo	Presión		
Horas	m	Ppromedio	Horas	m	Ppromedio	REDUCCION
00:00	30.62	29.9576	00:00	29.21	27.1644	1.41
01:00	30.82		01:00	29.52		1.3
02:00	30.90		02:00	29.80		1.1
03:00	30.90		03:00	29.63		1.27
04:00	30.80		04:00	29.47		1.33
05:00	30.70		05:00	29.23		1.47
06:00	29.78		06:00	26.29		3.49
07:00	29.57		07:00	25.88		3.69
08:00	29.35		08:00	25.17		4.18
09:00	29.01		09:00	24.61		4.40
10:00	29.06		10:00	24.13		4.93
11:00	28.99		11:00	24.53		4.46
12:00	29.34		12:00	25.15		4.19
13:00	28.88		13:00	24.16		4.72
14:00	29.40		14:00	25.33		4.07
15:00	29.37		15:00	25.81		3.56
16:00	29.64		16:00	26.05		3.59
17:00	29.82		17:00	27.28		2.54
18:00	29.89		18:00	27.24		2.65
19:00	29.91		19:00	27.33		2.58
20:00	30.03		20:00	27.46		2.57
21:00	30.23		21:00	28.17		2.06
22:00	30.51		22:00	28.99		1.52
23:00	30.67		23:00	29.38		1.29
24:00:00	30.75		24:00:00	29.29		1.46

Cuadro 27 Variación de la presión en un nudo más cercano y más alejado de la planta en la situación actual y en la situación propuesta.

Se realizó un análisis en dos nudos cualquiera que estén uno más cerca y otro más lejano de la planta de Caranqui, obteniéndose las reducciones del orden de 30m para el lejano y del orden de 4m para el más cercano, comparando la situación inicial y la propuesta (cuadro 27)

MODEL SITUACION INICIAL ACTUAL			MODELO SITUACION FINAL PROPUESTA			VARIACION PRESION NUDOS DE LA RED
Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55 Tabla de Red - Nudos en 0:00 Hrs			Creado (Fecha): 04/12/2013 17:55 Tabla de Red - Nudos en 0:00 Hrs			
ID Nudo	Presión m	Presión media 60.79	ID Nudo	Presión m	Presión media 37.23	Presión media 23.56
Conexión N-1	70.51		Conexión N-1	31.75		38.76
Conexión N-2	70.51		Conexión N-2	31.75		38.76
Conexión N-3	70.51		Conexión N-3	31.75		38.76
Conexión N-4	70.49		Conexión N-4	31.73		38.76
Conexión N-5	71.51		Conexión N-5	32.75		38.76
Conexión N-6	70.51		Conexión N-6	31.75		38.76
Conexión N-7	70.52		Conexión N-7	31.76		38.76
Conexión N-8	70.49		Conexión N-8	31.73		38.76
Conexión N-9	69.44		Conexión N-9	30.68		38.76
Conexión N-10	69.49		Conexión N-10	30.73		38.76
Conexión N-11	70.49		Conexión N-11	31.73		38.76
Conexión N-12	70.49		Conexión N-12	31.73		38.76
Conexión N-13	68.50		Conexión N-13	51.20		17.30
Conexión N-14	70.47		Conexión N-14	31.73		38.74
Conexión N-15	70.49		Conexión N-15	31.73		38.76
Conexión N-16	69.50		Conexión N-16	30.73		38.77
Conexión N-17	69.53		Conexión N-17	30.77		38.76
Conexión N-18	69.53		Conexión N-18	30.78		38.75
Conexión N-19	69.50		Conexión N-19	30.73		38.77
Conexión N-20	68.62		Conexión N-20	29.92		38.70
Conexión N-21	68.57		Conexión N-21	29.86		38.71
Conexión N-22	69.53		Conexión N-22	30.78		38.75
Conexión N-23	69.58		Conexión N-23	30.86		38.72
Conexión N-24	69.57		Conexión N-24	30.85		38.72
Conexión N-25	69.49		Conexión N-25	30.73		38.76
Conexión N-26	70.51		Conexión N-26	31.76		38.75
Conexión N-27	69.53		Conexión N-27	30.78		38.75
Conexión N-28	68.49		Conexión N-28	35.00		33.49
Conexión N-29	69.44		Conexión N-29	35.75		33.69
Conexión N-30	67.47		Conexión N-30	32.74		34.73
Conexión N-31	66.47		Conexión N-31	31.49		34.98
Conexión N-32	65.45		Conexión N-32	30.79		34.66
Conexión N-33	66.45		Conexión N-33	32.02		34.43
Conexión N-34	68.53		Conexión N-34	33.27		35.26
Conexión N-35	67.46		Conexión N-35	33.06		34.40
Conexión N-36	68.50		Conexión N-36	33.46		35.04
Conexión N-37	68.51		Conexión N-37	33.41		35.10
Conexión N-38	65.44		Conexión N-38	29.95		35.49
Conexión N-39	67.45		Conexión N-39	33.24		34.21
Conexión N-40	65.45		Conexión N-40	29.95		35.50
Conexión N-41	65.47		Conexión N-41	30.02		35.45
Conexión N-42	64.46		Conexión N-42	28.96		35.50
Conexión N-43	69.38		Conexión N-43	35.44		33.94
Conexión N-44	69.40		Conexión N-44	35.47		33.93
Conexión N-45	69.40		Conexión N-45	35.46		33.94
Conexión N-46	67.41		Conexión N-46	33.46		33.95
Conexión N-47	69.41		Conexión N-47	35.42		33.99

Cuadro 28 Variación de la presión en los nudos de la red actual y la propuesta

En relación a la presión en la red en el estado inicial se tienen presiones superiores a 70m y en la situación propuesta, estas presiones se reducen a valores máximos de 49m en el 95% de los nudos, al bajar el valor de la presión lo hará igualmente las fugas o agua no facturada.

