

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



**Metodología para la gestión y planificación de un sistema de agua potable con suministro intermitente: Aplicación a la Ciudad de Tegucigalpa (Honduras)**

TESIS DOCTORAL

Presentada por: **Mario Tavera**

Dirigida por: **Dr. Rafael Pérez García**

**Dr. Joaquín Izquierdo Sebastián**

Valencia, Enero 2013



# UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

## TESIS DOCTORAL

### **Metodología para la gestión y planificación de un sistema de agua potable con suministro intermitente: Aplicación a la Ciudad de Tegucigalpa (Honduras)**

Presentada por: Mario Tavera

Dirigida por:

Dr. Rafael Pérez García

Dr. Joaquín Izquierdo Sebastián

Valencia, Enero de 2013

## Tribunal Calificador

---

Presidente

*Dr. D. Ricardo Aliod Sebastián*

---

Secretario

*Dr. D. Rafael García Bartual*

---

Vocal

*Dr. D. Juan Reca Cardeña*

---

Vocal

*Dr. D. Antonio Gallado Izquierdo*

---

Vocal

*Dr. D. Idel Montalvo Arango*



## **AGRADECIMIENTOS**

En primera instancia dedico esta tesis a la memoria de mi padre Giovanni, que seguramente se hubiera sentido orgulloso por este logro.

Agradezco a mi madre y mis hermanos, por apoyarme no obstante mi permanente lejanía de ellos.

A mí querida mujer Adriana, por soportarme y permitir, con su cariño, la realización de este trabajo.

A mi hijo Giovanni, por sus sonrisas desinteresadas y su inocencia.

A todos los compañeros y profesores de doctorado que he tenido la oportunidad de conocer en estos años en esta bella ciudad.

Agradezco al Servicio Autonomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA) de la República de Honduras, por permitirme utilizar los datos del “PROYECTO DE OPTIMIZACION DE LOS SERVICIOS DE ABASTECIMIENTO DE TEGUCIGALPA Y RENOVACIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE LAS COLONIAS 15 DE SEPTIEMBRE Y 21 DE OCTUBRE DE TEGUCIGALPA”.

Agradezco a la empresa WASSER S.A.E. que, al contratarme para este proyecto, me ha permitido realizar esta tesis doctoral.

A todos los compañeros de trabajo del consorcio AQUARUM con los cuales hemos compartido más de dos años de trabajo intenso y duro.

Finalmente, y es lo más importante, agradezco a mis tutores de la tesis, Rafael Pérez y Joaquín Izquierdo, que antes fueron mis profesores y luego se hicieron mis amigos, y me lo demostraron una vez más en ayudarme y apoyarme en realizar esta pequeña contribución al mundo del agua.



# RESÚMENES

Resúmenes

---



## RESUMEN

Los grandes centros urbanos de los países en vía de desarrollo se han caracterizado, en las últimas décadas, por tener un elevado incremento demográfico acompañado por un crecimiento urbanístico desordenado. Aunque ahora se considera que el fenómeno de crecimiento demográfico urbano se haya desacelerado por un cambio en los movimientos migratorios (de un movimiento rural – urbano hacia movimientos más complejos) (cfr. Estado de las ciudades de América Latina y el Caribe, Informe ONU-HABITAT, Agosto 2012), se siguen observando expansiones urbanas no planificadas; inclusive en muchos casos se observan nuevos asentamientos fuera de los mismos límites administrativos de las ciudades.

Bajo esta premisa es frecuente enfrentarse a infraestructuras públicas deficientes y obsoletas (energía eléctrica, agua potable, red de alcantarillado etc.). No constituyen una excepción los sistemas de distribución de agua potable que, bajo este escenario, no suelen satisfacer las demandas hídricas urbanas.

La consecuencia más impactante de este fenómeno es representada por la presencia de un suministro intermitente (no continuo) en el abastecimiento de agua que conlleva, entre otros, los siguientes problemas principales:

- Extrema complejidad en las operaciones diarias de la red de distribución
- Cambios en las costumbres de los usuarios del servicio por la instalación de sistemas domiciliarios que miran a mitigar el racionamiento del vital líquido
- Incremento de roturas en las tuberías por los fenómenos transitorios inducidos por la intermitencia del servicio
- Dificultad en la detección y localización de las pérdidas físicas por métodos acústicos por la escasa presurización de las tuberías existentes
- Empeoramiento de la calidad del agua por el uso difuso de tanques y cisternas domiciliarios y por la elevada intrusión patógena en los puntos de roturas en las tuberías
- Dificultad en la modelación matemática del sistema según los esquemas convencionales.

Con respecto a este último punto se amerita evidenciar que los programas convencionales de modelación se han creado originalmente para sistemas con servicio continuo (como el programa

EPANET de la agencia medioambiental estadounidense EPA, por mencionar uno de los más conocidos). A la hora de utilizar estos programas para redes con servicio discontinuo, los investigadores se han enfrentado a dificultades provocadas por la necesidad de simular con modelos que sean lo más cercanos al funcionamiento real. Es este el caso de un estudio realizado en La Habana (Cuba) en el 2002 (J. A. Ordás et al., 2002) cuyo objetivo fue modelar los puntos de consumo de los usuarios como depósitos en una zona piloto de la capital cubana. En el mismo enfoque pueden encajar otros estudios, como el de J. A. Cabrera et al. (2009), aunque en este caso los autores han enfatizado su estudio en la simulación del llenado inicial de las tuberías (arranque de servicio) mediante el programa SWMM, programa también de la EPA, que permite modelar los flujos en lámina libre de las tuberías de saneamiento. En general, los profesionales involucrados en este campo deben de crear artificios, más o menos complicados, para poder simular aspectos que los programas convencionales consideran extraordinarios mientras que en sistemas intermitentes aparecen de manera cotidiana.

Otros estudios tienen un enfoque meramente académico y se centran sobre todo en el diseño de sistemas de agua en donde ya en principio se sabe que la oferta hídrica no puede cubrir la demanda de la población. De manera complementaria, para solventar las deficiencias de los softwares convencionales en modelar sistemas de estas características, se ha abierto todo un camino de investigación basado en el desarrollo de los sistemas dependientes de la presión (y no de la demanda). Es este el caso de los trabajos de P. B. Cheung (Extension of Epanet for pressure driven demand modeling in water distribution system, P. B. Cheung et al., 2005) y de Pathirana A. (Epanet2 desktop application for pressure driven demand models, Pathirana A., 2010).

Si bien en el caso de diseño de sistemas intermitentes la literatura específica ha sido hasta ahora prolífica, en el caso del análisis y gestión de este tipo de redes no se tienen muchos antecedentes y aún menos en América Latina. Particularmente significativa es la excepción representada por las contribuciones de Vairavamoorthy, K. et al. , entre las cuales se destaca la tesis doctoral presentada en el Imperial College de Londres (Design of sustainable water distribution systems in developing countries, Kalanithy Vairavamoorthy, Ebenezer Akinpelu, Zhuhai Lin, Mohammed Ali) que enfoca el

problema en el diseño y en el control de las redes de abastecimiento en países en vía de desarrollo donde el suministro intermitente es prácticamente inevitable.

Lo que se presenta en este estudio es un esquema de trabajo / metodología que sea de apoyo para una correcta gestión de un sistema de agua potable no continuo en un entorno de un país en vía de desarrollo. Se evidenciarán detenidamente todos los fenómenos inducidos por un servicio de agua con estas características y se cuantificará el impacto que estos fenómenos provocan en la comunidad, sobre todo en términos de costos. Una vez realizado el diagnóstico del sistema y evaluado el impacto económico que su gestión implica, se propondrá un conjunto de mejoras en un horizonte de tiempo dado. El conjunto de mejoras propuestas constituirá el plan director que representa el producto final requerido. En la metodología se considerará un enfoque multidisciplinar, ya que un sistema discontinuo obliga al prestador del servicio a trabajar en un entorno de incertidumbre que tiene que ser abordado de manera integrada, considerando todos los aspectos posibles que pueden influir en la dinámica del sistema. Es fundamental que las características intrínsecas de los sistemas intermitentes se evidencien y se consideren en la justa perspectiva, otorgando a quien compete unos insumos útiles para tomar decisiones en el entorno considerado.

También se presentarán los resultados de la aplicación de la metodología propuesta al sistema de una capital de América Central que se caracteriza por tener un servicio de suministro extremadamente intermitente.

Resúmenes

---

## RESUM

Els grans centres urbans dels països en via de desenvolupament s'han caracteritzat, en les últimes dècades, per tindre un elevat increment demogràfic acompanyat per un creixement urbanístic desordenat. Encara que ara es considera que el fenomen de creixement demogràfic urbà s'haja desaccelerat per un canvi en els moviments migratoris (d'un moviment rural - urbà feia moviments més complexos) (cfr. Estat de les ciutats d'Amèrica Llatina i el Carib, Informe ONU-HABITAT, Agost 2012), es continuen observant expansions urbanes no planificades; inclusivament en molts casos s'observen nous assentaments fora dels mateixos límits administratius de les ciutats.

Davall esta premissa és freqüent enfrontar-se a infraestructures públiques deficientes i obsoletes (energia elèctrica, aigua potable, xarxa de clavegueram etc.). No constitueixen una excepció els sistemes de distribució d'aigua potable que, davall este escenari, no solen satisfer les demandes hídriques urbanes.

La conseqüència més impactant d'este fenomen és representada per la presència d'un subministrament intermitent (no continu) en l'abastiment d'aigua que comporta, entre altres, els següents problemes principals:

- Extrema complexitat en les operacions diàries de la xarxa de distribució
- Canvis en els costums dels usuaris del servici per la instal·lació de sistemes domiciliaris que miren a mitigar el racionament del vital líquide o increment de ruptures en les canonades pels fenòmens transitoris induïts per la intermitència del servici
- Dificultat en la detecció i localització de les pèrdues físiques per mètodes acústics per l'escassa pressurització de les canonades existent
- Empitjorament de la qualitat de l'aigua per l'ús difús de tancs i cisternes domiciliaris i per l'elevada intrusió patògena en els punts de ruptures en les canonades
- Dificultat en la modelació matemàtica del sistema segons els esquemes convencionals.

Respecte a este últim punt es merita evidenciar que els programes convencionals de modelació s'han creat originàriament per a sistemes amb servici continu (com el programa EPANET de l'agència

mediambiental nord-americana EPA, per mencionar un dels més coneguts). A l'hora d'utilitzar estos programes per a xarxes amb servici discontinu, els investigadors s'han enfrontat a dificultats provocades per la necessitat de simular amb models que siguen el més pròxims al funcionament real. És este el cas d'un estudi realitzat en L'Havana (Cuba) en el 2002 (J. A. Ordas et al., 2002) l'objectiu del qual va ser modelar els punts de consum dels usuaris com a depòsits en una zona pilot de la capital cubana. En el mateix enfocament poden encaixar altres estudis, com el de J. A. Cabrera et al. (2009), encara que en este cas els autors han emfatitzat el seu estudi en la simulació de l'ompliment inicial de les canonades (arrancada de servici) per mitjà del programa SWMM, programa també de la EPA, que permet modelar els fluxos en làmina lliure de les canonades de sanejament. En general, els professionals involucrats en este camp deuen de crear artificis, més o menys complicats, per a poder simular aspectes que els programes convencionals consideren extraordinaris mentres que en sistemes intermitents apareixen de manera quotidiana.

Altres estudis tenen un enfocament merament acadèmic i se centren sobretot en el disseny de sistemes d'aigua on ja en principi se sap que l'oferta hídrica no pot cobrir la demanda de la població. De manera complementària, per a resoldre les deficiències dels programaris convencionals a modelar sistemes d'estes característiques, s'ha obert tot un camí d'investigació basat en el desenrotllament dels sistemes dependents de la pressió (i no de la demanda). És açò el cas dels treballs de P. B. Cheung (Extensió of Epanet for pressure driven demand modeling in water distribution system, P. B. Cheung et al., 2005) i de Pathirana A. (Epanet2 desktop application for pressure driven demand models, Pathirana A., 2010).

Si bé en el cas de disseny de sistemes intermitents la literatura específica ha sigut fins ara prolífica, en el cas de l'anàlisi i gestió d'este tipus de xarxes no es tenen molts antecedents i encara menys a Amèrica Llatina. Particularment significativa és l'excepció representada per les contribucions de Vairavamoorthy, K. et al., entre les quals es destaca la tesi doctoral presentada en l'Imperial College de Londres (Design of sustainable water distribution systems in developing countries, Kalanithy Vairavamoorthy, Ebenezer Akinpelu, Zhuhai Lin, Mohammed Ali) que enfoca el problema en el disseny i en el control de les xarxes d'abastiment en països en via de desenrotllament on el subministrament intermitent és pràcticament inevitable.

El que es presenta en este estudi és un esquema de treball / metodologia que siga de suport per a una correcta gestió d'un sistema d'aigua potable no continu en un entorn d'un país en via de desenrotllament. S'evidenciaran detingudament tots els fenòmens induïts per un servici d'aigua amb estes característiques i es quantificarà l'impacte que estos fenòmens provoquen en la comunitat, sobretot en termes de costos. Una vegada realitzat el diagnòstic del sistema i avaluat l'impacte econòmic que la seua gestió implica, es proposarà un conjunt de millores en un horitzó de temps donat. El conjunt de millores proposades constituirà el pla director que representa el producte final requerit. En la metodologia es considerarà un enfocament multidisciplinari, ja que un sistema discontinu obliga el prestador del servici a treballar en un entorn d'incertesa que ha de ser abordat de manera integrada, considerant tots els aspectes possibles que poden influir en la dinàmica del sistema. És fonamental que les característiques intrínseques dels sistemes intermitents s'evidencien i es consideren en la justa perspectiva, atorgant a qui competix uns insumos útils per a prendre decisions en l'entorn considerat.

També es presentaran els resultats de l'aplicació de la metodologia proposada al sistema d'una capital d'Amèrica Central que es caracteritza per tindre un servici de subministrament extremadament intermitent.

## Resúmenes

---



## SUMMARY

The great cities of the developing countries have been characterized in recent decades by a high population growth accompanied by a disorderly urban expansion. Although it is now commonly believed that the phenomenon of urban population growth has been slowed by a change in the migration (movement of rural - urban to more complex movements) (cf. State of the cities of Latin America and the Caribbean, UN Report-HABITAT, August 2012), there are still unplanned urban expansion, including in many cases there are new settlements outside these administrative boundaries of cities.

Under this premise we face frequently deficient and obsolete public infrastructure (electricity, water, sewerage etc.). The systems of water distribution are no exception and, under this scenario, often do not cover urban water demands.

The most striking result of this phenomenon is represented by the presence of an intermittent supply (not continuous) in the water, which entails, among others, the following main problems:

- Extreme complexity in the daily operations of the distribution network
- Changes in the habits of users due to the installation of home systems in order to mitigate the rationing of liquid
- Increased breaks in pipes by transients induced by intermittent service
- Difficulty in detecting and locating physical losses by acoustic methods for the low pressurization of existing pipelines
- Worsening water quality by the use of tanks and cisterns diffuse home and pathogenic intrusion by high points in the piping breaks
- Difficulty in mathematical modeling of the system according to conventional techniques.

Regarding the latter point, it is important to show that conventional modeling programs were created originally for systems with continuous service (as the program EPANET U.S. environmental agency EPA, one of the best known). When these programs have been used for networks with intermittent service, researchers have faced difficulties due to the lack of models that can accurately represent this kind of situation. This is the case of a study in Havana (Cuba) in 2002 (Ordas JA et al., 2002) whose

aim was to model the consumption points of users as deposits in a pilot area of Havana. The same approach may fit other studies, such as J. A. Cabrera et al. (2009), although in this case the authors have emphasized their study in simulation the initial filling of the pipes (start of service) by SWMM program, another EPA program, which allows to model overland flow in pipes sanitation. In general, the professionals involved in this field need to create "tricks", more or less complicated, to simulate aspects that for conventional programs are considered extraordinary while in intermittent systems appear on a daily basis.

Other studies that have a merely academic approach and focus mainly on the design of water systems where is known, from the beginning, that the water supply cannot meet population demand. In a complementary manner, to address the weaknesses of the softwares with more conventional models, we are seeing a number of researches that focus on the development of models based on pressure driven systems (not demand based). This is the case of work P. B. Cheung (Extension of Epanet for pressure driven demand in water distribution system modeling, P. B. Cheung et al., 2005) and A. Pathirana (Epanet2 desktop application for pressure driven demand models, Pathirana A., 2010).

Although in the case of design of water supply systems with intermittent supply, specific literature, so far, has been prolific, for the analysis and management of such networks doesn't exist many precedents and even less in Latin America. Particularly significant is the exception represented by the contributions of Vairavamoorthy, K. et al., among which stands out the doctoral thesis presented at Imperial College London (Design of Sustainable Water Distribution Systems in Developing Countries, Kalanithy Vairavamoorthy, Ebenezer Akinpelu, Zhuhai Lin, Mohammed Ali) that approaches the problem in the design and control supply networks in developing countries where the intermittent supply is practically inevitable.

In this study we present a scheme of work / methodology in order to help in the proper management of an intermittent water supply in a context of a developing country. After analyzing carefully all phenomena induced by a water service with these features, it will quantify the impact that these phenomena cause in the community, especially in terms of cost. Once it has been made the diagnosis system and it has been evaluated the economic impact that involves this kind of management, it will

propose a set of improvements in a given time horizon. The set of proposed improvements will form the master plan that represents the final product required. The methodology has been considered in a multidisciplinary approach, since an intermittent system requires the service provider works in an environment of uncertainty that must be addressed in an integrated manner, considering all possible aspects that can influence the dynamics of the system. It is essential that the intrinsic characteristics of intermittent systems are defined and considered in the proper perspective, which is responsible for providing useful inputs to make decisions on the framework considered.

It will also present the results of applying the proposed methodology to the system of a Central American capital that is characterized by an extremely intermittent supply service.

Resúmenes

---

---

**INDICE**

<b>1</b>	<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVO GENERAL DE LA TESIS.....	3
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE LA TESIS.....	4
1.3	METODOLOGÍA PROPUESTA .....	5
1.4	DIAGNÓSTICO ACTUAL DEL SISTEMA .....	5
1.4.1	<i>Estudio del entorno del sistema</i> .....	6
1.4.2	<i>Diagnóstico de Fenómenos inducidos por la intermitencia en el suministro</i> .....	6
1.4.3	<i>Metodología de Soporte a las Decisiones propuesta</i> .....	8
1.5	CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS .....	9
<b>2</b>	<b>CAPÍTULO 2: LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.....</b>	<b>11</b>
2.1	LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.....	11
2.2	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN .....	13
2.2.1	<i>Fuentes de producción</i> .....	14
2.2.2	<i>Puntos de almacenamiento (tanques o depósitos)</i> .....	15
2.2.3	<i>Puntos de control o regulación</i> .....	16
2.2.4	<i>Equipos de impulsión (bombas)</i> .....	18
2.2.5	<i>Puntos de consumo</i> .....	20
<b>3</b>	<b>CAPÍTULO 3: LA GESTIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.....</b>	<b>21</b>
3.1	EL ENFOQUE DE LA IWA Y EL CONCEPTO DE AGUA NO CONTABILIZADA (ANC).....	21
3.2	LAS PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO.....	26
3.2.1	<i>Las Pérdidas físicas en un sistema de abastecimiento</i> .....	27
3.2.2	<i>Las pérdidas aparentes en un sistema de abastecimiento</i> .....	30
3.2.3	<i>Errores de medición</i> .....	31
3.2.4	<i>Errores de facturación</i> .....	31
3.2.5	<i>Usos no autorizados o ilegales</i> .....	31
3.2.6	<i>Usos legales no medidos</i> .....	31
3.3	GESTIÓN DE LAS PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO .....	31
3.3.1	<i>Importancia de la reducción de fugas</i> .....	32

## Índice

---

3.3.2	<i>Auditoria de una red</i>	34
3.3.3	<i>Papel de las pérdidas de agua en la gestión de las redes</i>	35
3.3.4	<i>Gestión activa</i>	36
3.3.4.1	Técnica de detección y localización de fugas	36
3.3.4.2	Sectorización de las redes	39
3.3.4.3	Control activo de las presiones	44
3.3.4.4	Regulación de la red	46
<b>4</b>	<b>CAPÍTULO 4: LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA INTERMITENTES</b>	<b>49</b>
4.1	ENTORNO Y CAUSAS QUE PROVOCAN UN SISTEMA CON SERVICIO INTERMITENTE	49
4.2	FENÓMENOS INDUCIDOS POR UN SUMINISTRO DISCONTINUO	50
4.2.1	<i>Ventajas percibidas e inducidas por la intermitencia</i>	50
4.2.2	<i>Desventajas percibidas e inducidas por la intermitencia</i>	51
4.2.2.1	Introducción	51
4.2.2.2	Desventajas percibidas e inducidas por la intermitencia	52
4.3	ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN LA GESTIÓN DEL SISTEMA INTERMITENTE	54
4.3.1	<i>Aspectos comerciales</i>	55
4.3.2	<i>Aspectos políticos</i>	55
4.3.3	<i>Aspectos técnicos</i>	56
4.3.3.1	Detección y localización de fugas	56
4.3.3.2	Mediciones de parámetros hidráulicos	58
4.3.3.3	Operación y mantenimiento	59
<b>5</b>	<b>CAPÍTULO 5: METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA GESTIÓN Y PLANIFICACIÓN DE UN SISTEMA DE SUMINISTRO INTERMITENTE</b>	<b>61</b>
5.1	INTRODUCCIÓN	61
5.2	PRIMERA ETAPA: ESTUDIO DEMOGRÁFICO Y CLASIFICACIÓN DE LA DEMANDA HÍDRICA	63
5.2.1	<i>Censo poblacional y estimación de la población futura</i>	63
5.2.2	<i>Estudio urbanístico</i>	65
5.2.3	<i>Clasificación de la población y asignación de la demanda</i>	66
5.3	SEGUNDA ETAPA: DIAGNÓSTICO FÍSICO DEL SISTEMA EXISTENTE	67
5.3.1	<i>Inventario de elementos del sistema de abastecimiento</i>	67
5.3.1.1	Sistema de aducción, captación y transporte	68
5.3.1.2	Sistema de producción, almacenamiento e impulsión	68

---

## Índice

---

5.3.1.3	Sistema de distribución.....	69
5.3.1.4	Depuración de elementos y volcado en el GIS.....	70
5.3.2	<i>Levantamiento del padrón de usuarios</i> .....	70
5.3.3	<i>Modelación Matemática de un sistema de abastecimiento de agua potable</i> ____	71
5.3.3.1	Introducción .....	71
5.3.3.2	La era computacional .....	74
5.3.3.3	Necesidad de modelos de computación .....	78
5.3.3.4	Usos de la modelización por computación .....	79
5.3.3.5	El programa EPANET .....	80
5.3.3.6	Representación de la red en EPANET .....	81
5.3.3.7	Modelación matemática de los suministros intermitentes .....	87
5.3.4	<i>Resultados del diagnóstico físico: propuesta de mejoras a corto plazo</i> _____	90
5.3.5	<i>Diagnóstico de las debilidades inducidas por el suministro intermitente</i> _____	91
5.3.5.1	Estimación del despilfarro energético en el consumo de los usuarios. ....	91
5.3.5.2	Estimación de la Disponibilidad A Pagar de los usuarios.....	92
5.3.5.3	Estimación de la eficiencia energética en los equipos de bombeo.....	93
5.4	TERCERA ETAPA: ESTIMACIÓN DEL DÉFICIT HÍDRICO Y PROPUESTA DE ACTUACIONES A LARGO PLAZO.....	94
5.5	CUARTA ETAPA: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	95
5.5.1	<i>Elección del horizonte temporal para el estudio</i> .....	95
5.5.2	<i>Elección del objetivo del estudio</i> .....	95
5.5.3	<i>Método de soporte a las decisiones</i> .....	97
5.5.3.1	Introducción .....	97
5.5.3.2	Análisis coste-eficacia.....	97
5.5.3.3	Análisis multiobjetivo .....	98
5.5.3.4	Análisis coste - beneficio.....	98
5.5.4	<i>Estudio de alternativas</i> .....	100
5.6	QUINTA ETAPA: IMPLEMENTACIÓN DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA.....	101
<b>6</b>	<b>CAPÍTULO 6: CASO DE ESTUDIO.....</b>	<b>103</b>
6.1	ENTORNO GEOGRÁFICO DE LA CIUDAD DE TEGUCIGALPA .....	103
6.2	ENTORNO FÍSICO .....	104
6.2.1	CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA .....	105
6.2.2	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.....	106
6.2.3	CARACTERIZACIÓN AMBIENTAL: CLIMATOLOGÍA.....	106
6.2.4	CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	106

---

## Índice

---

6.2.5	PRECIPITACIÓN .....	107
6.2.6	EVAPORACIÓN Y HUMEDAD DEL SUELO. ....	109
6.2.7	HIDROLOGÍA Y CAUDALES DE LOS RÍOS. ....	109
6.2.8	VULNERABILIDAD DEL ENTORNO FÍSICO .....	110
6.3	ENTORNO SOCIO-ECONÓMICO DEL PAÍS Y DE TEGUCIGALPA .....	115
6.4	DESARROLLO URBANÍSTICO DEL ÁREA METROPOLITANA.....	116
6.5	DESARROLLO HISTÓRICO DEL SECTOR AGUA Y SITUACIÓN ACTUAL.....	125
6.5.1	MARCO LEGAL E INSTITUCIONAL DEL SANAA.....	129
6.5.1.1	MARCO LEGAL .....	129
6.5.1.2	MARCO INSTITUCIONAL .....	130
6.5.1.3	POLÍTICAS BÁSICAS Y AGENDA DEL AGUA PARA LA CIUDAD .....	132
<b>7</b>	<b>DIAGNOSTICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE TEGUCIGALPA .....</b>	<b>135</b>
7.1	DEFINICIÓN DEL HORIZONTE TEMPORAL DE ESTUDIO.....	135
7.2	ESTUDIO DEMOGRÁFICO Y DE LA DEMANDA HÍDRICA .....	135
7.2.1	<i>Estimación población actual y proyecciones futuras</i> .....	135
7.2.1.1	Estudios anteriores .....	136
7.2.1.2	Estimación utilizada en el estudio y proyección futura .....	139
7.2.2	<i>Proyección de la población y su clasificación</i> .....	141
7.2.2.1	Metodología aplicada para la estimación y el pronóstico de la demanda .....	141
7.2.3	<i>Proyección de la demanda en el horizonte de estudio</i> .....	147
7.3	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ABASTECIMIENTO ACTUAL .....	152
7.4	FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN HÍDRICA .....	156
7.4.1	<i>Embalse “Los Laureles”</i> .....	160
7.4.2	<i>Sub sistema “La Concepción”</i> .....	161
7.4.3	<i>Sub sistema “San Juancito – La Tigra – Picacho”</i> .....	161
7.4.4	<i>Sub sistema “Sabacuante - Tatumbra”</i> .....	162
7.5	RED DE ALTA DEL SISTEMA.....	162
7.5.1	<i>Centros de almacenamiento y estaciones elevadoras</i> .....	162
7.5.2	<i>Operatividad de la línea de alta</i> .....	166
7.5.2.1	Planta Concepción.....	167
7.5.2.2	Planta Los Laureles .....	167
7.5.2.3	EPAS y Tanque Mogote.....	168

---



## Índice

---

7.5.2.4	Llenadero los Laureles .....	168
7.5.2.5	Plantel Picacho .....	168
7.5.2.6	Plantel Miraflores .....	169
7.5.3	<i>Características de la línea de alta</i> .....	169
7.5.3.1	Inventario de elementos de la línea de alta .....	170
7.6	RED DE DISTRIBUCIÓN DEL SISTEMA.....	173
7.6.1	<i>Descripción general de la red de distribución</i> .....	173
7.6.2	<i>Inventario del sistema de agua potable de Tegucigalpa</i> .....	175
7.6.2.1	Campaña para el levantamiento de centros de tanques y estaciones elevadoras.....	179
7.6.2.2	Levantamiento de puntos GPS .....	180
7.7	PÉRDIDAS FÍSICAS Y ESTADO DE LAS CONDUCCIONES .....	181
7.7.1	<i>Antecedentes</i> .....	181
7.7.2	<i>Campaña de detección y localización de fugas realizada</i> .....	184
7.7.2.1	Introducción .....	184
7.7.2.2	Metodología general.....	185
7.7.2.3	Síntesis de los resultados obtenidos.....	186
7.8	MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL SISTEMA.....	188
7.8.1	<i>Metodología utilizada</i> .....	188
7.8.1.1	Topología de la red.....	188
7.8.1.2	Asignación de cotas.....	188
7.8.1.3	Asignación de rugosidades .....	190
7.8.1.4	Campaña de mediciones de parámetros hidráulicos .....	191
7.8.2	<i>Modelación matemática de la línea de alta</i> .....	191
7.8.2.1	Resultados más destacados de la modelación matemática de la línea de alta .....	194
7.8.3	<i>Modelación matemática de la red de distribución</i> .....	196
7.8.3.1	Mediciones de parámetros hidráulicos en la línea de alta.....	196
7.8.3.2	Mediciones de parámetros hidráulicos en la línea de distribución.....	200
7.8.3.3	Asignación de demandas a los nudos .....	202
7.8.3.4	Asignación de curva de modulación de consumo.....	203
7.8.3.5	Explotación del modelo matemático de las zonas de influencias hidráulicas .....	206
7.8.3.6	Porciones de red con diámetro de tuberías subdimensionado.....	208
7.8.3.7	El papel real de los centros de almacenamiento en el sistema .....	209
7.8.3.8	Otros aspectos de deficiencias estructurales .....	211
7.9	GESTIÓN COMERCIAL E ÍNDICE DEL AGUA NO CONTABILIZADA (ANC) .....	212
7.9.1	<i>Introducción</i> .....	212

---

## Índice

---

7.9.2	<i>Método de facturación actualmente existente en el SANAA</i>	212
7.9.2.1	Consideraciones finales acerca de la Gestión Comercial.....	215
7.10	ESTUDIO ENERGÉTICO DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO EN LA RED .....	216
7.10.1	<i>Introducción</i>	216
7.10.2	<i>Resultados principales obtenidos con el estudio</i>	217
7.11	ESTUDIO INTEGRADO EN SECTORES PILOTOS.....	220
7.11.1	<i>Metodología utilizada</i>	220
7.11.2	<i>Resultados destacados obtenidos</i>	223
<b>8</b>	<b>CAPÍTULOS 8: PROPUESTAS DE MEJORAS A CORTO-MEDIO PLAZO .....</b>	<b>227</b>
8.1	SECTORIZACIÓN HIDRÁULICA.....	227
8.1.1	<i>Metodología empleada</i>	227
8.1.2	<i>Fases implementadas para la sectorización</i>	228
8.1.2.1	Recopilación de la información existente .....	229
8.1.2.2	Pruebas hidráulicas .....	230
8.1.2.3	Modelación matemática de los sectores.....	230
8.1.3	<i>Equipos de medición utilizados</i>	231
8.1.4	<i>Construcción de la obra civil</i>	232
8.1.4.1	Unidad de control a la entrada del sector.....	232
8.1.4.2	Ejecución de obra civil complementaria.....	233
8.1.5	<i>Consideraciones adicionales del contexto existente en la sectorización propuesta</i> 234	
8.2	ACTUACIONES PARA SOLVENTAR LAS DEBILIDADES ACTUALES DEL SISTEMA .....	237
8.2.1	<i>Zona centro Linderos y La Sosa</i>	237
8.2.1.1	Conexión de la Parte Alta de la Colonia Esperanza al Centro Lomas II Etapa.....	237
8.2.1.2	Unión de las dos líneas que alimentan la colonia la Esperanza .....	239
8.2.2	<i>Zona centro Kennedy III</i>	240
8.2.2.1	Pérdidas de carga en el sector hidráulico 47 .....	240
8.2.2.2	Pérdidas de carga en el sector 44.....	242
8.2.2.3	Pérdidas de carga en el sector 43.....	242
8.2.2.4	Pérdida de carga en el sector 41 .....	243
8.2.2.5	Pérdidas de carga en el sector 50.....	244
8.2.3	<i>Zona de los centros Olimpo I, Olimpo II e inyección Canteras</i>	245
8.2.3.1	Recomendaciones técnicas para el sector 45 .....	245