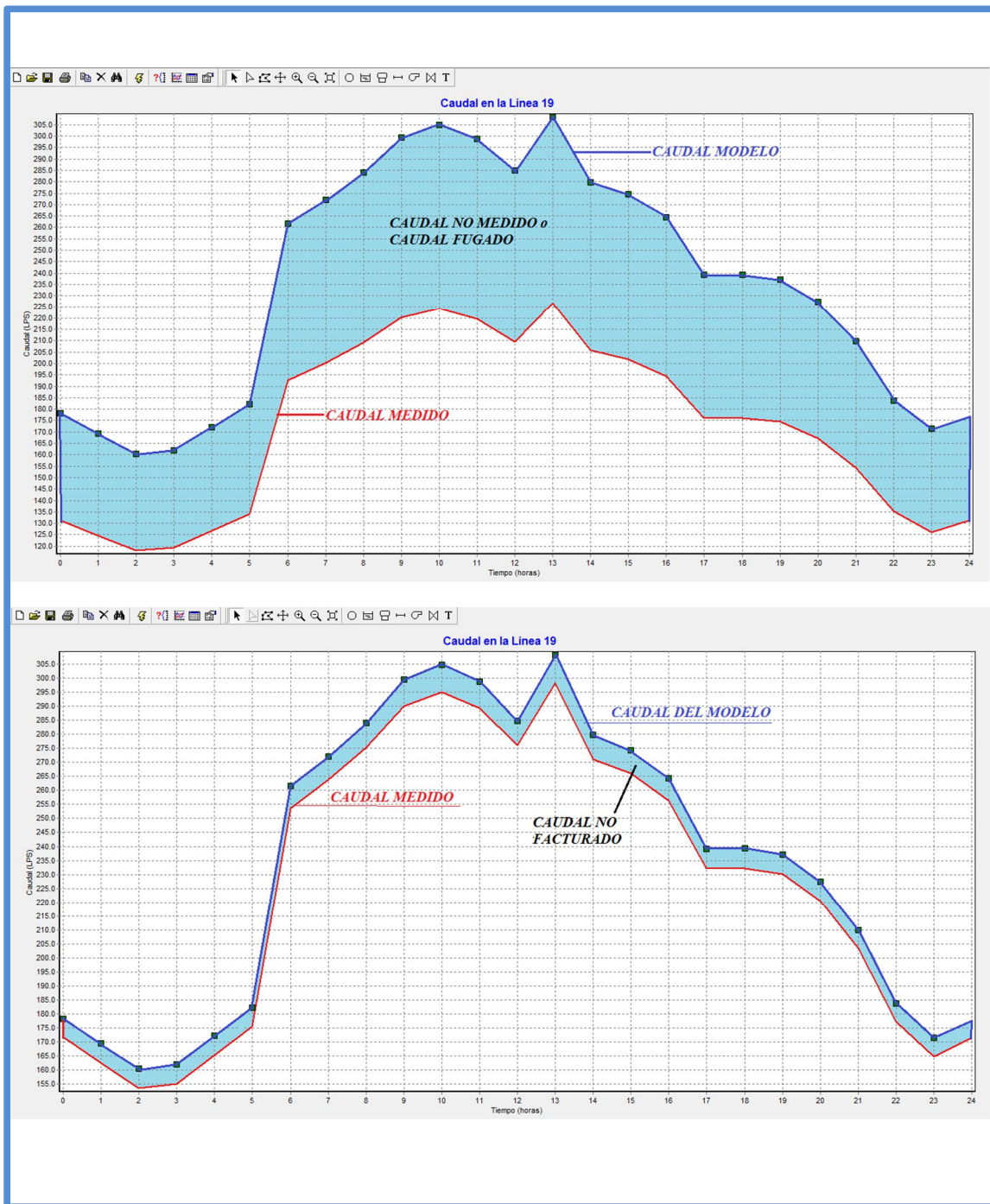


Figura 75 Caudal fugado en la red actual y lo esperado con la propuesta

Como resultado final del trabajo realizado en el sistema 4 de la red de agua potable de la Ciudad de Ibarra, se puede apreciar que se ha logrado el objetivo planteado de reducir las fugas o agua no facturada.

En la figura 75 se puede apreciar el estado inicial del modelo y el estado final de la propuesta.

En el cuadro 29 se tiene una comparación numérica entre los valores iniciales y los valores de la propuesta, se puede afirmar que el modelo es válido.

ESTADO INICIAL ACTUAL		ESTADO FINAL PROPUESTA	
AGUA NO FACTURADA		AGUA NO FACTURADA	
LPS	m3	LPS	m3
47.14	169.704	3.860	13.896
44.79	161.244	3.750	13.500
42.44	152.784	3.540	12.744
42.83	154.188	3.530	12.708
45.50	163.800	3.710	13.356
48.18	173.448	4.000	14.400
69.20	249.120	6.660	23.976
71.97	259.092	7.100	25.560
75.14	270.504	7.600	27.360
79.19	285.084	8.560	30.816
80.59	290.124	8.920	32.112
78.98	284.328	8.470	30.492
75.33	271.188	7.730	27.828
81.52	293.472	9.020	32.472
73.98	266.328	7.500	27.000
72.55	261.180	7.090	25.524
69.91	251.676	6.640	23.904
63.25	227.700	5.630	20.268
63.30	227.880	5.560	20.016
62.72	225.792	5.510	19.836
60.10	216.360	5.220	18.792
55.50	199.800	4.640	16.704
48.60	174.960	4.010	14.436
45.32	163.152		
PROMEDIO	TOTAL	PROMEDIO	TOTAL
62.42	5392.908	6.011	497.700

Cuadro 29 Valores de los caudales en la situación actual y la propuesta

DESCRIPCION	ESTADO	
	INICIAL	PROPUESTA
Caudal fugado (l/s)	62.42	6.011
Caudal fugado (m ³)	5392.908	497.700
Presión mínima en nudos con demanda	28.94	18.82
Presión máxima en nudo con demanda	106.97	67.95
Presión promedio en nudos con demanda	60.79	37.23
Coefficiente emisor	0.007362	0.0074965
Coefficiente de pérdidas	22	2.2
Indice de rendimiento de la red	73.56	96.69
Indice de fugas en la red	26.44	3.311

Cuadro 30 Resumen de los resultados del estado inicial y la propuesta

En la figura 77 se presenta el estado final de la red del sistema 4 de la Ciudad de Ibarra y en el cuadro 32 la ubicación y el estado en el que quedan las válvulas de regulación de la presión en lo referente al tarado.

El resumen con los parámetros del modelo se hallan tabulados en el cuadro 30, indicando los valores con que se adoptó al inicio y los valores que quedan luego de la propuesta.

HORAS	REGISTRADO	INYECTADO	INYECTADO
		ACTUAL	VRP
1	131.16	178.30	135.02
2	124.61	169.40	128.36
3	118.06	160.50	121.60
4	119.17	162.00	122.70
5	126.60	172.10	130.31
6	134.02	182.20	138.02
7	192.50	261.70	199.16
8	200.23	272.20	207.33
9	209.06	284.20	216.66
10	220.31	299.50	228.87
11	224.21	304.80	233.13
12	219.72	298.70	228.19
13	209.57	284.90	217.30
14	226.78	308.30	235.80
15	205.82	279.80	213.32
16	201.85	274.40	208.94
17	194.49	264.40	201.13
18	175.95	239.20	181.58
19	176.10	239.40	181.66
20	174.48	237.20	179.99
21	167.20	227.30	172.42
22	154.40	209.90	159.04
23	135.20	183.80	139.21
24	126.08	171.40	126.08

Cuadro 31 Comparativo de los caudales registrado, inyectado actual y con válvulas reguladoras

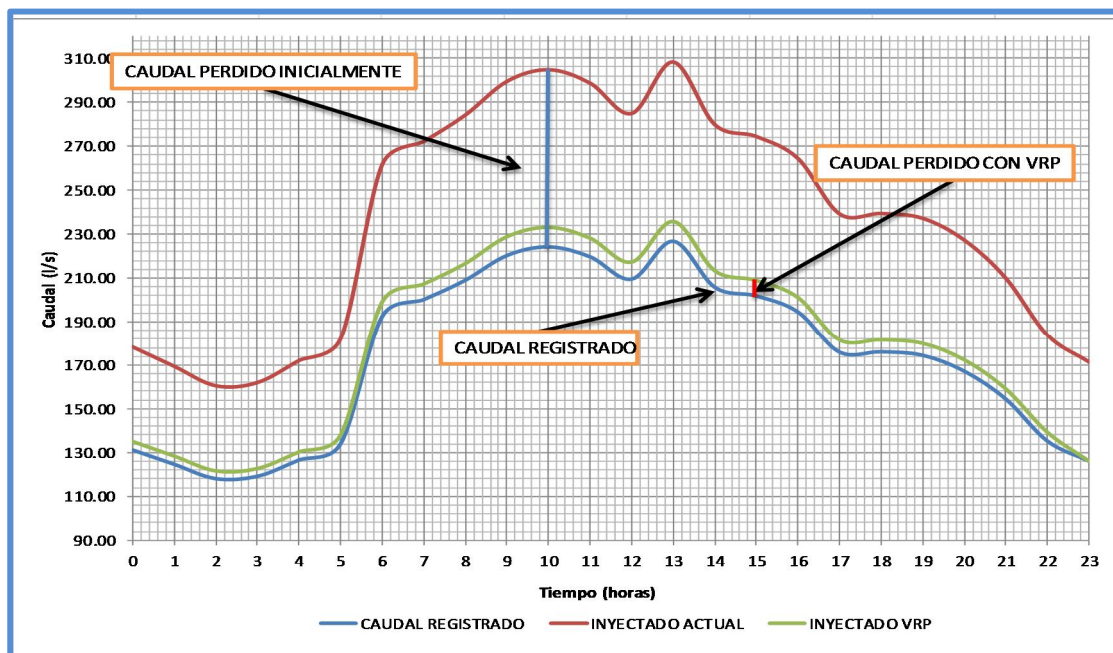


Figura 76 Curvas de evolución de los caudales registrados, inyectados y con válvulas de regulación

Se puede verificar en la figura 76 el comportamiento de los caudales luego de la calibración e instalación de las válvulas reguladoras de presión, este valor se reduce de manera que se acerca al valor del caudal registrado.

Esto quiere decir que si procedemos a la instalación de las VRP conseguiremos disminuir el caudal inyectado y por consiguiente el agua que no se factura.