---

## Índice

---

8.2.3.2	Revisión de válvulas y reconfiguración de la línea de la inyección Canteras .....	247
8.2.4	<i>Zona centro Loarque</i> .....	252
8.2.4.1	Conexión de los Pozos de la Satélite a Loarque Parte Baja .....	252
8.2.5	<i>Zona centro 14 de Marzo</i> .....	253
8.2.5.1	Reducción de pérdidas unitarias en las partes altas del Sector 69 y Sector 71 .....	253
8.2.6	<i>Zona La Leona - Picacho</i> .....	254
8.2.7	<i>Zona Plantel Los Filtros</i> .....	255
8.2.8	<i>Estimado de tuberías a renovar a corto plazo y accesorios a instalar</i> .....	256
8.2.9	<i>Estimado de tuberías a renovar a medio y largo plazo</i> .....	258
8.2.9.1	Renovación de tuberías a renovar a medio plazo en la línea de alta .....	259
8.2.9.2	Renovación de tuberías a renovar a medio plazo .....	260
8.2.9.3	Tuberías a renovar por incremento demográfico descontrolado .....	261
8.3	INCREMENTO DE LA CAPACIDAD DE REGULACIÓN DE LA RED .....	264
8.3.1	<i>Situación general</i> .....	264
8.3.2	<i>Resumen de propuestas</i> .....	267
<b>9</b>	<b>CAPÍTULO 9: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA .....</b>	<b>277</b>
9.1	TERCERA ETAPA: ESTUDIO DEMANDA/OFFERTA .....	277
9.1.1	<i>Análisis de la oferta hídrica</i> .....	277
9.1.2	<i>Resumen y definición del déficit actual</i> .....	278
9.2	ESCENARIOS POSIBLES PARA INCREMENTAR LA OFERTA HÍDRICA EN LA CIUDAD .....	279
9.2.1	<i>Introducción</i> .....	279
9.2.2	<i>Escenarios a corto plazo</i> .....	281
9.2.3	<i>Escenarios a mediano y largo plazo</i> .....	281
9.2.4	<i>Escenarios de proyectos a largo plazo fuera de los límites del Distrito Central</i> 285	
9.2.5	<i>Consideraciones adicionales y resumen de los estudios</i> .....	285
9.3	CUARTA ETAPA: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS MEDIANTE ACB .....	289
9.3.1	<i>Introducción a un análisis económico</i> .....	290
9.3.2	<i>Definición del horizonte de estudio</i> .....	292
9.3.3	<i>Alternativas consideradas en el estudio</i> .....	292
9.3.3.1	Identificación de los principales costes y beneficios esperados .....	293
9.3.3.2	Identificación de los costes .....	295

---

## Índice

---

9.3.3.3	Identificación de los beneficios .....	312
9.3.3.4	Reducción de las pérdidas físicas .....	315
9.4	RESULTADO DEL ANÁLISIS COSTES-BENEFICIOS: ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA .....	320
9.4.1	<i>Resumen general</i> .....	320
9.4.1.1	Actividades realizadas .....	320
9.4.1.2	Diagnostico del sistema actual.....	322
9.4.1.3	Actuaciones propuestas .....	323
9.4.2	<i>Evaluación financiera de las actuaciones propuestas</i> .....	328
9.4.2.1	Marco general de los costos y beneficios considerados.....	328
9.4.2.2	Análisis de las alternativas y balance económico .....	329
9.4.2.3	Costos de operación y mantenimiento de los proyectos propuestos .....	331
9.4.2.4	Cronograma propuesto .....	334
9.4.2.5	Flujo de Caja previsto para las actuaciones propuestas .....	336
9.4.3	<i>Propuestas organizacionales y administrativas</i> .....	338
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS.....</b>	<b>341</b>
10.1	RESUMEN CONCLUSIVO .....	341
10.2	RESULTADOS ALCANZADOS EN ESTA CONTRIBUCIÓN .....	345
10.2.1	<i>Aplicación real de las actuaciones propuestas en Tegucigalpa a diciembre 2012</i> 347	
10.3	DESARROLLOS FUTUROS.....	348
10.3.1	<i>Desarrollo de un software de modelación matemática para diseño</i> .....	348
10.3.2	<i>Desarrollo de una metodología para el paso a un servicio continuo</i> .....	348
10.3.2.1	Planificación micro .....	349
10.3.2.2	Planificación macro.....	350
10.3.3	<i>Las Alianzas Público-Privada como posible solución</i> .....	350
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>355</b>

---

**ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla Nº 1	Distribuciones de caudales en redes de abastecimiento. _____	22
Tabla Nº 2	Tabla del balance hídrico según la IWA/AWWA. _____	24
Tabla Nº 3	Pérdidas físicas y comerciales en distintos países. _____	30
Tabla Nº 4	Técnica de detección y localización de fugas. _____	38
Tabla Nº 5	Crecimiento de la población vs área urbana. _____	118
Tabla Nº 6	Proyecciones de población 2001-2031 _____	136
Tabla Nº 7	Proyecciones de estudios anteriores al 2001. _____	137
Tabla Nº 8	Proyecciones de población utilizada para el estudio. _____	140
Tabla Nº 9	Clasificación de la población por tipo de suministro. _____	142
Tabla Nº 10	Población estimada por tipo de suministro con demanda promedio. _____	142
Tabla Nº 11	Clasificación del SANAA en el 2000. _____	143
Tabla Nº 12	Población estimada por clase social y con demanda promedio estimada. _____	144
Tabla Nº 13	Población proyectada por clase social hasta el 2015 (fuente PCI). _____	144
Tabla Nº 14	Clasificación actual del SANAA para diseños (fuente Dep. Normas y Supervisión, 2011). _____	145
Tabla Nº 15	Relación entre diferente clases sociales consideradas. _____	145
Tabla Nº 16	Porcentaje de población de las diferentes clases sociales consideradas. _____	146
Tabla Nº 17	Clasificación de la demanda por tipo de uso de agua. _____	147
Tabla Nº 18	Resumen de clasificación de la demanda por tipo de uso de agua. _____	147
Tabla Nº 19	Proyección de la población en el horizonte de estudio por clase social. _____	148
Tabla Nº 20	Proyección de la población en el horizonte de estudio por uso del agua. _____	149
Tabla Nº 21	Proyección de la población en el horizonte de estudio por tipo de suministro. _____	150
Tabla Nº 22	Proyección de la demanda en el horizonte de estudio, alternativa 0. _____	151
Tabla Nº 23	Factores de demanda máxima obtenidos. _____	152
Tabla Nº 24	Tipo de servicio por época del año _____	155
Tabla Nº 25	Principales subcuencas abastecedoras de Tegucigalpa. _____	156
Tabla Nº 26	Oferta hídrica de las principales subcuencas abastecedoras de Tegucigalpa. _____	157

## Índice

---

Tabla Nº 27	Capacidad total de producción del sistema (SANAA). _____	159
Tabla Nº 28	Déficit hídrico en 2009 y 2010. _____	159
Tabla Nº 29	Capacidad de producción del sistema en etapas críticas (SANAA). _____	160
Tabla Nº 30	Tanques de almacenamiento. _____	165
Tabla Nº 31	Estaciones elevadoras de la red. _____	166
Tabla Nº 32	Inventario general de los elementos en la línea de alta. _____	170
Tabla Nº 33	Inventario de tuberías de la línea de alta. _____	172
Tabla Nº 34	Inventario general de los elementos en la línea de distribución. _____	177
Tabla Nº 35	Inventario de tuberías de la línea de distribución. _____	178
Tabla Nº 36	Datos GPS de la Estación Elevadora Alto de Loarque. _____	181
Tabla Nº 37	Registro de reparaciones del SANAA, 1999. _____	182
Tabla Nº 38	Colonias seleccionadas para el estudio del JICA, 2001. _____	183
Tabla Nº 39	Ejemplo de hoja de servicio mensual del SANAA. _____	185
Tabla Nº 40	Clasificación de las fugas localizadas por material. _____	186
Tabla Nº 41	Clasificación de las fugas localizadas por diámetro de tuberías. _____	187
Tabla Nº 42	Índice de fugas por kilómetros en los diferentes meses de la campaña _____	187
Tabla Nº 43	Coeficientes de rugosidad adoptados en el modelo _____	191
Tabla Nº 44	Caudales de salida en las plantas principales. Escenario de caudal medio _____	194
Tabla Nº 45	Caudales de salida en las plantas principales. Escenario de caudal máximo _____	194
Tabla Nº 47	Capacidad de regulación en los centros de almacenamiento. _____	211
Tabla Nº 48	Clasificaciones de tarifas por segmento. _____	213
Tabla Nº 49	Datos de ANC del 2010. _____	214
Tabla Nº 50	Contratos en el 2010. _____	214
Tabla Nº 51	Importes pendientes por segmento en Lps. _____	215
Tabla Nº 52	Resultados generales del estudio energético en las bombas. _____	218
Tabla Nº 53	Intervenciones urgentes para el parque de bombas. _____	219
Tabla Nº 54	Dotaciones hídricas según el ranking socio-económico. _____	221
Tabla Nº 55	Estimación del ANM en los sectores pilotos. _____	223
Tabla Nº 56	Estimación del volumen de almacenamiento vs caudal inyectado. _____	224

---

## Índice

---

Tabla Nº 57	Estimación del gasto energético adicional en los sectores pilotos. _____	224
Tabla Nº 58	Comparación del caudal mensual teórico vs el caudal medido. _____	225
Tabla Nº 59	Comparación del caudal mensual teórico vs el caudal medido. _____	225
Tabla Nº 60	Resumen de propuesta técnica para la zona Linderos y la Sosa. _____	256
Tabla Nº 61	Resumen de propuesta técnica para la zona Kennedy III. _____	256
Tabla Nº 62	Resumen de propuesta técnica para la zona Olimpo I y II. _____	256
Tabla Nº 63	Resumen de propuesta técnica para la zona Loarque. _____	257
Tabla Nº 64	Resumen de propuesta técnica para la zona 14 Marzo – Calpules. _____	257
Tabla Nº 65	Resumen de propuesta técnica para la zona Leona - Picacho. _____	257
Tabla Nº 66	Resumen de propuestas técnicas para el sistema _____	258
Tabla Nº 67	Kilómetros de tuberías a renovar de manera urgente y por diámetro _____	258
Tabla Nº 68	Kilómetros de tuberías a renovar en la línea Univ. Norte – Lomas II Etapa. _____	259
Tabla Nº 69	Kilómetros de tuberías existentes en el Bo. Buenos Aires y Bosque _____	261
Tabla Nº 70	Kilómetros de tuberías a renovar en el Bo. Buenos Aires y Bosque _____	261
Tabla Nº 71	Kilómetros de tuberías a renovar en la Colonia Villanueva. _____	263
Tabla Nº 72	Situación general de los centros de almacenamiento _____	269
Tabla Nº 73	Centros de almacenamiento que requieren ampliación _____	270
Tabla Nº 74	Resumen para el incremento de la capacidad de regulación en el sistema. _____	271
Tabla Nº 75	Oferta máxima actual para la ciudad de Tegucigalpa. _____	278
Tabla Nº 76	Oferta actual para la ciudad de Tegucigalpa en etapa crítica _____	278
Tabla Nº 77	Resumen de déficit hídrico según los diferentes estudios. _____	279
Tabla Nº 78	Comparación económica de proyectos a corto y medio plazo. _____	286
Tabla Nº 79	Comparación económica de proyectos a largo plazo. _____	286
Tabla Nº 80	Tasa de inflación desde el 2003 en Honduras. _____	294
Tabla Nº 81	Costos de proyectos para incrementar la oferta con precio al 2011. _____	296
Tabla Nº 82	Plan de intervenciones para el incremento de la oferta. _____	297
Tabla Nº 83	Reducción del déficit previsto según el plan a implementar. _____	298
Tabla Nº 84	Planificación de ampliación/construcción de los depósitos. _____	300
Tabla Nº 85	Ejemplo de esquema utilizado para el presupuesto de costo de un depósito. _____	301

---

## Índice

---

Tabla Nº 86	Plan de renovación propuesto en el horizonte de estudio. _____	303
Tabla Nº 87	Costos de instalación por metro lineal. _____	304
Tabla Nº 88	Costos de excavación promedios por metro lineal. _____	304
Tabla Nº 89	Costos de tuberías promedios por metro lineal. _____	305
Tabla Nº 90	Resumen de los costos de renovación promedios por metro lineal. _____	305
Tabla Nº 91	Resumen de los costos de renovación por proyecto. _____	306
Tabla Nº 92	Plan de costes en el horizonte de estudio. _____	307
Tabla Nº 93	Estado de cobertura de micromedición en el 2006 _____	308
Tabla Nº 94	Estado de medidores en el 2011 por rango socio económico. _____	309
Tabla Nº 95	Estado de medidores en el 2011. _____	309
Tabla Nº 96	Estado de cobertura y general de micro medición en el 2011. _____	310
Tabla Nº 97	Medidores necesarios para una cobertura al 100% en el 2011. _____	310
Tabla Nº 98	Plan de instalación de micro medidores. _____	311
Tabla Nº 99	Plan de costos para la instalación de micro medidores. _____	312
Tabla Nº 100	Datos de partida para la estimación del ahorro energético domiciliario. _____	314
Tabla Nº 101	Valor Actualizado Neto de los gastos adicionales energéticos a cargo del usuario. _____	315
Tabla Nº 102	Monto acumulado de los impagos hasta el mes de mayo del 2011. _____	316
Tabla Nº 103	Plan de recaudo de los impagos en los años 2011 - 2016. _____	317
Tabla Nº 104	Plan de recaudo de los impagos en los años 2011 - 2016. _____	318
Tabla Nº 105	Usuarios estimados en el 2011. _____	318
Tabla Nº 106	Tasa de inflación estimada en los últimos 10 años. _____	319
Tabla Nº 107	Tasa de inflación estimada en los últimos 10 años. _____	320
Tabla Nº 108	Análisis de costes por agua. _____	329
Tabla Nº 109	Comparación de costes en cada alternativa. _____	330
Tabla Nº 110	Comparación de costes en cada alternativa en su versión final. _____	331
Tabla Nº 111	Costos de operación y mantenimiento de los proyectos considerados. _____	332
Tabla Nº 112	Valor actualizado neto de los costos de operación y mantenimiento. _____	333
Tabla Nº 113	Desglose de costos y año de puesta en marcha. _____	336
Tabla Nº 114	Flujo de caja previsto. _____	337

---



---

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura Nº1	Esquema intuitivo del balance hídrico según la IWA. _____	23
Figura Nº2	Esquema de gestión eficiente de las pérdidas físicas según la IWA. _____	25
Figura Nº3	Esquema de gestión eficiente de las pérdidas comerciales según la IWA. _____	26
Figura Nº4	Tiempos de detección, localización y reparación de fugas. _____	27
Figura Nº5	Pérdidas en tuberías principales y secundarias _____	28
Figura Nº6	Pérdidas en conexiones domiciliarias. _____	29
Figura Nº1	Tubería con perfil accidentado con bolsas de aire atrapadas (Cabrera E., 2007). _____	54
Figura Nº2	Ejemplo de estudio de alternativas. _____	96
Figura Nº3	Metodología propuesta en la tesis. _____	101
Figura Nº4	Mapa de la República de Honduras _____	104
Figura Nº5	Intensidad de precipitación en cuenca Ulúa y Valle. _____	108
Figura Nº6	Ubicación el mapa de los ríos Guacerique y del Hombre. _____	110
Figura Nº7	Vertientes hídricas en la ciudad de Tegucigalpa. _____	112
Figura Nº8	Expansión urbana de Tegucigalpa. _____	119
Figura Nº9	Densidad poblacional en el 2001. _____	120
Figura Nº10	Expansión urbana no planificada estimada para el 2031. _____	120
Figura Nº11	Expansión urbana recomendada para el 2031. _____	122
Figura Nº12	Objetivos general de desarrollo urbano. _____	123
Figura Nº13	Estructura del sector de agua y saneamiento en Honduras. _____	128
Figura Nº14	Gráfico de incremento demográfico según el censo del 2001. _____	136
Figura Nº15	Gráfico de incremento demográfico según estudios anteriores al 2001. _____	138
Figura Nº16	Gráfico de comparación entre los diferentes estudios. _____	138
Figura Nº17	Gráfico de proyección utilizada en el estudio. _____	141
Figura Nº18	Estado de la cobertura actual del SANAA. _____	152
Figura Nº19	Fuentes de abastecimiento por sectores de servicio. _____	157
Figura Nº20	Principales subcuencas abastecedoras de Tegucigalpa. _____	158
Figura Nº21	Gráfico del inventario de elementos en la línea del alta. _____	171

## Índice

---

Figura Nº22	Gráfico del inventario de conducciones en la línea del alta. _____	172
Figura Nº23	Línea de alta del sistema en GGS®. _____	173
Figura Nº24	Isolíneas de cotas en la zona de estudio. _____	174
Figura Nº25	Sistema actual de abastecimiento de agua. _____	175
Figura Nº26	Zona completa de actuación del proyecto, GGS®. _____	176
Figura Nº27	Gráfico del inventario de elementos en la línea de distribución. _____	177
Figura Nº28	Gráfico del inventario de conducciones en la línea de distribución. _____	179
Figura Nº29	Esquema simplificado para el levantamiento de tanques y estaciones elevadoras. _____	180
Figura Nº30	Red de línea de alta sobre MDT. _____	189
Figura Nº31	Grafico de salida de caudal en el Tanque Mogote. _____	197
Figura Nº32	Medición de caudal en una de las salidas del tanque Mogote. _____	197
Figura Nº33	Croquis del Tanque Mogote en la ficha correspondiente. _____	198
Figura Nº34	Equipo registrador de caudal. _____	198
Figura Nº35	Equipo registrador de presión. _____	199
Figura Nº36	Ejemplo de curva característica de una bomba _____	199
Figura Nº37	Puntos de la zona de Linderos donde se han tomado datos de presión. _____	200
Figura Nº38	Puntos de la zona de Linderos donde se han tomado datos de caudal. _____	201
Figura Nº39	Puntos de la zona de Linderos donde se han tomado datos de caudal. _____	206
Figura Nº40	Producción vs Facturación en el 2010. _____	214
Figura Nº41	Formulario tipo para la encuesta a los usuarios. _____	222
Figura Nº42	Ejemplo de extracción del GIS de un sector de la red de distribución. _____	229
Figura Nº43	Medición de presión. _____	231
Figura Nº44	Medición de caudales para la sectorización- _____	232
Figura Nº45	Modelo de UOC a la entrada de los sectores sin by pass. _____	233
Figura Nº46	Diseño de Sectorización en Tegucigalpa con ortofoto como fondo. _____	236
Figura Nº47	Diseño de Sectorización en Tegucigalpa con red como fondo. _____	236
Figura Nº48	Zona de Esperanza parte alta con menor presión. _____	238
Figura Nº49	Medidas de mejora recomendadas _____	238
Figura Nº50	Resultado luego de la aplicación de las medidas descritas _____	239

---

## Índice

---

Figura Nº51	Conexión entre parte alta y baja de la colonia San Miguel. _____	240
Figura Nº52	Válvula de cierre para la parte baja de la colonia San Miguel. _____	240
Figura Nº53	Zona del sector 47 que presenta actualmente altos valores de pérdidas _____	241
Figura Nº54	Escenario futuro para el sector 47, red sectorizada. _____	241
Figura Nº55	Zona con altos valores de pérdidas unitarias del sector 44. _____	242
Figura Nº56	Zona con altos valores de pérdidas unitarias en el sector 43 _____	243
Figura Nº57	Detalle del sector 41. _____	243
Figura Nº58	Recomendación de aumento de diámetro para el sector 41 _____	244
Figura Nº59	Recomendación de aumento de diámetro en la entrada del sector 50. _____	244
Figura Nº60	Mapa de isolíneas de presión del sector 45 _____	245
Figura Nº61	Pérdidas unitarias en el sector. Énfasis en la entrada al sector Flor parte baja. ____	246
Figura Nº62	Recomendaciones técnicas para el sector 45 _____	246
Figura Nº63	Detalle de recomendación técnica del sector 45 _____	247
Figura Nº64	Detalle de recomendación técnica del sector 45 _____	247
Figura Nº65	Válvulas reguladoras de presión con mantenimiento requerido. _____	248
Figura Nº66	Puntos de medición en válvula reguladora de presión VRP-34. Línea 799 _____	249
Figura Nº67	Mediciones en VRP-34: periodo de medición 7 pm- 2 am, servicio Ayestas _____	250
Figura Nº68	Mediciones en VRP-34: periodo de medición 7 am- 4 pm, servicio Bella Vista ____	250
Figura Nº69	Zona alimentada por la inyección Canteras _____	251
Figura Nº70	Presiones en la parte alta de las Ayestas una vez que se incorpore al sector 73. ____	252
Figura Nº71	Conexión entre colonia satélite y Loarque parte baja _____	253
Figura Nº72	Zonas con altos valores de pérdida de carga _____	254
Figura Nº73	Propuesta de mejora para la zona Picachito y Mirador _____	254
Figura Nº74	Propuesta de mejora para el Barrio Chile. _____	255
Figura Nº75	Tramo 1) de la línea Concepción y tramo 2) de bombeo. _____	259
Figura Nº76	Bo. Buenos aires y el Bosque con fugas localizadas _____	260
Figura Nº77	Colonia Villanueva. _____	263
Figura Nº78	Colonia Villanueva, tramo de 8" a instalar. _____	263
Figura Nº79	Colonia Villanueva, tramo de 6" a instalar. _____	264

---

## Índice

---

Figura Nº80	Densidad de población por hectárea en el 2001 _____	265
Figura Nº81	Expansión urbana controlada según estudio de Princeton University. _____	272
Figura Nº82	Ubicación de los centros de almacenamiento a ampliar y/o construir de manera urgente _____	273
Figura Nº83	Ubicación de máxima del centro Concepción #2 _____	273
Figura Nº84	Ubicación de máxima del nuevo depósito Travesía. _____	274
Figura Nº85	Ubicación de máxima de nuevos depósitos en Villanueva _____	274
Figura Nº86	Fuentes de abastecimiento por sectores de servicio. _____	283
Figura Nº87	Ubicación de sub cuencas alrededor de Tegucigalpa (SANAA, 2006). _____	284
Figura Nº88	Embalses presentes y futuros para Tegucigalpa. _____	284
Figura Nº89	Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a corto plazo con costo total. ____	287
Figura Nº90	Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a corto plazo con costo unitario. _	288
Figura Nº91	Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a largo plazo con costo total. ____	288
Figura Nº92	Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a largo plazo con costo unitario. _	289
Figura Nº93	Evolución de producción máxima y mínima y demanda máxima. _____	299
Figura Nº94	Flujos de cajas acumulados. _____	338

## **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**

Es cada vez mayor el interés, tanto de los organismos internacionales como de las empresas privadas y de los investigadores, en mitigar el déficit hídrico en los grandes centros urbanos de los países en vía de desarrollo. El déficit puede estar provocado bien por la escasez del recurso (como sucede en los países de África) bien por una gestión inadecuada de todo el ciclo de agua (como en los países de Centro y Sur América). Es importante abordar el problema de manera conjunta y focalizar las debilidades principales de los sistemas intermitentes (suministro discontinuo), que son precisamente una consecuencia del déficit hídrico. Una vez evidenciadas estas debilidades se pueden proponer soluciones para minimizar todos los riesgos que conllevan estos sistemas. En los últimos años se han multiplicado los esfuerzos específicos de los investigadores e consultores internacionales a diferentes niveles.

Se puede abordar el problema desde diferentes perspectivas. Desde el punto de vista de modelación matemática de las redes de abastecimiento, hay que remarcar que los programas de software convencionales de modelación matemática se han creado originalmente para sistemas con servicio continuo (como el programa Epanet de la agencia medioambiental estadounidense EPA, por mencionar el más difundido actualmente). A la hora de utilizar estos programas para redes con servicio discontinuo, los investigadores se han enfrentado a dificultades provocadas por la necesidad de simular con modelos que sean lo más cercanos al funcionamiento real. Es este el caso de un estudio realizado en La Habana (Cuba) en el 2002 (cfr. Experiencia en la ciudad de La Habana para la simulación de redes hidráulicas con entregas a depósitos, J. A. Ordás y M. E. A. Fleites, 2002) cuyo objetivo fue modelar los puntos de consumo de los usuarios como depósitos en una zona piloto de la capital cubana. En el mismo enfoque pueden encajar otros estudios, como el de J. A. Cabrera-Bejar y Velitchko G. Tzatchkov (cfr. Modelo de llenado inicial de redes de distribución de agua potable con servicio intermitente utilizando los programas Epanet y SWMM, 2009) aunque en este caso los autores han enfatizado su estudio en la simulación del llenado inicial de las tuberías (arranque de servicio) mediante el programa SWMM, programa también de la EPA, que permite modelar los flujos en lámina libre de las tuberías de saneamiento.

Los estudios arriba mencionados, aunque merecedores de interés, abordan el problema desde un punto de vista práctico que sólo en un segundo momento desemboca en un planteamiento teórico.

Para encontrar estudios con un respaldo teórico más profundo, hay que recurrir a los estudios de S. S. Ozger (A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks, 2002) que consideran el problema bajo una perspectiva diferente de la que hasta entonces se había utilizado. En efecto, los programas de modelación matemática mencionados anteriormente se basan en considerar el caudal saliente de los nudos (consumo) totalmente dependiente de la demanda misma (con su curva de modulación); por otro lado, en presencia de suministros intermitentes esta simple relación no es siempre válida sobre todo en los momentos en los cuales se están llenando las conducciones y las mismas no están presurizadas, obteniendo así la no validez de las fórmulas hidráulicas utilizadas por el algoritmo Todini - Pilati, que es la base de la convergencia del algoritmo matemático de resolución. Con este punto de partida han arrancado varias líneas de investigación dirigidas hacia la simulación de las redes hidráulicas mediante técnicas de modelos dependientes de la presión (en inglés pressure-driven models) de los cuales, el trabajo de Ozger y Mays es solo un ejemplo.

En todos los años 2000, paralelamente a la creciente emergencia hídrica en los países del Sur, de Asia y de África, se han publicado otros trabajos relacionados con los objetivos de esta tesis que se mencionan a continuación:

- Giustolisi et al. han aplicado esta técnica para la simulación de las fugas en las redes de abastecimiento (Giustolisi et al., Pressure-driven demand and leakage simulation for water distribution networks, 2008) mejorando notablemente la modelación teórica de las fugas en los sistemas de redes de agua potable. El mismo Giustolisi extiende la técnica a un nivel más general en los trabajos "Pressure driven analysis of water distribution networks based on the knowledge of the actual connection to properties" (Giustolisi, Doglioni y Laucelli, Computer and Control in Water Industry CCWI 2009) y en el trabajo "A more realistic simulation of a real water distribution system based on an enhanced demand driven model" (Doglioni, Primativo y Giustolisi, Computer and Control in Water Industry CCWI 2009).
- Otros estudios se han centrado en la modificación del software Epanet adaptándolo para los sistemas dependientes de la presión: es esto el caso de los trabajos de P. B. Cheung (Extension of Epanet for pressure driven demand modeling in water distribution system, P. B.

Cheung, et al., CCWI 2005) y de Pathirana A. (Epanet2 desktop application for pressure driven demand models, Pathirana A., WDSA 2010, ASCE Conf. Proc. 425).

- Particularmente significativo por el contexto utilizado es la tesis doctoral presentada en el Imperial College de Londres (Design of sustainable water distribution systems in developing countries, Kalanithy Vairavamoorthy, Ebenezer Akinpelu, Zhuhai Lin, Mohammed Ali, 2001) que enfoca el problema en el diseño y análisis de las redes de abastecimiento en los países en vía de desarrollo donde el suministro intermitente es prácticamente inevitable.

La mayoría los trabajos anteriormente mencionados se centran principalmente en aspectos académicos dirigidos hacia el perfeccionamiento de las herramientas de simulación matemática para los sistemas de abastecimiento discontinuo. Este tipo de estudios, realizados por centros de investigación y/o universidades, constituyen una importante herramienta para los expertos del sector de agua y saneamiento aunque carecen, excepto los trabajos de Ordás y Fleites, y los de Cabrera-Bejar y Tzatchkov, de aspectos prácticos y no solamente centrados en temas de modelación. El autor de esta tesis doctoral, y sus tutores, consideran que el verdadero reto de los próximos años consiste en definir y aplicar una metodología integrada y multidisciplinar para gestionar y administrar un sistema de agua potable caracterizado por un servicio discontinuo. La implementación de una gestión de este tipo es previa, siempre que las condiciones de contorno lo permitan, al paso de un servicio discontinuo a uno continuo que conlleva otros tipos de problemas y que constituye el reto futuro y natural a los objetivo de esta tesis.

Dentro de este marco no se han realizado aún esfuerzos significativos por parte de los investigadores, a excepción de algunos estudios puntuales, como el realizado por Roland Liemberger y Malcolm Farley (NRW reduction in developing countries: The challenge of moving from intermittent to continuous supply, 2004).

### **1.1 Objetivo General de la Tesis**

Como ya se ha mencionado anteriormente, el objetivo principal de esta contribución es el siguiente:

*“Elaborar una metodología integrada que permita la correcta gestión de un sistema de agua potable con características de intermitencia (no continuo)”*.

El modelo integrado se fundamentará en uno de los métodos de soporte a las decisiones más conocido: al Análisis Coste-Beneficio (ACB). Para su uso se deberán proponer diferentes alternativas, en función de los resultados del diagnóstico y de los estudios previos realizados anteriormente. Una vez obtenido un profundo conocimiento del sistema y de su entorno, se definirán, mediante un/unos indicador/es, los alcances de rendimiento del sistema y se definirán las diferentes alternativas posibles para alcanzar el rendimiento requerido. A cada alternativa se les asignarán costos y beneficios netos y se recomendará la implementación de la alternativa que tenga el mejor índice beneficios-costes en el horizonte temporal dado.

## **1.2 Objetivos específicos de la Tesis**

Los objetivos específicos son tres y se describen a continuación:

1. Elaborar una metodología para realizar el diagnóstico integrado del sistema existente y de su entorno con particular hincapié en: evidenciar las deficiencias estructurales y operacionales de la red; cuantificar el índice de Agua No Contabilizada (ANC) existente y proyectado; estimar el déficit hídrico existente y proyectarlo en el horizonte de estudio.
2. Identificar, evaluar y profundizar todos aquellos fenómenos inducidos por un servicio intermitente. Se hará particular énfasis en:
  - Determinar las limitaciones actuales de los modelos convencionales de simulación matemática y obtener una herramienta de modelación apta para su aplicación en el caso de tener un sistema con suministro intermitente. La herramienta permitirá simular todos aquellos aspectos peculiares relacionados con el estudio en objeto y que no son representables de manera fiel mediante los modelos convencionales utilizados.
  - Evaluar el despilfarro energético que a diario se presenta en un suministro intermitente debido fundamentalmente a las siguientes razones:
    - ✓ Arranque y parada de las bombas sin un adecuado mantenimiento de las mismas.
    - ✓ Presencia de cisternas domiciliarias, por lo general instaladas a un nivel inferior de la cota de la calle, en las que se desperdicia la energía en términos de pérdida de presión.



- Comportamiento anómalo de los picos puntuales de demanda en función de la continuidad de horas de suministro.

En el ACB se considerarán los costos adicionales inducidos por un servicio intermitente y se propondrán adecuadas metodologías para cuantificar los más importantes.

3. Definir todas aquellas medidas que lleven al fortalecimiento del gestor y prestador de servicio, desde el punto de vista técnico hasta los aspectos organizacionales y comerciales.

### **1.3 Metodología propuesta**

Para llegar al objetivo principal establecido son indispensables una serie de estudios previos (diagnóstico) que permitan entender las debilidades de estos tipos de sistemas y paralelamente cuantificarlos en términos de costos en un horizonte de estudio previamente definido.

La metodología utilizada deberá ser integrada y multidisciplinar y se propone básicamente en incrementar progresivamente las horas de servicio en el sistema e inclusive, siempre que se disponga potencialmente en manera suficiente del recurso, en anular completamente el déficit hídrico. Una vez llegados a este resultado tan ambicioso, el siguiente paso será la transición al servicio continuo cuyos alcances específicos están afuera de los objetivos de esta tesis doctoral.

La metodología propuesta en esta tesis se estructura en diferentes pasos que se describen someramente a continuación.

### **1.4 Diagnóstico actual del sistema**

Esta primera fase consiste en un minucioso trabajo de campo que deberá sucesivamente ser recopilado y analizado en oficina. Se erige en los siguientes pasos:

- Levantamiento del catastro de redes de tuberías y de todos los elementos hidráulicos (tanques, estaciones de bombeo, válvulas, etcétera). Esta campaña de inventario del sistema consta de una parte de trabajo realizada en campo y otra en oficina, mediante el catastro digitalizado de redes en una herramienta GIS que disponga de un soporte cartográfico.