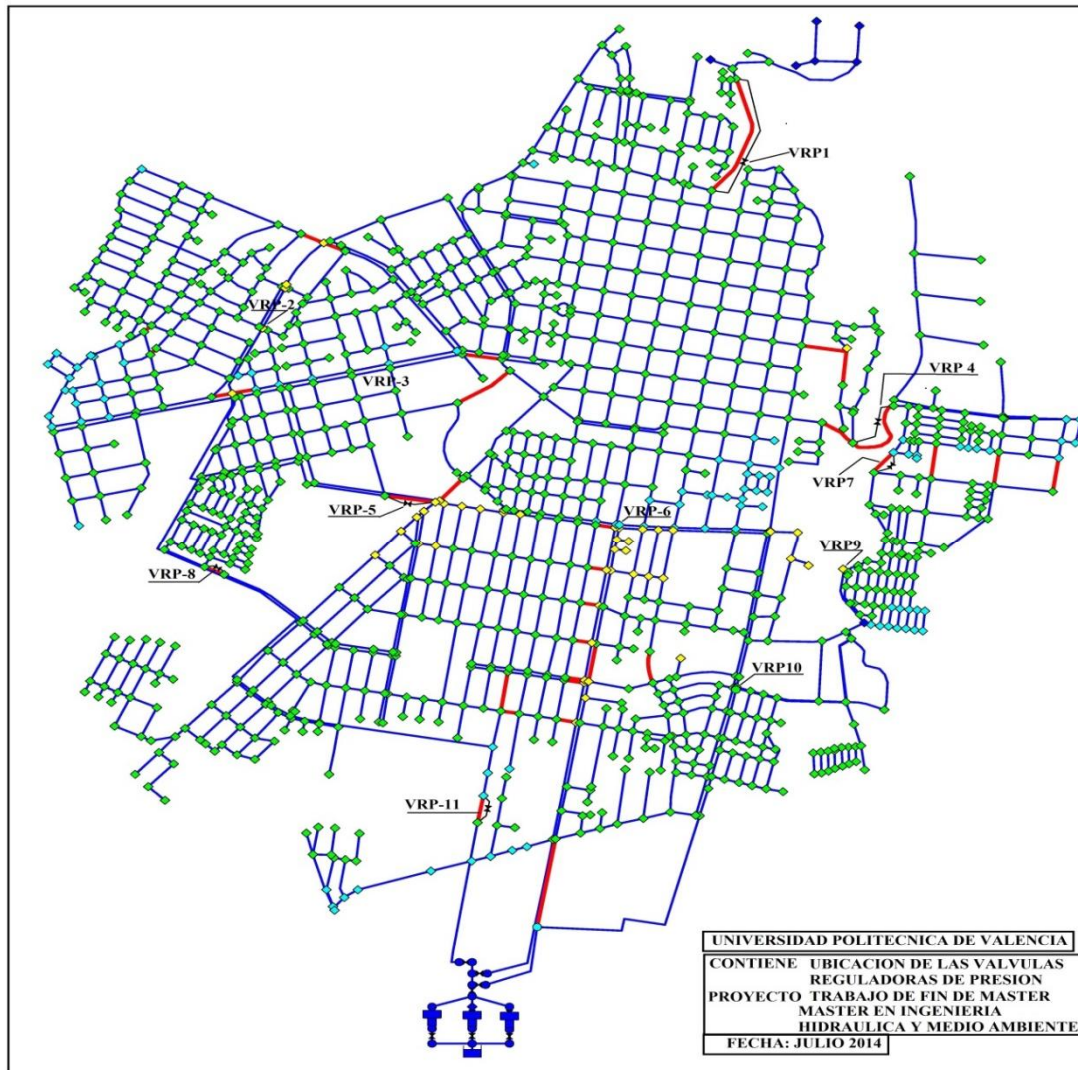


Figura 77 Ubicación final de las válvulas reguladoras de presión

TARADO DE LAS VALVULAS REGULADORAS DE PRESION				
ITEM	NÚMERO DE VALVULA	EN EL PLANO	EN EPANET	TARADO
		SECTOR	LINEA	
1	VRP-1	SH-1	39	40
2	VRP-2	SH-2	51	35
3	VRP-3	SH-3	50	30
4	VRP-4	SH-4	38	40
5	VRP-5	SH-6	49	35
6	VRP-6	SH-1	36	30
7	VRP-7	SH-10	46	29
8	VRP-8	SH-7	47	35
9	VRP-9	SH-10	52	35
10	VRP-10	SH-9	37	41
11	VRP-11	SH-8	35	25

Cuadro 32 Lugar de ubicación y el estado en que se hallan las válvulas (TARADO)

10 VALORACION ECONOMICA

10.1 Costos de la implementación

Para la correcta gestión del sistema de agua potable de Ibarra, se hace necesario implementar las acciones necesarias para la reducción de las presiones en la red y así poder bajar el agua no facturada o fugada.

Del resultado del modelo hidráulico analizado, se desprende que, habrá que instalar válvulas de seccionamiento para realizar los tres subsectores en que se divide la red del sistema 4 para ello es necesario, en unos casos cerrar las válvulas y en otros instalar válvulas.

Como se desconoce el estado de las válvulas instaladas, se propone instalar todas las válvulas para la sectorización nuevas, alojadas en una cámara con facilidades de operación y así poder ubicar, operar y mantener las válvulas.