- Levantamiento de catastro de usuarios, o bien, donde no fuera posible, estimación de la demanda mediante mediciones hidráulicas reales.
- Modelación matemática de la red de agua potable con particular hincapié en la representación hidráulica de aquellos elementos o aspectos típicos de los suministros intermitentes.

La modelación matemática del sistema representa la herramienta más útil para poder realizar el diagnóstico actual del sistema y por eso los dos primeros puntos tienen como finalidad principal la de poder garantizar una máxima fiabilidad del modelo.

#### **1.4.1 Estudio del entorno del sistema**

En un apartado anterior se han mencionado las características multidisciplinarias e integradas que requiere un estudio de este tipo. Los aspectos que se deberán profundizar conjuntamente al estudio del sistema son los siguientes:

- Desarrollo urbanístico en el horizonte de estudio
- Incremento demográfico en el horizonte de estudio
- Análisis de alternativas para el incremento de la oferta hídrica y la optimización técnico-operativa del sistemas
- Estudio socio-económico de la población y su caracterización

Al obviar análisis de este tipo se tendría el riesgo de descontextualizar el objetivo de aspectos importantes que podrían influir de manera consistente en los resultados.

#### **1.4.2 Diagnóstico de fenómenos inducidos por la intermitencia en el suministro**

En un sistema con servicio no continuo hay que considerar sobre todo los siguientes aspectos:

- La existencia de mezclas de agua, entre línea de alta del sistema y de distribución y entre aguas procedentes de diferentes fuentes o centros de distribución, debido a una serie de acciones improvisadas y no planificadas que dificultan el manejo al operador del sistema;

- La presencia de tramos de tuberías, que consecuentemente al desarrollo descontrolado de la red, ha conllevado la aparición de “cuellos de botella” o tramos de diámetros infradimensionados;
- Los equipos de impulsión (bombas) por las mismas razones arriba mencionadas suelen trabajar fuera de su punto óptimo y por lo tanto se presentan infradimensionadas e ineficientes;
- Válvulas reductoras y/o sostenedoras de presión que dejan de ejercer su función por un mal diseño y planificación a la hora de su instalación;
- Baja satisfacción de los usuarios que se repercute en un bajo recaudo en la gestión comercial y en un elevado índice de pérdidas comerciales;
- Adecuación de los usuarios al funcionamiento del sistema mediante la instalación de sistemas de almacenamiento domiciliario que suelen tener un mantenimiento deficiente con evidentes repercusiones en la calidad del agua, en la ocurrencia de fugas internas a los hogares y en un incremento de costos para los usuarios para poder aprovechar de las horas de suministro en la red.

Los aspectos anteriores son solamente algunos de los fenómenos que se presentan en un sistema intermitente y para poder otorgar al decisor una herramienta práctica es necesario realizar un filtro priorizando las intervenciones más importantes. Para poder priorizar el impacto de los diferentes fenómenos inducidos existen análisis multiobjetivo y/o multicriterio bien difundidos en la literatura. La herramienta más sencilla y tal vez más conocida de análisis multiobjetivo es el criterio de eficiencia de Pareto (V. Pareto, 1896), conocido mundialmente y utilizado en muchos campos de estudio. En este criterio se eliminan las alternativas dominadas, o sea aquellas intervenciones que son peores bajo todos los aspectos (no eficientes). Para cada fenómeno inducido por la intermitencia se deben de evaluar:

- El costo que implica la presencia de este fenómeno
- El impacto negativo que provoca en el sistema

Con esta técnica se pueden priorizar las alternativas de actuaciones más impactantes haciendo uso de la estadística en el caso de que la población de la variable considerada sea demasiado grande (por ejemplo con la técnica del tamaño óptimo de muestra).

### **1.4.3 Metodología de Soporte a la Decisión propuesta**

Una vez realizado el diagnóstico inicial y puesto en evidencia las principales debilidades del sistema, se dispone de todos los insumos necesarios para proponer mejoras finalizadas a optimizar el funcionamiento del sistema. Los métodos de soporte a las decisiones utilizados hoy en día son diversos: análisis costo-beneficio, análisis multicriterio, multiobjetivo, etcétera. En esta contribución se hará uso del Análisis Costo-Beneficio. Bajo este enfoque, las propuestas de mejora se analizarán por separado y por cada propuesta de mejora se asociará un costo que será comparado con el costo indirecto relacionado con el alternativa 0 (alternativa con ninguna actuación). Cada conjunto de propuestas constituirá una alternativa posible y cada alternativa será analizada por sus costos y sus beneficios. Este punto es clave para llevar a cabo un análisis costo-beneficio lo más preciso posible. Dentro de este tipo de estudio, lo más complicado es precisamente la cuantificación económica de costos y/o beneficios que no son tangibles directamente y por eso hay que asociarlos a otra variable directamente relacionada que sea tangible a nivel económico. En esta contribución, en el apartado relativo a la aplicación real se mostrarán algunos ejemplos de cómo abordar estos aspectos.

Por otro lado, cuando se compare la rentabilidad económica de diferentes alternativas de un proyecto, se deberá considerar el mismo horizonte temporal, ya que si no, será imposible realizar la comparación. Entonces, si se pretende poder sumar o restar cantidades de dinero de diferentes periodos de tiempo habrá que actualizarlos a una misma base común (inflación, tasa de actualización del dinero, valor actualizado neto, etcétera).

Los escenarios producidos por las diferentes alternativas se analizarán de manera global siendo escogida aquella alternativa que produzca un mejor balance costos-beneficios.

Finalmente se presentará los resultados de la aplicación de la metodología propuesta al sistema de Tegucigalpa, capital de Honduras, América Central, y que se caracteriza por tener un servicio de

suministro intermitente. En este caso específico se harán menciones acerca de las diferentes posibilidades necesarias para el incremento de la oferta hídrica en la zona.

### **1.5 Conclusiones y desarrollos futuros**

En el capítulo final se analizarán los resultados principales obtenidos con esta tesis, ayudándonos con el caso real estudiado y aprovechando de una cantidad de datos enorme, recolectados en casi 3 años de trabajos de campo y de oficina realizados *in situ*.

Se describirán los principales desarrollos futuros previstos que el autor de esta tesis considera de suma importancia ya que los más afectados, frente a un suministro de agua de este tipo, suelen ser los rangos más débiles y pobres de la población urbana.



## **2 CAPÍTULO 2: LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**

El abastecimiento de agua potable es una más de las actividades fundamentales dentro de los distintos tipos de servicios públicos que aportan calidad de vida a los ciudadanos. Presenta unas características peculiares frente a otros servicios y su funcionamiento puede ser analizado desde orientaciones muy diversas: como recurso, la cantidad de agua disponible para el consumo está limitada y, en ocasiones, su distribución es irregular en el tiempo y en el espacio. Como producto de consumo, son de especial interés los aspectos sanitarios relacionados con la calidad de agua y su mantenimiento mientras permanece en el sistema de conducciones. Como bien de dominio público, está afectado de una cobertura legal y unas garantías tuteladas por distintas administraciones a un mayor nivel que otros bienes. El sistema de abastecimiento se encarga de distribuir el agua desde los puntos de inyección, hacia los puntos de consumo. Por ello, adolece necesariamente de una gran dispersión espacial, que complica el trabajo para un adecuado mantenimiento de la red. En muchos sistemas de distribución, una cantidad significativa de agua se pierde a lo largo de los varios elementos de la red por fugas o consumos no autorizados (acometidas ilegales).

En este apartado se detallan los fundamentos básicos del flujo a presión en conducciones. Siendo un tema extenso y multidisciplinar en donde algunos temas quedan afuera de los alcances de esta tesis, se considerarán solamente los aspectos relacionados con esta contribución.

### **2.1 Los sistemas de distribución de agua potable**

Un sistema de abastecimiento de agua potable se rige por las ecuaciones de la hidráulica básica que determina el comportamiento de los flujos a presión. Los parámetros hidráulicos más relevantes que intervienen y determinan el comportamiento del agua en las tuberías son el caudal y la presión. El caudal es la cantidad de fluido que pasa por un cierto lugar en una unidad de tiempo mientras la presión es la presión termodinámica que interviene en la ecuación constitutiva y en la ecuación de movimiento del fluido, en algunos casos especiales esta presión coincide con la presión media o incluso con la presión hidrostática.

El comportamiento del agua en el sistema de distribución se fundamenta, por un lado, en la ecuación de continuidad que garantiza que el caudal que entra en un nudo debe ser igual al caudal que sale, a expensas de otras inyecciones o extracciones localizadas en el mismo nudo. Por otro lado, se basa en el principio de conservación de la energía que contempla las pérdidas de carga (presión) debidas a pérdidas localizadas o distribuidas, siempre en términos de la presión, y que se rigen en la ecuación de Bernoulli<sup>1</sup>, que como sabemos es obtenida integrando la ecuación de Euler a través de una línea de corriente (líneas a las que la velocidad del fluido es tangente en cada punto) asumiendo que la densidad es constante y con una ecuación de estado adecuada.

Desde un punto de vista operacional y funcional, una red de distribución es el sistema encargado de transportar el líquido desde los puntos de producción hasta los puntos de consumo, pasando por los puntos de tratamiento, almacenamiento y elevación. Este tipo de escenario resulta ser muy complejo, cuya complejidad incrementa proporcionalmente a la extensión de la red. La característica del flujo a presión, en contraposición al transporte en lamina libre, implica que el fluido llena completamente la sección de las conducciones y no está en contacto con la atmósfera salvo en puntos muy concretos y determinados (Tesis Doctoral Rafael Pérez García, UPV, 2003).

Con respecto a la topología, y la representación de una red de distribución, ésta misma se constituye por nudos y líneas. En los nudos se aplica la ecuación de continuidad anteriormente mencionada mientras las líneas, que representan las tuberías, válvulas o bombas, se resta la energía disipada bien sea por fricción, pérdidas localizadas etcétera. De manera intuitiva se puede reflejar un sistema de este tipo en un modelo matemático que puede representar adecuadamente el funcionamiento de las redes.

En la práctica se utilizan diferentes tipos de modelos de un sistema de distribución según los objetivos que se persiguen en un momento dado. En primera instancia, si queremos entender el funcionamiento de una red ya existente se debería realizar un trabajo de campo finalizado a la

---

<sup>1</sup> Ecuación de Bernoulli: describe el comportamiento de un fluido moviéndose a lo largo de una línea de corriente. Fue expuesto por Daniel Bernoulli en su obra Hidrodinámica (1738) y expresa que en un fluido ideal (sin viscosidad ni rozamiento) en régimen de circulación por un conducto cerrado, la energía por unidad de peso que posee el fluido permanece constante a lo largo de su recorrido.



obtención de todas aquellas informaciones necesarias para tener la información de todos los elementos que la componen. De esta manera las incógnitas del problema serían los caudales y las presiones existentes, para determinar que la red funcione según lo planeado. De manera opuesta, si queremos construir una red nueva tenemos que utilizar el modelo para fijar los caudales (demanda) y las presiones (que suelen depender de la normativa vigente por ejemplo) requeridas y de allí obtener los parámetros constructivos de diseño necesarios (diámetros, material, válvulas reguladoras etc.). Las redes se suelen clasificar por dos grandes grupos: redes ramificadas y redes malladas. Las primeras se suelen utilizar para sistemas de riego y se caracterizan por su facilidad de diseño y análisis. Las segundas, se suelen utilizar en las ciudades o pueblos de una cierta envergadura y conllevan otros aspectos hidráulicos que hay que tener en cuenta para llegar a su adecuado análisis y/o diseño.

## **2.2 Operación y mantenimiento en las redes de distribución**

Un sistema de distribución se compone de variedades de elementos como:

- Fuentes de captación: obra de toma, embalses, pozos etc.
- Puntos de almacenamiento: depósitos, calderines.
- Elementos de regulación: válvulas reductoras, sostenedoras, de limpieza, de aire etc.
- Elementos de impulsión: bombas o equipos de bombeo
- Puntos de consumo: fuentes públicas, medidores, acometidas etc.

En general, su funcionamiento sería de algún modo el opuesto a la red de saneamiento cuyos puntos de producción son los mismos consumidores y cuyo punto de culminación es un punto al aire libre después haber realizado el tratamiento adecuado. En las redes de distribución pasa exactamente lo contrario, pues los puntos de consumos son los puntos terminales de todo el sistema. Antes de éstos existe un conjunto de elementos interconectados, los cuales necesitan de un continuo monitoreo de su funcionamiento para comprobar que todo funcione según los parámetros de diseño establecidos, bien por la normativa vigente, bien por necesidades técnicas intrínsecas de cada sistema.

Las tuberías suelen tener una vida útil, en función de su material y diámetro, que una vez sobrepasada puede proporcionar frecuentes roturas en las mismas o una excesiva sedimentación en el interior. En las válvulas se debe asegurar que se trabaje dentro de los parámetros establecidos y que su uso y mantenimiento sea el adecuado. Para las bombas valen las mismas reglas que para las válvulas con el problema adicional de que dependen de la energía eléctrica, con lo cual, habrá que asegurar que sus rendimientos energéticos estén dentro de umbrales mínimos, conforme a la energía eléctrica utilizada y a la energía hidráulica impulsada. También, otros elementos como los tanques de almacenamiento, necesitan de un adecuado mantenimiento para que puedan llegar a su vida útil (fisuras, sedimentación etc.).

Frente a este escenario es lógico esperar que en una red de distribución se establezca un eficiente sistema de seguimiento de la operación y mantenimiento, para que su uso sea funcionalmente correcto, según lo esperado.

A continuación se describen someramente los problemas de operación y mantenimiento más típicos que se encuentran en las redes de distribución, con particular énfasis en los objetivos de esta tesis doctoral.

### **2.2.1 Fuentes de producción**

En este caso hay que tener particular cuidado en los estudios previos para la ubicación de la fuente (o fuentes). Si es un pozo de agua subterránea, hay que aforar de manera precisa el mismo para saber, lo más exactamente posible, la cantidad de agua que puede proporcionar. Además, al funcionar con equipos de bombeo, habrá que dar mantenimiento adecuado a las instalaciones para que trabajen siempre cerca de su punto óptimo. Si esto no fuera posible, porque el caudal de la fuente es imprevisible, hay que escoger el tipo de equipo de bombeo más apropiado, ahondando en aquellos aspectos energéticos que necesitan ser estudiados en profundidad.

En las captaciones superficiales hay que realizar un estudio específico para el posicionamiento adecuado de la obra de derivación, estudiando los escenarios posibles en las diferentes estaciones. Además, habrá que tomar en cuenta la capacidad de transporte de material sólido que las aguas superficiales tienen en las diferentes estaciones.

### **2.2.2 Puntos de almacenamiento (tanques o depósitos)**

Los tanques de almacenamiento juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente. Un tanque de almacenamiento cumple tres propósitos fundamentales:

1. Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
2. Mantener las presiones adecuadas en la red de distribución.
3. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como incendios e interrupciones por daños en las tuberías de aducción o en las estaciones de bombeo.

Dependiendo de la topografía se hace indispensable separar la zona (alta, media, baja) para mantener las presiones en cada zona dentro de límites admisibles. Esta separación o sectorización de las redes puede hacerse mediante tanques o mediante válvulas reguladoras de presión.

Los tanques de almacenamiento, en los sistemas de distribución y sobre todo, en las grandes ciudades, suelen tener funcionar un período superior a su vida útil con lo cual, no es difícil encontrar tanques, sobre todo en las grandes ciudades, con fisuras o rebosamientos. Las primeras se deben a la antigüedad de los mismos, mientras los segundos se deben a un erróneo dimensionamiento en origen.

La capacidad del tanque, o del conjunto de tanques, para el caso de grandes sistemas, será igual al volumen que resulte de las siguientes consideraciones:

- Volumen de regulación.
- Volumen de lucha contra incendios
- Volumen de reserva

El volumen de regulación está habitualmente regulado por normativa, de manera diferente dependiendo del país en donde estemos, en función o del consumo medio diario o del consumo máximo diario de la población abastecida.

### 2.2.3 Puntos de control o regulación

Las válvulas representan un elemento fundamental para el control, regulación, protección y operación de una red de distribución de agua potable. Según la norma UNE constituyen “el componente de las tuberías que permite actuar sobre el fluido por apertura, cierre u obstrucción parcial de la zona de paso del mismo o por desvío o mezcla del fluido” (UNE-EN 736-1:2000).