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	P/UNIT	TOTAL
1	EXCAVACIÓN A MANO	m3	10	8.5	85.00
2	EXCAVACIÓN A MAQUINA	m3	342	3.25	1111.50
3	ENCOFRADO	m2	94.8	12.69	1203.01
4	HORMIGÓN SIMPLE f'c=140kg/cm"	m3	14.1	112.43	1585.26
6	HORMIGÓN SIMPLE f'c=210kg/cm"	m3	158	128.5	20303.00
8	RELLENO COMPACTADO	m3	35.24	6.7	236.11
10	ACERO DE REFUERZO	kg	10518.75	1.98	20827.13
11	DESADOQUINADO Y/DESMPEDRADO	m2	140.96	2.30	324.49
12	TAPA Y CAJA VALVULA D= 100mm	U	34	20	680.00
13	SUM. INST. ESCALERILLA DE HIERRO	m	34	95	3230.00
14	DESALOJO MATERIAL (10KM)	m3	317.16	5.21	1652.40
15	READOQUINADO/REEMPEDRADO	m2	140.96	4.44	625.86
16	SUM. INST. Válvulas diferente diametro	u	glob	4222	4222.00
				SUBTOTAL A	56085.76
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	P/UNIT	TOTAL
1	SUM. INST. VÁLVULA RED PRESION D=80mm B.B., CONTROLADOR TEMPORAL DE PRESIÓN 2 ESCALONES CON TEMPORIZADOR DE PILAS INCL BRIDA	u	1	1934	1934
2	SUM. INST. VÁLVULA RED PRESION D=100mm B.B., CONTROLADOR TEMPORAL DE PRESIÓN 2 ESCALONES CON TEMPORIZADOR DE PILAS INCL BRIDA	u	3	3637	10911
3	SUM. INST. VÁLVULA RED PRESION D=150mm B.B., CONTROLADOR TEMPORAL DE PRESIÓN 2 ESCALONES CON TEMPORIZADOR DE PILAS INCL BRIDA	u	3	4866	14598
4	SUM. INST. VÁLVULA RED PRESION D=200mm B.B., CONTROLADOR TEMPORAL DE PRESIÓN 2 ESCALONES CON TEMPORIZADOR DE PILAS INCL BRIDA	u	3	5680	17040
5	SUM. INST. VÁLVULA RED PRESION D=250mm B.B., CONTROLADOR TEMPORAL DE PRESIÓN 2 ESCALONES CON TEMPORIZADOR DE PILAS INCL BRIDA	u	1	6368	6368
				SUBTOTAL B	50851
SUBTOTAL A + B					106936.76
IMPUESTOS E IMPREVISTOS 30%					32081.03
MONEDA \$ Dólar Americano USD		TOTAL GENERAL			139017.79

Cuadro 33 Presupuesto general para la implementación del presente trabajo

En el cuadro 33 que corresponde al presupuesto por rubros en dólares americanos (USD) del trabajo a realizar, en el sistema 4 de la red de agua potable de la Ciudad de Ibarra.

La inversión inicial sería de 139.017,79 USD, que servirá para la implementación de las cámaras de válvulas, válvulas de compuerta para sectorizar y válvulas de regulación de la presión(cuadro 33).

La ejecución podrá ser realizada por administración directa o por contratación pública como lo establece la Ley Orgánica de Contratación Pública (LOCP).

Del resultado de la modelación se tiene que el 26.44% del agua que se inyecta a la red son fugas o agua no facturada y que corresponde a un valor de 5392 m³/día.

Para valorar esta agua no facturada se realiza con el costo promedio de las tarifas que se cobra de acuerdo a la ordenanza vigente en la EMAPA-I que es de 0.57 usd/m³.

El costo que a la empresa le representa estas fugas de agua sin contar con los costos de reparación de las redes es de 3854.33 usd/día o el equivalente al año de 1'407.013,19 usd/año (cuadro 34).

PERDIDAS ECONOMICAS		m ³ /día		m ³ /año		% de reducción	Ahorro	Ahorro
VOLUMEN FUGADO		5392		1,968,080.00		5	m ³ /día	m ³ /año
COSTO m³ DE AGUA	\$/m ³	\$/día	\$/año				269.6	98404
costo de producción	0.50	2696.00	984,040.00			Ahorro \$	\$/día	\$/año
costo de facturación	0.64	3476.49	1,268,919.58				154.31	56323.99
costo promedio	0.57	3854.83	1,407,013.19					
VALORES QUE SE FACTURAN DE ACUERDO A ORDENANZA MUNICIPAL, APROBADA EL 1 DE NOVIEMBRE DEL 2000						% de reducción	Ahorro	Ahorro
Base de rango 0 -10 m ³	\$	R. MIN. M3	R. MAX. M3	BASE USD	M3 ADICIONAL USD	10	m ³ /día	m ³ /año
Residencial	0.342						539.2	196808
Comercial	0.788	0	10	0.342	0.000	Ahorro \$	\$/día	\$/año
Industrial	1.278	11	20	0.424	0.043		308.62	112647.98
Otros	0.171	21	60	0.854	0.082			
PROMEDIO	0.64	61	100	4.134	0.150	% de reducción	Ahorro	Ahorro
		101	300	15.000	0.235			
		301	MAS	62.000	0.260			
RECUPERACION DE LA INVERSION						15	m ³ /día	m ³ /año
Implementando el proyecto	%	Tiempo años	\$ recuperado				808.8	295212
Porcentaje de reducción al año	5	3	168971.97			Ahorro \$	\$/día	\$/año
Porcentaje de reducción al año	10	2	225295.96				462.94	168971.97
Porcentaje de reducción al año	15	1	168971.97					

Cuadro 34 Valores de facturación y costos del agua fugada

10.2 Análisis de la recuperación de la inversión

Con la implementación del presente trabajo se persigue lo siguiente:

- Reducir los costos y gastos de las operaciones existentes en reparaciones continuas, manteniendo el volumen de producción de agua anual existente (cuadro 35).
- Evitar el aumento en costos previstos que se incurriría con el volumen actual de producción anual.
- Evitar futuros aumentos en costos de operación que se incurrirían al aumentar el volumen de producción anual.

En el cuadro 36 se puede observar el informe realizado en el año 2012 referente a los daños reparados y que han sido notificados por parte del departamento de operación y mantenimiento de la empresa.

Cada daño que es reparado es cuantificado su valor económico y reportado al área financiera para su comparación con lo presupuestado, en este caso se lo realizó con el valor promedio de todos los costos incurridos en las reparaciones.

El gasto incurrido por reparaciones en el año 2012 fue de 378.275,69 USD y el valor presupuestado⁴ fue de 386.874,39 USD se puede decir que existen gastos y no inversiones en la mejora del sistema de agua potable, por lo que el presente trabajo permitirá reducir de manera significativa estas desviaciones económicas de la empresa.