En cuanto a su funcionalidad se pueden clasificar en:

- Válvulas de control (también automáticas o hidráulicas):
  - Autónomas (mantenimiento de consignas)
  - Incluidas las de control de depósitos y de bombas
- Válvulas de regulación:
  - Regulan cualquier variable fluida
  - Suelen estar tele-controladas
  - NO autónomas, accionadas manualmente o por otros dispositivos (motor eléctrico, válvulas hidráulicas, etc.)
- Válvulas de protección (frente a roturas, imprevistos,...)
  - Alivio de presión, anticipadoras de onda, válvulas de retención, ventosas, anti-inundaciones, etc.
- Válvulas de operación
  - Para mantenimiento diario de la red; ej. Válvulas de corte, llaves de purga, hidrantes etc.

Los tipos de válvulas más conocidas son las siguientes:

- Válvulas de compuerta:
  - Tiene la característica del todo/nada
  - Buena estanqueidad

- No se recomienda como válvula de regulación
- Puede reducir mucho el caudal de paso generando pérdidas excesivas
- Válvula de Mariposa:
  - Válvula de regulación o seccionamiento
  - Se suelen instalar con menor diámetro que la tubería
  - Mayor sensibilidad al paso del flujo que las de compuerta (entre 15º y 70º)
  - Accionadas manualmente o con motor eléctrico
  - Par de maniobra menor debido al equilibrio de presiones entre las caras
- Válvula de Bola:
  - Excelente estanqueidad
  - Totalmente abiertas, no ofrecen resistencia al paso del fluido (no provocan reducción en la sección de paso)
  - Pueden utilizarse como válvulas todo/nada hasta 2" (50,8 mm.)
  - Mejor comportamiento frente al fenómeno de la cavitación
  - Puede ser utilizada para grandes diámetros y notables presiones
  - Resultan caras y presentan riesgo de maniobras rápidas
- Válvula de Asiento Plano
  - Gran versatilidad de uso
  - Grandes pérdidas de carga cuando están completamente abiertas (no se suelen utilizar como válvulas de aislamiento todo-nada)
  - Válvulas reguladoras o de control
  - Accionamiento manual o hidráulico
  - Tamaños inferiores a 16" (400 mm.), de lo contrario se disponen varias en paralelo
- Otros tipos de válvulas: diafragma, multichorro, cierre cónico, válvula tapón, etc.

Tras un adecuado estudio mediante un modelo matemático, su instalación permite que los valores de los caudales y presiones sean los más oportunos en cada línea o nudo del sistema. Sin embargo, si a un diseño eficaz no sigue un uso oportuno de las mismas, el trabajo realizado en el diseño puede

resultar inútil. Es común encontrar válvulas de compuertas utilizadas como válvulas de regulación para interferir, según el caso, en el caudal o en la presión. Por otro lado, las válvulas reductoras de presión (o sostenedoras) pueden resultar inclusive dañinas si no disponen del tarado (consigna) correcto.

#### **2.2.4 Equipos de impulsión (bombas)**

La definición de una bomba hidráulica que generalmente se encuentra en los textos es la siguiente: *"Una bomba hidráulica es un medio para convertir energía mecánica en energía fluida o hidráulica"*. Es decir las bombas añaden energía al agua. Al incrementar la energía del fluido, se aumenta su presión, su velocidad o su altura, todas ellas relacionadas según el principio de Bernoulli. En general, una bomba se utiliza para incrementar la presión de un líquido añadiendo energía al sistema hidráulico, para mover el fluido de una zona de menor presión o altitud a otra de mayor presión o altitud.

La principal clasificación de las bombas según el funcionamiento en que se base es:

- Bombas de desplazamiento positivo o bombas volumétricas, en las que el principio de funcionamiento está basado en la hidrostática, de modo que el aumento de presión se realiza por el empuje de las paredes de las cámaras que varían su volumen. En este tipo de bombas, en cada ciclo el órgano propulsor genera de manera positiva un volumen dado o cilindrada, por lo que también se denominan bombas volumétricas. En caso de poder variar el volumen máximo de la cilindrada se habla de bombas de volumen variable. Si ese volumen no se puede variar, entonces se dice que la bomba es de volumen fijo.
- Bombas rotodinámicas, en las que el principio de funcionamiento está basado en el intercambio de cantidad de movimiento entre la máquina y el fluido, aplicando la hidrodinámica. En este tipo de bombas hay uno o varios rodetes con álabes que giran generando un campo de presiones en el fluido. En este tipo de máquinas el flujo del fluido es continuo. Estas turbomáquinas hidráulicas generadoras pueden subdividirse en:

- ✓ Radiales o centrífugas, cuando el movimiento del fluido sigue una trayectoria perpendicular al eje del rodete impulsor.
- ✓ Axiales, cuando el fluido pasa por los canales de los álabes siguiendo una trayectoria contenida en un cilindro.
- ✓ Diagonales o helicocentrífugas cuando la trayectoria del fluido se realiza en otra dirección entre las anteriores, es decir, en un cono coaxial con el eje del rodete

Según el tipo de accionamiento se pueden clasificar en:

- Electrobombas: genéricamente, son aquellas accionadas por un motor eléctrico, para distinguirlas de las motobombas, habitualmente accionadas por motores de combustión interna.
- Bombas neumáticas: que son bombas de desplazamiento positivo en las que la energía de entrada es neumática, normalmente a partir de aire comprimido.
- Bombas de accionamiento hidráulico.
- Bombas manuales.

La teoría existente para el uso y funcionamiento de las bombas es compleja y queda afuera de los alcances de esta tesis. Sin embargo es importante mencionar que siendo las bombas equipos electromecánicos es necesario que su funcionamiento se regule bajo estándares de eficiencia energética. Cada fabricante suele probar los equipos de bombeos, antes de ponerlos en venta, en bancos de pruebas adecuados y donde se obtiene el comportamiento teórico y esperado de la bomba misma. Mediante estos ensayos se caracteriza la bomba con curvas específicas y que se definen a continuación:

- Altura  $H$  en función del caudal trasegado  $Q$
- Potencia  $P$  en función del caudal trasegado  $Q$
- Rendimiento energético en función del caudal  $Q$

La curva  $H = H(Q)$  representa sin duda la curva característica más importante ya que nos proporciona la cantidad de energía que la bomba puede transmitir al fluido.

### **2.2.5 Puntos de consumo**

En estos puntos culmina la función de los sistemas de distribución ya que el agua llega finalmente a los usuarios del servicio. Estadísticamente, en estos puntos se suele localizar el mayor porcentaje de pérdidas físicas de una red al observar un conjunto de elementos distintos conectados en pocos metros de tuberías. En efecto, desde el tubo madre y con una abrazadera, se capta el agua hasta el medidor domiciliario (si existe) mediante unos juegos de válvulas y accesorios de diámetro reducido que llevan a tener un micro sistema muy sensible a los pulsos de presión (fenómenos transitorios) que pueden ocurrir en una red de abastecimiento de agua. Si a esto se añade, como suele pasar en los sistemas intermitentes, un micro sistema adicional domiciliario apto para tener agua en el momento en que se corta el suministro, podemos entender la importancia relativa que tiene este aspecto en la operación y mantenimiento de los sistemas mismos.



### **3 CAPÍTULO 3: LA GESTIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**

En este capítulo se abordan las problemáticas y los aspectos principales a tener en cuenta a la hora de implementar una gestión integrada y eficiente de un sistema de abastecimiento de agua.

Se considerarán principalmente los aspectos técnicos, o sea aquellos que permiten mejorar el rendimiento hidráulico del sistema y las técnicas y métodos necesarios para alcanzar dicho objetivo.

#### **3.1 El enfoque de la IWA y El concepto de Agua No Contabilizada (ANC)**

El rendimiento hidráulico se puede expresar de maneras diferentes según el punto de vista requerido.

Una definición muy utilizada, la más intuitiva, lo define como el porcentaje de agua facturada en baja (no incluye las pérdidas de la red de distribución, mermas en tratamientos y explotación de redes, consumos sin facturación o consumos fraudulentos) respecto al total del agua bruta captada. Es la cara opuesta (complementario a uno) de las pérdidas totales, que en sentido amplio incluyen diversos conceptos: como pérdidas en alta (por transporte y potabilización) y en baja.

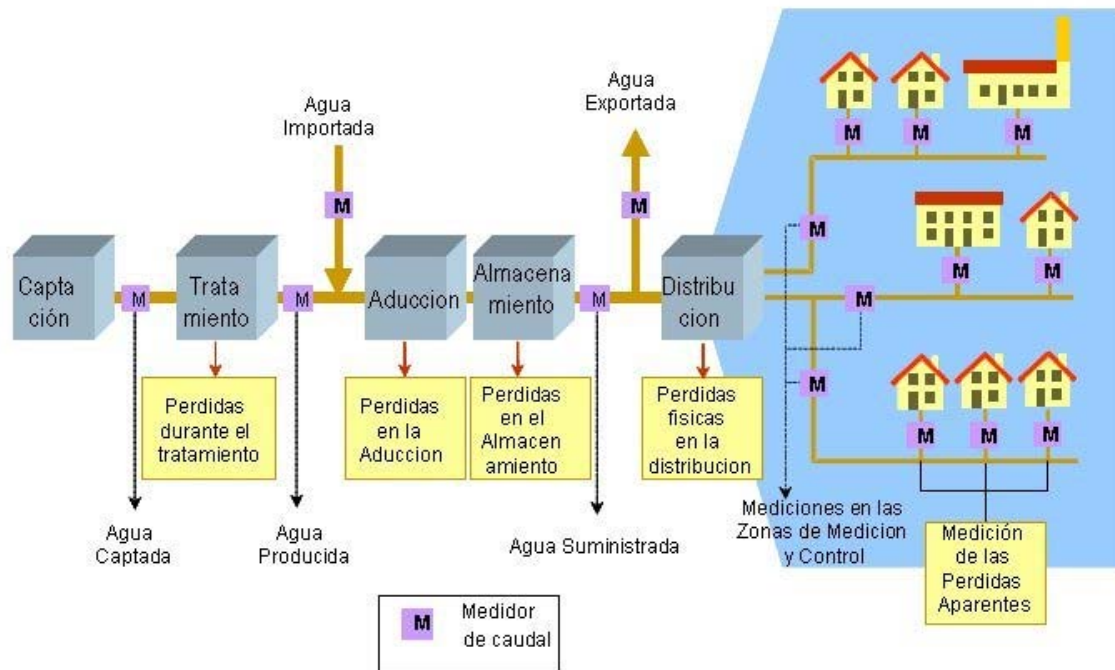
Antes de determinar el rendimiento real de una red de abastecimiento es fundamental conocer con la mayor precisión posible la distribución de caudales en el sistema, ya que muchas veces se asocian las pérdidas con agua no registrada, y además, cuando se cita el rendimiento no se especifica de qué rendimiento se trata: medido, facturado o el útil (M. García Ferrando, 2005).

<b>Q</b> (Caudal entrante al sistema) $Q = Q_m + Q_u = Q_m + Q_{uc} + Q_{ul}$	<b>Q<sub>m</sub></b> (Caudal medido por contador de abonado)		Consumo doméstico Consumo comercial Consumo industrial Consumo oficial (municipal)	
	<b>Q<sub>u</sub></b> (Caudal incontrolado) $Q_u = Q_{uc} + Q_{ul}$	<b>Q<sub>uc</sub></b> (Caudal consumido no medido) (Pérdidas aparentes)		Limpieza de depósitos Purgas de red Puesta en servicio nuevas tuberías Hidrantes contra incendio Estimaciones (no existe contador) Q <sub>uce</sub> = Subcontajes Contadores parados Fraudes y tomas ilegales
		<b>Q<sub>ul</sub></b> (Pérdidas reales)		Fugas en tuberías y acometidas Fugas provocadas

**Tabla N° 1** Distribuciones de caudales en redes de abastecimiento.

La *International Water Association* (IWA) es una organización no gubernamental y sin fines de lucro que se propone de apoyar las organizaciones públicas y privadas operantes el sector del agua. La sede principal reside en Londres (UK) aunque tiene sucursales y asociados en diferentes partes del mundo. La misión principal del grupo consiste en proporcionar herramientas para unas buenas prácticas y estándares de referencia a los profesionales del agua a través de una red de expertos distribuidos en todo el mundo.

Según la IWA el balance hídrico de un sistema de abastecimiento consta de los elementos mostrados en la siguiente figura.



**Figura Nº1** Esquema intuitivo del balance hídrico según la IWA.

El balance hídrico mostrado en la figura anterior corresponde a la tabla que mostramos a continuación y que contiene muchas similitudes con la tabla anterior.

Volumen de entrada al sistema [m <sup>3</sup> /año]	Consumo autorizado [m <sup>3</sup> /año]	Consumo autorizado facturado [m <sup>3</sup> /año]	Consumo facturado medido (incluida el agua exportada) [m <sup>3</sup> /año]	Agua facturada [m <sup>3</sup> /año]	
			Consumo facturado no medido [m <sup>3</sup> /año]		
	Pérdidas de agua [m <sup>3</sup> /año]	Consumo autorizado no facturado [m <sup>3</sup> /año]		Consumo no facturado medido [m <sup>3</sup> /año]	Agua no facturada [m <sup>3</sup> /año]
				Consumo no facturado no medido [m <sup>3</sup> /año]	
		Pérdidas comerciales [m <sup>3</sup> /año]		Consumo no autorizado [m <sup>3</sup> /año]	
				Inexactitudes de los medidores [m <sup>3</sup> /año]	
		Pérdidas técnicas [m <sup>3</sup> /año]		Fugas en las tuberías de transmisión y distribución [m <sup>3</sup> /año]	
				Fugas y reboses en los tanques de almacenamiento [m <sup>3</sup> /año]	
		Fugas en las acometidas [m <sup>3</sup> /año]			

Tabla Nº 2 Tabla del balance hídrico según la IWA/AWWA<sup>2</sup>.

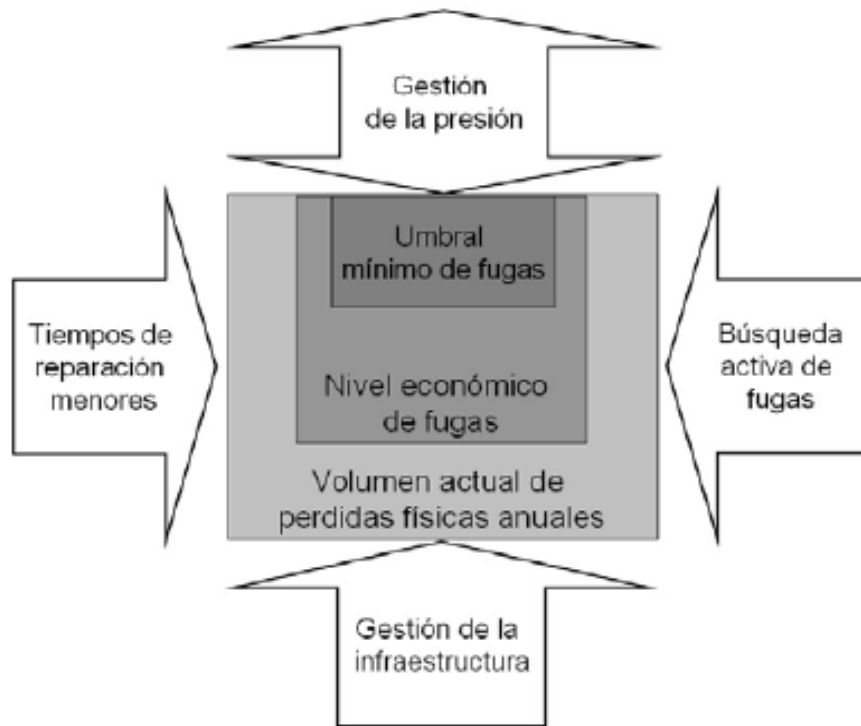
La información anterior representa un esquema cómodo y práctico para poder determinar el estado y el rendimiento de un sistema. Una vez que se quiera mejorar el estado y/o rendimiento de un sistema, la IWA propone también un enfoque integrado de gestión que se muestra en la figura siguiente.

La gestión propuesta se compone de 4 componentes principales que son:

- 1) Gestión de la presión: mediante la partición de la red en sectores hidráulicos independientes.
- 2) Búsqueda activa de fugas: realizada de manera escalonada y apoyándose en la priorización de intervenciones según índices e indicadores de pérdida.
- 3) Tiempo de reparación menores: con una campaña activa de fugas se reduce el tiempo entre la aparición de la fuga y su localización.