En definitiva el uso de los dineros presupuestados para gastos en reparaciones de las fugas en las redes, acometidas (entronques) y medidores fue del 97.78%.

Si con la implementación del presente trabajo en la reducción del porcentaje de agua fugada o no facturada en el primer año en un 5%, la recuperación de la inversión se verá reflejada a los tres años como lo indica el cuadro 34.

Y si la reducción es de un 10%, la recuperación de la inversión será en dos años y si por el contrario se reduce un 15%, esta recuperación será en un año, todo depende de la decisión gerencial para su aplicación (cuadro 34).

Los gastos totales en que se incurre son el valor del agua fugada y las reparaciones de las fugas en un año son los siguientes (cuadro 35).

Costos de producción de agua \$/año	1,407,013.19
Costos de reparación de fugas \$/año	378,275.69
GASTO TOTAL ANUAL \$	1,785,288.88

Cuadro 35 Gastos totales anuales de la EMAPA

⁴ Fuente: partida presupuestaria 1.2.6.3.04 denominada instalación, mantenimiento y reparaciones año 2012

EMPRESA PUBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE IBARRA										
INFORME DE TRABAJOS REALIZADOS POR EL AREA OPERATIVA DE LA ZONA SUR (centro de la ciudad)										
AÑO 2012										
MES	RED L= 6(m)	ACOMETIDAS	LLAVES DE ACERA	TOMAS	MEDIDOR	CAMBIO DEFINITIVO	COLLARIN	ADOQUINADO (m2)	EMPEDRADO (m2)	PAVIMENTO (m2)
ENERO	113	251	2	33	57	1	66	44	18	2.5
FEBRERO	129	150	4	14	45	6	43	12.7	8.2	22
MARZO	129	146	0	10	24	2	56	17	4	5
ABRIL	118	164	1	6	35	2	41	8	7	3
MAYO	145	142	4	11	44	0	63	84	40	19
JUNIO	122	142		11	27	1	39	374.46	44	4
JULIO	127	120	3	10	9	5	36	148.05	19	15
AGOSTO	126	127	0	21	21	8	42	128.8	186.5	11
SEPTIEMBRE	104	120	2	12	25	4	33	141.8	28	20.6
OCTUBRE	122	184	0	23	15	6	52	143.5	39	18
NOVIEMBRE	108	174	0	12	31	5	34	41.5	26	8
DICIEMBRE	114	184	1	6	27	2	48	38	0	1
TOTAL	1457	1904	17	169	360	42	553	1181.81	419.7	129.1
Costo reparacion	120	65	60	85	40	150	45	5.6	4.5	79
Valor	174,840.00	123,760.00	1,020.00	14,365.00	14,400.00	6,300.00	24,865.00	6,618.14	1,888.65	10,198.90
Costo total de las reparacione		378,275.69								
Valor en partida presupuestaria		386,874.39								

Cuadro 36 Informe de daños en el sector centro

11 CONCLUSIONES

La información recopilada ha tenido que ser ordenada de manera coherente, para poder agilizar el posterior trabajo de análisis, y dar sentido de unidad a una gran cantidad de información. Esta organización se ha conseguido mediante una el apoyo de varios software, como son AutoCad, Excel, ArcGis, Lectores Shapefile, Inersoft (manejo de datos entre autocad y Excel).

La tarea de depurar la información ha permitido verificar las falencias o errores cometidos durante los años anteriores, los mismos que a partir de hoy serán planificados de manera que los próximos modelos de los sectores faltantes, se los obtenga en el menor tiempo posible y con una fiabilidad mayor al 95%.

Además de haber comprendido el concepto y la utilidad de los SIG, se ha aprendido a utilizar el software ArcGis, uno de los más difundidos actualmente, y se han obtenido una serie de conocimientos y hábitos personales, referentes a la organización de la información, el trabajo, y el tiempo, que con toda seguridad serán de utilidad en un futuro durante la vida laboral.

El modelo de simulación calibrado del sistema de distribución del sistema 4, permite predecir el comportamiento hidráulico de la red en periodo extendido bajo condiciones reales de operación y permitirá a futuro simular condiciones variables para diferentes alternativas operativas y de condiciones de demanda proyectada.

El modelo calibrado generado se convierte en una herramienta de planificación del sistema, permitiendo la planificación del servicio ajustadas a la realidad operativa del sistema y a la ampliación del mismo con el aumento de la demanda y las políticas del plan de ordenamiento territorial que se pondrá en marcha a partir del año 2015.

El modelo ayudó a evaluar las condiciones existentes y designar áreas críticas de pérdidas de agua así como su valoración económica. El modelo será una herramienta muy útil para evaluar los escenarios de expansión de las redes de agua, sectorización del sistema.

Se puede afirmar que la sectorización en combinación con las técnicas de modelización, monitoreo y mantenimiento programado, permiten aumentar la eficacia y eficiencia para la reducción del agua no facturada o fugada en las redes de abastecimiento de agua potable y así reducir las pérdidas económicas que esto provoca.

12 BIBLIOGRAFIA

12.1 Referencias bibliográficas

Aldana J.M.,(2003) “*La sectorización Hidráulica como estrategia del control de pérdidas en sistemas de acueducto*” Premio Dióforo Sánchez 2003. Sociedad Colombiana de Ingenieros

Cabrera,E. Abreu,J. (1995)(*Introducción al Análisis de Redes de Distribución de Agua*) Instituto Tecnológico del Agua, Universidad Politécnica de Valencia.

Cabrera E.,EspertV., García-Serra J., Martínez F.(2009) “*INGENIERIA HIDRAULICA Aplicada a los sistemas de distribución de agua Volumen II*”.

Cabrera E.,Vela A.F.,1994 “*MEJORA DEL RENDIMIENTO Y DE LA FIABILIDAD EN SISTEMAS DE SISTRIBUCION DE AGUA*” Curso dictado en la UIMP noviembre 1994. Aguas de Valencia, U.D. Mecánica de fluidos UPV.

Cembrano,G. Quevedo,J. Puig,V. Figueras,J. Pérez,R., “ *Documento técnico de Modelado de Redes*” 2003.

Collado la Torre C,J. Navarro J, M (2013) ArcGIS 10 Prácticas paso a paso. Editorial Universitat Politecnica de Valencia.

CONAGUA 2007,Comisión Nacional del Agua México *MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO MODELACIÓN HIDRÁULICA Y DE CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE AGUA POTABLE.*

Delgado-Galván, Xitlali; Herrera, Manuel; Izquierdo, Joaquín; Pérez-García, Rafael. (2011) *Aplicaciones de la metodología AHP para la toma de decisiones en la gestión de la red de abastecimiento. X Seminario Iberoamericano sobre planificación, proyecto y operación de sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento.* Morelia, México.

Fuertes,V.S., García-Serra, J., Iglesias, P.L., López,G., Martínez, F.J y Pérez,R.(2002) “*Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua*”. Grupo Mecánica de Fluidos UPV.

Jiménez M.,A (2007) *Sistemas y Análisis de la Información Geográfica.*Editorial RA-MA. España.

Iglesias, P.L., Martínez, F.J “*Análisis y Diseño de Redes de Distribución de Agua mediante el programa EPANET2-vE.* Apuntes de clases Master período 2012-2013.

Informe Final de la Consultora HIDROTEC “*Auditoria del servicio de Agua Potable de las Ciudades de Ambato, Ibarra, Durán y Milagro 2003*”.

Leonel H. Ochoa Alejo 2002 *PLANEACIÓN DE ACCIONES DE INCREMENTO Y CONTROL DE LA EFICIENCIA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE.*

Mateos, de Vicente Manuel (1990). Válvulas para abastecimientos de aguas. Número 2 en Obras Hidráulicas. Bellisco, 1a edición.

Manual de EPANET 2.0vE(2004), Grupo Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia.

Pearson, D. (2007) Do you know how many of your colleagues will come to your funeral? Water Loss 2007. Bucarest, Rumania.

Sotelo A., G. (1982) Hidráulica general I. LIMUSA S.A. Sexta edición. México.

12.2 Referencias internet

[1] <http://lae.ciga.unam.mx/arcgis/Presentaciones/2%20Intro-SIG.pdf> (fecha de consulta 20 octubre 2013)

[2] <http://www.gis.com>. (Fecha de consulta: 9/Feb/2014)

[3] <http://foro.gabrielortiz.com/index.asp?Topic> (Fecha de consulta: 8-9-10-11-15-19/Feb/2014)

[4] <http://www.instagua.upv.es/Epanet/> (Manual de EPANET)

12.3 Descripción de las figuras

Figura 1	Ubicación de la provincia de Imbabura.....	13
Figura 2	Ubicación del cantón Ibarra y la Ciudad de Ibarra.	14
Figura 3	Zonificación de los sistemas que dispone la ciudad de Ibarra.	15
Figura 4	Ubicación de las captaciones.	19
Figura 5	Implantación general de la planta de tratamiento de agua Caranqui.....	21
Figura 6	Implantación general planta de tratamiento de agua Azaya	22
Figura 7	Red de distribución general del sistema de agua potable de Ibarra.	23
Figura 8	Esquema general del sistema de agua potable de la Ciudad de Ibarra.	24
Figura 9	Fases de la elaboración del modelo.	26
Figura 10	Representación raster y vectorial del mundo real.	29
Figura 11	Inscripción del constructor. Figura 12 Vertiente de Yuyucocha.	30
Figura 13	Estacion de bombeo en Yuyucocha.	31
Figura 14	Línea de impulsión entre las vertientes y la planta de Caranqui.	31
Figura 15	Estación de bombeo Caranqui.	32
Figura 16	Vista general de la planta de Caranqui.	32
Figura 17	Esquema general de los caudales producido.	33
Figura 18	Vista general de la cámara de llegada y del vertedero.	34
Figura 19	Vertedero de pared delgada sin contracciones.	34
Figura 20	Descripción con el nombre de cada vertiente que llega a la cámara.	36
Figura 21	Localización del macromedidor en la planta de Caranqui.	37
Figura 22	Evolución del consumo de un día.	38
Figura 23	Evolución mensual del volumen facturado.	39
Figura 24	Ubicación de los planes y rutas del sistema 4.	40
Figura 25	Dibujos de la red de agua potable del sistema 4.	41
Figura 26	Manera de escribir en los formularios.	42
Figura 27	Esquema para la representación de la infraestructura de la red.	44
Figura 28	Plano esqueletado de la red del sistema 4.	45
Figura 29	Ubicación de los planes y rutas de los clientes de la EMAPAI.	47
Figura 30	Distribución de los clientes en el sistema 4.	47
Figura 31	Red depurada del sistema 4.	48
Figura 32	Curva de evolución del caudal inyectado.	49
Figura 33	Datos de medición a la salida de los tanques y coeficiente de modulación.	50
Figura 34	Acometida o entronque tipo de agua potable.	51
Figura 35	Clientes identificados en cada predio.	51
Figura 36	Asignación de la demanda a un nodo.	51
Figura 37	Asignación a cada nudo la demanda en los nudos.	52
Figura 38	Shapefile unión_plan _ruta.	53
Figura 39	Shapefile <i>INTERSEC_SECUENCIAS</i>	54
Figura 40	Shapefile denominado POLIGONOS_TISEN_NUDOS.	54
Figura 41	Shapefile denominado INTERSEC_PLAnRUTaPOLg.	55