<sup>2</sup> AWWA: American Water Works Association

- 4) Gestión de la infraestructura: mediante medidas de operación y mantenimiento adecuadas y una planificación a largo plazo según el incremento de la demanda hídrica.

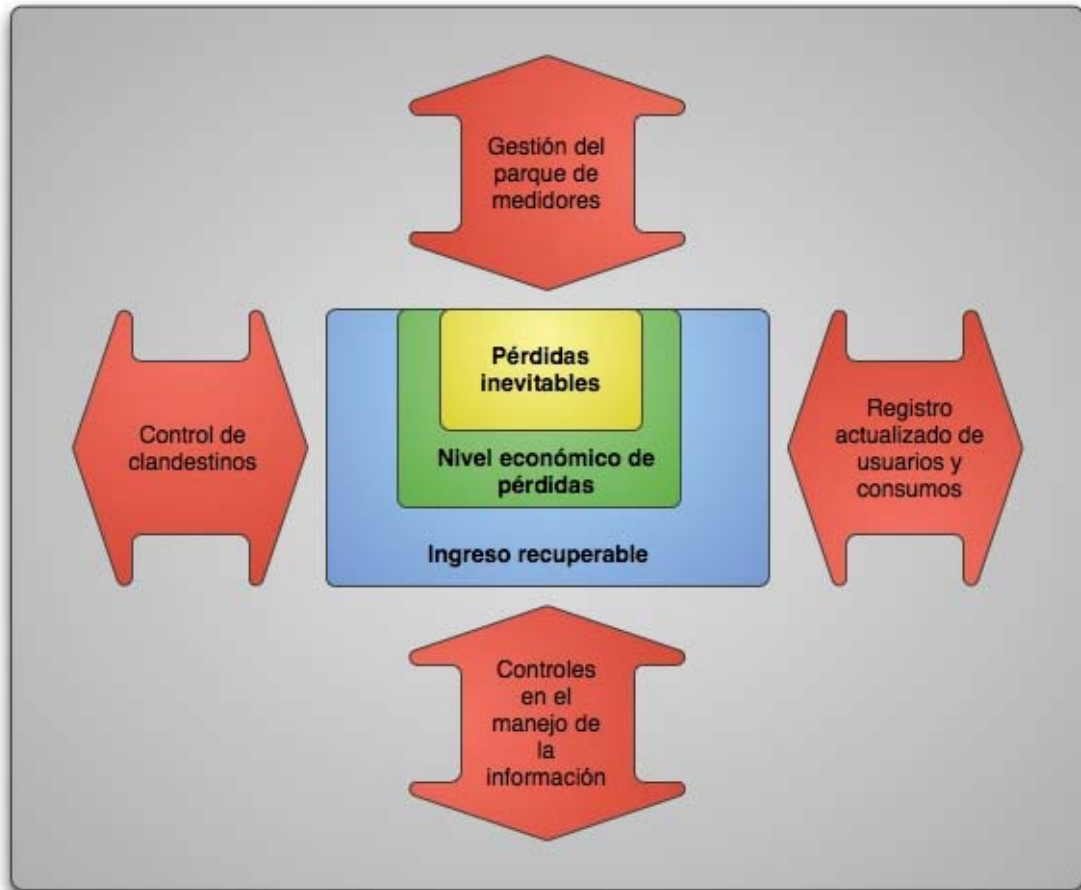


**Figura N°2** Esquema de gestión eficiente de las pérdidas físicas según la IWA.

Bajo esta premisa la gestión propuesta de la IWA permite implementar medidas para conseguir una reducción integrada de las pérdidas físicas de un sistema de abastecimiento.

Esto es un proceso dinámico en tiempo y espacio cuyos objetos son prestar un mejor servicio a la población, desarrollar una mejor gestión del sistema de abastecimiento, implementar planes de conservación de la red, mantener un equilibrio económico mejorando el rendimiento de la red ya sea por el ahorro en gastos de energía eléctrica y potabilización o por el aumento de los ingresos por la venta de agua a los usuarios.

Con respecto a las pérdidas comerciales (o aparentes) la IWA propone el siguiente esquema.



**Figura N°3** Esquema de gestión eficiente de las pérdidas comerciales según la IWA.

En el apartado siguiente se analizará con más detalles la clasificación de las pérdidas en un sistema de abastecimiento.

### **3.2 Las pérdidas en un sistema de abastecimiento**

Hemos visto que la clasificación más importante de las pérdidas, que resulta ser también muy intuitiva, es la que considera de manera separada las fugas aparentes de las fugas reales. Las primeras están referidas a la cantidad de caudal de agua que no ha sido contabilizada debido a fallos en los

contadores, o porque no se contabiliza deliberadamente (consumo no facturado autorizado) o de manera fraudulenta (acometidas ilegales). Las fugas reales representan el agua que se pierde efectivamente por roturas a lo largo de la red.

### 3.2.1 Las Pérdidas físicas en un sistema de abastecimiento

Se define como pérdida física o fuga a un escape físico de agua en cualquier punto del sistema de agua potable. Esto mismo puede ocurrir en conducciones, tanques de almacenamiento, redes de distribución, acometidas y dentro de las viviendas de los usuarios. Las pérdidas en las redes de abastecimiento representan un inconveniente técnico y a la vez un despilfarro económico y ocurren en todos los sistemas de abastecimiento, tan sólo varía su volumen (Farley y Trow, 2003).

Las pérdidas físicas se pueden clasificar en visibles o no visibles. Las fugas visibles se detectan y localizan en la mayoría de los casos fácilmente, y el tiempo de reparación es bastante pequeño. En las fugas no visibles, pasa exactamente el contrario, y el objetivo principal reside en hacer que el tiempo que pasa entre la detección y la reparación sea el mínimo posible.



**Figura N°4** Tiempos de detección, localización y reparación de fugas.

Las causas de las pérdidas físicas son variadas y se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Presión alta
- Poca profundidad de las tuberías
- Corrosión externa/interna
- Efectos del tráfico de vehículos
- Mala calidad de los materiales y accesorios

- Mala calidad de mano de obra
- Edad de las tuberías
- Movimientos del suelo: sismos, deslizamientos etc.

Según el lugar donde ocurren, las fugas pueden clasificarse en seis categorías:

a. Fugas en depósitos, piso y muros:

Ocurren por agrietamiento de las estructuras o el rebose de los niveles de agua. En general, son de gran magnitud, esporádicas y de corta duración. Se deben realizar, por esta razón inspecciones del estado físico de los tanques de almacenamiento y dar mantenimiento a las válvulas de control de los niveles de agua líneas.

b. Fugas en conducciones, líneas principales y secundarias, juntas y accesorios.

Sus caudales aproximados están en un rango de 250 ml hasta 10 l/s y en ocasiones son mayores. Las fugas se deben al efecto de corrosión que usualmente inicia con fallas pequeñas, pero pueden crecer con el tiempo a fallas muy grandes. También son producidas por cargas superficiales, instalación defectuosa y defectos de fabricación del material de los tubos. El golpe de ariete debido a cambios bruscos en la operación del sistema provoca fugas de esta categoría.

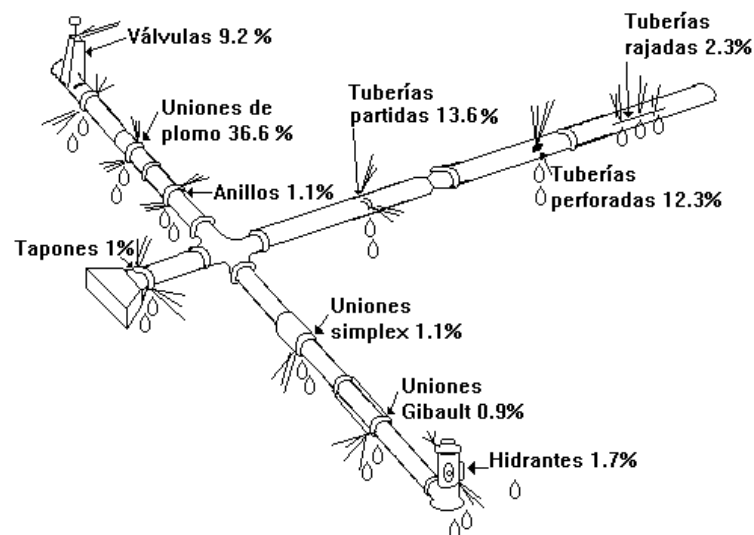


Figura Nº5 Pérdidas en tuberías principales y secundarias



c. Fugas en conexiones domiciliarias.

En esta categoría de fugas tenemos caudales entre 20 y 250 ml/s en promedio y pueden presentarse como tipo: rajaduras, perforaciones, corte o piezas flojas. El primero y cuarto tipo se asocia a la mala calidad de materiales empleados o instalación deficiente; el segundo y tercer casos a factores externos.

d. Fugas en el cuadro del medidor.

Normalmente son goteos que representan un caudal de 50 a 100 l/hr.

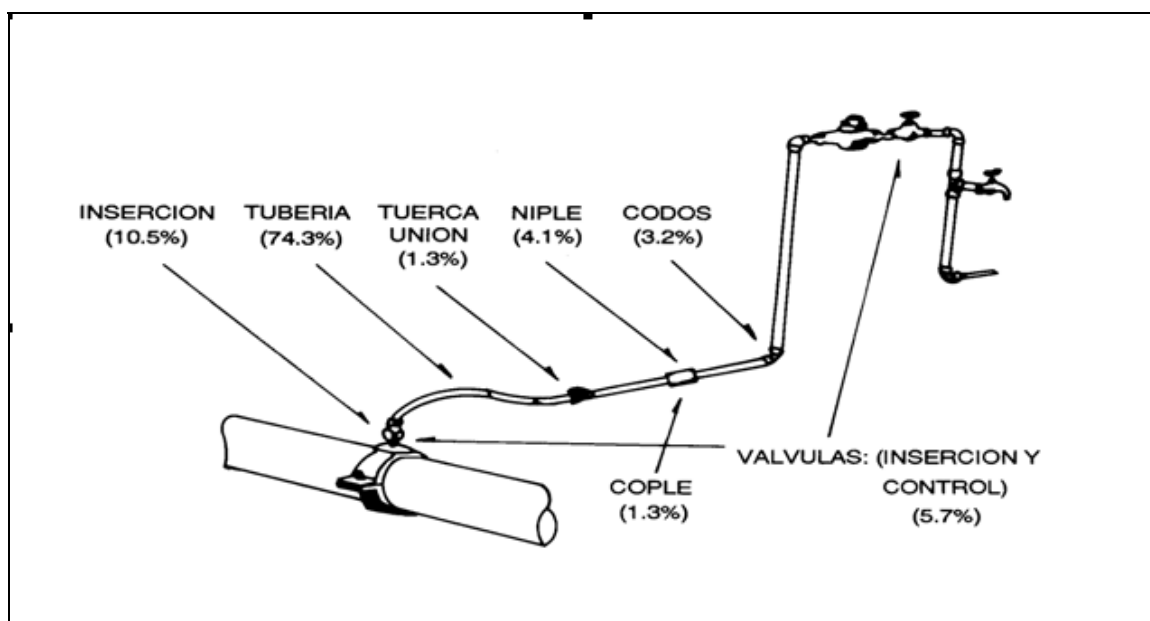


Figura N°6 Pérdidas en conexiones domiciliarias.

e. Fugas en caja de válvulas.

Varían entre 200 ml/s hasta 1 l/s. Se producen por rotura de empaques o volantes de las válvulas. Las fugas pueden ocurrir en válvulas reductoras de presión, reguladoras de presión, de aire, etc.

f. Fugas intra-domiciliarias.

Principalmente en las cisternas del WC y en las juntas de la grifería.

Las figuras y las informaciones anteriores se extrajeron del manual “Reducción integral de pérdidas”, de Ochoa – Bourguett (IMTA, México).

Fundamentalmente, el volumen de pérdidas en la red dependerá de las características de la red y de la política de detección y reparación de fugas practicadas por la empresa encargada que en su gestión deberá tener en cuenta lo siguiente:

- Presión en la red
- Frecuencia de roturas y fugas
- Proporción de las nuevas fugas reportadas
- Tiempo de notificación de la fuga
- Tiempo de localización
- Demora de la reparación
- Nivel de la fuga (en tamaño volumétrico)

### 3.2.2 Las pérdidas aparentes en un sistema de abastecimiento

Las pérdidas comerciales, o de facturación, pueden deberse básicamente por los siguientes aspectos:

- Errores de medición
- Errores de facturación
- Usos no autorizados o ilegales
- Uso legales no medidos

En la figura siguiente se muestra, a título de ejemplo, pérdidas comerciales en distintos países.

País / ciudad	AÑO	Composición de UFW (%)		
		físicas	Comerciales	TOTAL
Singapur	1989	4	7	11
España, Barcelona	1988	11	12	23
<b>Colombia, Bogotá</b>	<b>1991</b>	<b>14</b>	<b>26</b>	<b>40</b>
Costa Rica, San José	1990	21	25	46

**Tabla Nº 3** Pérdidas físicas y comerciales en distintos países.

### **3.2.3 Errores de medición**

Son debidos a todos aquellos aspectos que merman la calidad de los medidores domiciliarios y que sin un adecuado mantenimiento pueden proporcionar subestimaciones en los caudales medidos.

### **3.2.4 Errores de facturación**

Son relacionados directamente con la gestión comercial del prestador de servicio y su eficiencia en la lectura, facturación y recaudación del uso del vital liquido.

### **3.2.5 Usos no autorizados o ilegales**

Todos aquellos usos del agua no autorizados que se concretan en conexiones clandestinas a la red mediante obras caseras y aproximativas.

### **3.2.6 Usos legales no medidos**

Es un componente, muchas veces no despreciable, de agua no contabilizada que concierne las conexiones de uso público o de todos modos autorizados que por razones sociales no se consideran medibles (bomberos, autoridades municipales o estatales, hospitales etc.).

## **3.3 Gestión de las pérdidas en un sistema de abastecimiento**

Uno de los problemas más importante que se presentaran en futuro será la dificultad de disponer de manera satisfactoria de los recursos hídricos. La Organización Mundial de la Meteorología [World Meteorological Organisation, Obasi – 1997b] ha previsto que el enorme incremento de la población en las áreas urbanas reducirá rápidamente el nuestro consumo de agua per cápita. Después del 2010, la demanda mundial de agua será probablemente casi la mitad de la disponibilidad global que hay hoy en día. Entre el 1990 y el 1995, el uso de agua se ha multiplicado por un factor de seis, mientras el incremento de la población mundial no ha subido en manera proporcional, ni mucho menos [Babovic et al., 2002]. Es decir, se ha producido un fuerte incremento de la demanda hídrica.

Todos estos factores, junto al desarrollo económico en la actualidad y al mejoramiento de la calidad de la vida, ha obligado a los entes gestores a una intensa investigación de nuevas fuentes de alimentación, de una parte, y a una explotación razonable de los recursos existentes por otra. Considerando este último aspecto, la detección, la localización y la consecuente contención de las pérdidas tendrán en futuro una mayor importancia. Este creciente interés ha llevado al nacimiento de varias empresas públicas y privadas, entre las cuales ya hemos destacado la Water Losses Task Forces de la IWA, que está constituida por expertos de todo el mundo, y que durante la última década, ha hecho un gran esfuerzo en recursos humanos y económicos en el desarrollar modelos y estrategias extremadamente innovadores.

Considerando las redes de abastecimiento en ámbito urbano, se ha estimado que, en muchos casos, el agua fugada, o sea, la que no llega directamente a los usuarios, alcanza fácilmente el 40 % del agua total entrante a la red. En este valor son varias las causas físicas que contribuyen. Para que se enfoque más el asunto nos ponemos a referir al balance hídrico del IWA que sintetiza de una manera muy intuitiva lo que vamos a ver más adelante.

Hay que evidenciar que las fugas que son caracterizadas por deterioro físico de la red de abastecimiento, o sea aquellas que en el balance hídrico están indicadas como “pérdidas reales”, suelen constituir el mayor porcentaje de agua perdida y aquello donde se prevé focalizar la atención en los años a venir. Los otros componentes de agua no contabilizada son debidos a falta de contadores, a un mal funcionamiento de los mismos, a acometidas ilegales, a consumos que no se contabilizan (hidrantes contra incendio, fuentes públicas, etc.) y a otros factores de entidad menor.