Figura 42	Lector de archivos SHP.....	56
Figura 43	Detalle general de las fugas (CONAGUA 2007).....	59
Figura 44	Índice de pérdidas de agua.	60
Figura 45	Esquema general de representar la fuga.....	61
Figura 46	Distribución de las presiones en la red.....	67
Figura 47	Caudal inyectado vs caudal del modelo en la primera simulación.	68
Figura 48	Caudal inyectado vs caudal del modelo con factor de demanda.	71
Figura 49	Distribución de la presión.	71
Figura 50	Daño en la Av Atahualpa provocado por las raíces de los árboles.	73
Figura 51	Nudo 19 en el modelo punto de medición del caudal.	74
Figura 52	Presión en los nudos de toda la red del sistema 4.....	74
Figura 53	macromedidor instalado a la salida de la Planta de Caranqui.	75
Figura 54	Ubicación del nudo crítico.	76
Figura 55	Curva que se ajusta de acuerdo al Ce inicialmente calculado	79
Figura 56	Curva de modulación nueva.	79
Figura 57	Caudal con el coeficiente emisor y curva de modulación calculados	80
Figura 58	Puntos de medición de las presiones.....	82
Figura 59	Variación de la presión en la red.	83
Figura 60	Variación de la presión en la acometida domiciliaria.	84
Figura 61	Variación espacial y temporal de la presión en la red.....	84
Figura 62	Presiones iniciales antes de la calibración del modelo en varios nudos.	85
Figura 63	Variación espacial y temporal de la presión de la red del sistema 4.	86
Figura 64	Calibración de presiones en los nudos medidos	87
Figura 65	Puntos de alimentación del sistema.	89
Figura 66	Mapa de contorno de las presiones en la red.	90
Figura 67	Sectorización inicial división en tres subsectores.....	91
Figura 68	Sectorización hidráulica propuesta.	93
Figura 69	Esquema general de instalación de una VRP.	94
Figura 70	Ubicación de las válvulas reguladoras de presión.	95
Figura 71	Presiones mínimas del estado actual de la red del sistema 4.....	96
Figura 72	Presiones máximas del estado actual de la red del sistema 4.	97
Figura 73	Presiones mínimas de la propuesta para el sistema 4.....	98
Figura 74	Presiones máximas de la propuesta para el sistema 4.	99
Figura 75	Caudal fugado en la red actual y lo esperado con la propuesta	102
Figura 76	Curvas de evolución de los caudales registrados, inyectados y con válvulas de regulación.....	104
Figura 77	Ubicación final de las válvulas reguladoras de presión	105

12.4 Descripción de los cuadros

Cuadro 1	Horario de servicio Barrios de la Ciudad de Ibarra.	11
Cuadro 2	Planificación a Corto Plazo (2007-2010).	18
Cuadro 3	Planificación a Mediano Plazo (2010-2015).	18
Cuadro 4	Descripción de los caudales captados y conducidos.	20

Cuadro 5	Resumen de la red de distribución de la Ciudad de Ibarra.	23
Cuadro 6	Descripción tanques de reserva del sistema de la Ciudad de Ibarra.	25
Cuadro 7	Resumen de las características de los sistemas de bombeo.	33
Cuadro 8	Resultados del aforo en la planta de Caranqui.	35
Cuadro 9	Resumen caudales de llegada a Caranqui.	36
Cuadro 10	Datos de la medición del caudal en el macromedidor.	37
Cuadro 11	Base de datos de los clientes que dispone EMAPA-I.	39
Cuadro 12	Base de datos de los clientes que dispone EMAPA-I.	46
Cuadro 13	Resumen de los elementos de la red esqueletizada del sistema 4.	48
Cuadro 14	Asignación a cada nudo las secuencias más cercanas.	55
Cuadro 15	Asignación de la demanda a cada nudo de la red.	56
Cuadro 16	Valor de las fugas o agua no facturada.	69
Cuadro 17	Valores del caudal medido igual caudal del modelo con factor de demanda.	70
Cuadro 18	Valores de la presión en los nudos y caudales medidos y del modelo.	76
Cuadro 19	Resultado de las iteraciones para obtener el coeficiente emisor.	77
Cuadro 20	Resultados de caudal fugado, caudal demandado y curva de modulación.	78
Cuadro 21	Calibración de caudales con coeficiente emisor curva de modelación.	81
Cuadro 22	Ubicación de la medición de la presión.	83
Cuadro 23	Válvulas para lograr los tres subsectores.	92
Cuadro 24	Válvulas a operar para obtener los sectores hidráulicos.	92
Cuadro 25	Válvulas a instalar para obtener los sectores hidráulicos.	92
Cuadro 26	Líneas en las que se instalaran las VRP.	95
Cuadro 27	Variación de la presión en un nudo más cercano y más alejado de la planta en la situación actual y en la situación propuesta.	100
Cuadro 28	Variación de la presión en los nudos de la red actual y la propuesta.	101
Cuadro 29	Valores de los caudales en la situación actual y la propuesta.	103
Cuadro 30	Resumen de los resultados del estado inicial y la propuesta.	103
Cuadro 31	Cuadro Comparativo de los caudales registrado, inyectado actual y con válvulas reguladoras.	104
Cuadro 32	Lugar de ubicación y el estado en que se hallan las válvulas (TARADO).	105
Cuadro 33	Presupuesto general para la implementación del presente trabajo.	106
Cuadro 34	Valores de facturación y costos del agua fugada.	107
Cuadro 35	Gastos totales anuales de la EMAPA.	108
Cuadro 36	Informe de daños en el sector centro.	109

12.5 Anexos