### **3.3.1 Importancia de la reducción de fugas**

La importancia que tiene el hecho de reducir o por lo menos contener en un nivel aceptable las fugas, se puede resumir en los puntos que son expuestos a seguir. Los cuales, los podemos pensar influyentes y en ámbitos económicos o en ámbitos que afectan el ambiente circunstante. Por otro lado, se puede fácilmente intuir que los dos aspectos en la mayoría de las veces se mezclan, y se auto-

alimentan el uno con el otro. Por eso en este apartado tratamos el tema de manera general dejando a la intuición del lector la eventualidad de separarlos.

De todos modos, los motivos más destacables por los que es importante la detección, la localización, y la consecuente reparación de fugas son:

- Mejoramiento financiero, al reducirse los costos de potabilización y bombeo.
- Menor desgaste de bombas, plantas potabilizadoras y sistema de distribución.
- Uso más eficiente de los recursos existentes, al poder ampliar la cobertura o diferir la construcción de obra nueva, pues de hecho se incrementa la producción.
- Reducción de pérdidas de agua, energía eléctrica y reactivos químicos.
- Incremento en el conocimiento de la red por parte de los operadores del sistema.
- Reducción de riesgos de contaminación.
- Reducción de aportaciones a las plantas de tratamiento de aguas residuales.
- Promoción de la participación ciudadana, pues el manejo eficiente de un sistema siempre es un estímulo para que el público participe a su conservación.

La IWA en la última década ha intentado cuantificar económicamente con índices e indicadores la importancia de detectar fugas. Es intuitivo pensar que para cuantificar las pérdidas se asume un valor económico igual al coste de la falta de facturación. Eso se puede expresar utilizando el enfoque práctico del IWA misma, basado en los indicadores siguientes, que pueden ser expresados en términos de volumen o términos de costes:

$$NRW = \frac{unbilled\_volumes}{system\_input\_volumes} \times 100$$

El volumen no contabilizado (*unbilled volumes*) incluye los consumos autorizados no contabilizados y el agua total perdida.

$$NRC = \frac{(Annual\_costs\_of\_real\ \&\ apparent\_losses) + (unbilled\_authorized)}{Annual\_running\_costs\_supply\_systems}$$

Un coste apropiado para las pérdidas aparentes puede ser el precio de venta medio del agua. Por otro lado, un coste apropiado por las pérdidas reales puede contabilizarse por los costes en unidad (química y energética) de la producción y del bombeo del agua, o también los costes del agua importada (volumen comprado). Los costes corrientes están definidos como el coste total anual menos el coste del capital del sistema de abastecimiento.

### 3.3.2 Auditoría de una red

Indicando con Q el caudal inyectado en una red de abastecimiento, podemos distinguir otros dos caudales aguas abajo: el caudal  $Q_r$  como el caudal efectivamente registrado por los contadores, y el  $Q_i$  como el caudal incontrolado, o sea lo que no viene contabilizado por los contadores de los usuarios. Este último podemos considerarlo compuesto por varios componentes.

$$Q_i = Q_{ic} + Q_f = (Q_{icc} + Q_{ice}) + Q_f = [(Q_{icea} + Q_{icci}) + Q_{ice}] + Q_f$$

Donde:

$Q_{ic}$  = caudal incontrolado consumido,

$Q_f$  = caudal fugado,

$Q_{icc}$  = caudal incontrolado consumido por falta de contador,

$Q_{ice}$  = caudal incontrolado consumido por error de medición en los contadores,

$Q_{icea}$  = caudal incontrolado en caso de consumo autorizado (hidrantes antiincendio, fuentes urbanas...),

$Q_{icci}$  = caudal incontrolado por consumo ilegal.

Para evaluar el estado de la red se puede sacar información útil a partir de los rendimientos de la misma. Para calcularlos se considera el caudal suministrado que indicamos como:

$$Q_s = Q_r + Q_{ic} = Q - Q_{if}$$

Los rendimientos  $\eta$  a considerar son tres:

$$\eta_{red} = \frac{Q_s}{Q}, \text{ rendimiento de la red}$$

$$\eta_{medida} = \frac{Q_r}{Q_s}, \text{ rendimiento de la medida}$$

$$\eta_{global} = \frac{Q_r}{Q} = \eta_{red} \times \eta_{medida}, \text{ rendimiento global}$$

A partir de un estudio detallado de los tres rendimientos se puede analizar el estado de la red y de allí tomar medidas para optimizar el comportamiento global. Hay que evidenciar que los rendimientos son valores en porcentaje, y por tanto relativos, porque es mucho más útil utilizar este tipo de valores respecto a los valores absolutos.

### 3.3.3 Papel de las pérdidas de agua en la gestión de las redes

Básicamente, la contención de las pérdidas se puede obtener con intervenciones de rehabilitación basadas en:

- Un control pasivo, que consiste en intervenciones y reparaciones sobre roturas ya localizadas mediante diferentes técnicas (acústicas, georadar, etc..) utilizadas hoy en día;
- Un control activo, que consiste en el control activo de la presión con el fin de minimizar los excesos de la misma en los nudos de la red.

En general la reparación de una rotura se puede realizar con dos modalidades: operando en la fuga puntual o procediendo a la sustitución de un ramo entero de tubería. La elección entre estas dos posibilidades se coloca en un marco más amplio que comprende también los problemas estructurales de la red, las estrategias empresariales a medio y largo plazo. Además nos pueden ayudar para la

elección informaciones y conocimientos sobre las causas de roturas, la edad de los materiales y otros datos más.

Un enfoque diferente para contener las pérdidas hídricas reales puede ser realizado mediante el control activo de la presión. Esta técnica consiste en el intento de minimizar el exceso de presión que se puede tener en las tuberías de la red. Se trata entonces de un aspecto de planificación “a priori” y que puede reducir sensiblemente las roturas físicas y los fallos en general del sistema.

En la última década con este fin se han desarrollado varios trabajos sobre todo focalizándose en la localización y regulación óptimas de las válvulas existentes en la red (las VRP sobre todo). Porto y Reis 1992 y Reis y Porto (1992, 1993) integraron en el modelo hidráulico para la calibración de los parámetros de la red, también el posicionamiento óptimo de las válvulas de regulación. Savic y Walters (1995) utilizaron, con este fin, una técnica de optimización basada en los algoritmos genéticos. Reis, Porto y Chaudry (1997) utilizaron la misma técnica basada en los algoritmos genéticos para definir la ubicación optima de las válvulas, pero incluyendo también un problema de optimización del nivel de apertura de las válvulas con el fin de reducir las fugas. Tucciarelli et al. (1999) propusieron un procedimiento en dos pasos, donde en primer lugar se estimaban los parámetros de las fugas maximizando la función de probabilidad, y en segundo lugar se optimizaba el tarado o consigna de las válvulas.

Además en los últimos años se han difundido siempre más la aplicación de los DMA (District Metered Areas), o sea la definición de algunos sectores de ciudad o áreas urbanas diseñadas de manera tal que se haga más fácil el control y la medición del caudal o la presión siempre con el intento de monitorizar con mayor precisión el estado hídrico de la red.

### **3.3.4 Gestión activa**

#### **3.3.4.1 Técnica de detección y localización de fugas**



La detección y la localización de los fallos de un sistema de abastecimiento son parte de un proyecto más amplio que concierne a una mejor gestión de una red de abastecimiento. Hay que evidenciar antes de todo la diferencia entre las dos cosas.

La detección comprende todas esas metodologías o equipos útiles para averiguar si en un determinado sector, grande o pequeño, de la red se encuentran pérdidas reales. Son varias las metodologías utilizadas en este caso, pero casi todas se basan en un análisis del control del estado de la red (auditoria del sistema). Por ejemplo, destacamos el análisis de los caudales mínimos nocturnos (más sube el  $Q_{\min/\text{noct}}$  más probabilidades de fugas hay); el análisis de los balances volumétricos; el uso sistemático y estratégico de aparatos acústicos, que tienen la función de registrar (con data loggers) el ruido y luego de analizarlo para encontrar más exactamente las posibles fugas.

Cuando se trata de localización de fugas entramos a un nivel más alto, y podemos pensarla como la segunda grande etapa del proceso general. Se prefigura el objetivo de individuar con mayor precisión la posición en las tuberías de las posibles roturas o fallos del sistema.

Entre los equipos más utilizados están incluidos:

- Varillas de escucha.
- Geófonos.
- Correladores acústicos.
- Georadar (Ground Penetrating Radar).

Los primeros tres están basados en el análisis del ruido, y el cuarto en el análisis del comportamiento de la onda de retorno de las señales electromagnéticas impulsadas por la antena de un aparato radar. Posteriormente han surgido otros métodos basados, más que en una rigurosa teoría científica, en el ingenio de sus inventores, como por ejemplo la Magic Carpet o el método Sahara (utilizado para tuberías grandes).

Para focalizar de una manera esquemática el asunto, nos referimos a la tabla siguiente realizada por Dalius Misiunas en su tesis doctoral (Failure Monitoring and Asset Condition Assessment in Water Supply Systems, Lund University 2005).

Leak Detection and Location						
INSPECTION			MONITORING			
Acoustic		Non - acoustic	Measurement based		Measurement & model based	
Available	Listening	Tracer gas	Volume balance		Real time transient model	
		Thermography	Pressure point analysis			
	Cross correlation	Ground Penetrat., Radar	D.M.A.			
	Noise logging	Pigging	Acoustic monitoring			
R&D		Transient based techniques	Statistical data analysis	Negative pressure waves	Inverse analysis	State estimation

**Tabla Nº 4** Técnica de detección y localización de fugas.

Entonces, y como se puede apreciar en la tabla, Misiunas se centra en otra clasificación: entre inspección y monitorización. La inspección se concreta en pruebas de campo, donde en la mayoría de las veces ya se ha detectado una fuga pero no se sabe la posición exacta. La monitorización es un trabajo más teórico y se hace a un nivel más bajo, combinando informaciones de campo y modelos. Como pasa en estos casos, no siempre se tiene una diferenciación neta entre las dos posibilidades, y a

la hora de trabajar en la realidad un buen analista considera la hipótesis de utilizar los dos enfoques juntos, o en serie según su sensibilidad y experiencia.

#### 3.3.4.2 Sectorización de las redes

Tal y como mencionado anteriormente, esta técnica consiste en la división de una red en varias subredes más pequeñas. Cada subred, que llamaremos “sector”, constituirá una unidad de distribución, suficientemente limitada y homogénea para que la gestión de los datos a captar y analizar sea lo más rápida y fiable posible. La delimitación de cada sector precisa de un trabajo preparatorio cuidadoso. Todos los elementos que garanticen dicha división física deberán ser revisados y eventualmente reparados, en particular las válvulas de corte. Por cada sector se tendrá una única entrada con todos los accesorios útiles para la medición de los parámetros hidráulicos en la entrada al sector.

Los objetivos que persigue la sectorización son:

- Permitir controlar, dentro del sector, parámetros importantes para el buen funcionamiento del sistema de distribución de agua potable. Estos parámetros son: caudal de entrada al sector y presión en la red (que según las recomendaciones que encontramos en la literatura debería estar comprendida entre 15 y 50 mca).
- Permitir la aplicación de una óptima política de racionamiento de agua, en épocas de escasez, mediante la correcta utilización de fuentes superficiales y subterráneas.
- Determinar la cantidad de agua suministrada a cada sector.
- Permitir el aislamiento de un sector con respecto al resto del sistema a fin de realizar trabajos de mantenimiento y reparación por problemas de emergencia en una zona definida de la red de agua. Con ello se reducirá las molestias a los usuarios por falta de agua, pasando una gran área del sistema de distribución afectada hacia un pequeño sector en el futuro.

La sectorización de la zona de trabajo, permitirá en futuro la instalación un sistema de alerta temprana para la detección de fugas en el sector mismo mediante el análisis de valores anormales de caudales en la única entrada al sector, pudiéndose definir las siguientes fases:

- Vigilancia continua a intervalos regulares de volúmenes inyectados y consumidos, preferiblemente durante la noche, en la que los consumos son menores.
- Localización de la fuga en un área más pequeña del sector afectado.
- Localización exacta de la ubicación de la fuga utilizando procedimientos clásicos de auscultación

De esta manera, la sectorización se convierte en el primer paso de una mejora significativa de la gestión de la operación de una red de agua potable, acoplada a un moderno centro de control, esta permitirá no solo mejorar la gestión del agua en el sistema sino también reducir las pérdidas en línea al permitir una pre-localización de las fugas y por lo tanto, una pronta repuesta de la institución.

En general, los principales criterios que deben considerarse para sectorizar una red son los siguientes (Vela et al., 1996):

- Deberá tenerse en cuenta una primera sectorización actual y real de la red, como es la división de la misma en escalones de presión, por lo que se trabajará a partir de este nivel.
- A efectos de que la explotación de la red en su conjunto resulte suficientemente operativa y eficaz, conviene considerar la longitud de cada sector no superior a 20 Km. de red de tuberías y que contenga un número de acometidas domiciliarias no mayor de 2000. En el caso de superar estos valores recomendados, no se dispondría a la entrada de cada sector de la suficiente "*sensibilidad*" para poder detectar valores anómalos de presión y caudal en coincidencia de variaciones de consumo o de caudal de fugas conforme éstas aparezcan.
- Previsión de alimentación para cada sector por un único punto. Este puede crear problemas localizados y, por tanto, en varios casos, será necesario prever la posibilidad de doble alimentación mediante la abertura de una de las válvulas de cierre del sector.

- Uniformidad de presiones en los puntos interiores en cada sector, es decir, minimizar lo posible las variaciones espaciales de presión en el interior de los sectores.
- Aspectos sociales: para la definición de cada sector es muy importante también tener en cuenta de la homogeneidad socio-económica dentro del mismo.
- Los aspectos que se mejorarán, una vez que se finalice las actividades de sectorización, se pueden resumir en los siguientes:
- Independizar las zonas de abastecimiento, realizando las pertinentes operaciones sobre las válvulas. De esta forma se mejora el control sobre los parámetros hidráulicos y la independencia entre las distintas zonas de abastecimiento, de modo que al proceder a la reparación de un determinado sector, cuando se produzcan problemas de funcionamiento, estas operaciones no afecten al resto de la red.
- Mejora el control operacional del acueducto, pudiendo racionar agua en determinado momento a determinados sectores, con el fin de mejorar la distribución o atender casos de emergencia, tales como grandes incendios que requieran mucho volumen de agua.

Las fases a realizar para el diseño de cada sector son las siguientes:

- Recopilación de la información existente: análisis de la información y de la consistencia de los datos.
- Pruebas hidráulicas en la red mediante cierre temporal de válvulas y medición de presión en varios puntos de la red para una primera delimitación de los sectores.
- Anteproyecto de diseño por cada sector comprensivo de: asignación de cotas a los nudos, rugosidades en las tuberías, demanda en los nudos, curva de modulación para la demanda y para la presión en la entrada.
- Conformación y calibración del modelo de simulación por cada sector.
- Construcción de la unidad de control en la entrada y ulterior revisión en campo y en la oficina para la viabilidad técnica del cierre del sector mediante la instalación de las válvulas de corte oportunas que termina con las pruebas satisfactorias.

Como primer paso para la sectorización es necesario realizar un trabajo previo de recopilación de la información de partida que va a determinar en gran medida el éxito o fracaso del diseño del sistema.

#### *3.3.4.2.1 Pruebas hidráulicas*

Para un buen diseño de sectorización hidráulica es preciso realizar un estudio previo de delimitación de las zonas de servicio tal y como están en la actualidad. Este paso, necesario para el éxito del trabajo contempla las siguientes actividades:

- Análisis del inventario de redes y elementos en la zona/sector.
- Recopilación de informaciones acerca del horario de servicio (en el caso de que esto sea intermitente) en el sector considerado.
- Manipulación de válvulas de corte en tramos de tuberías con el fin de averiguar los límites de suministro involucrados: de manera simultánea a cada manipulación de válvulas se realiza una campaña de campo basadas por un lado en la instalación de sondas de presión en los domicilios de los usuarios, por otro en una recolección “puerta a puerta” de informaciones acerca del suministro de agua a los clientes.

Una vez que confluyan todas estas informaciones se puede proceder a la definición de los límites de los sectores.

#### *3.3.4.2.2 Anteproyecto de diseño*

A continuación se procede a recordar el proceso de modelación de las redes mediante GIS.

#### **Topología de la red**

Para que se pueda proceder a la modelación matemática de cada sector, es necesario verificar la coherencia hidráulica de la red tubería por tubería y nudo por nudo. De esta manera se eliminan eventuales errores del catastro de redes que no permiten una correcta simulación del modelo.

### **Asignación de cotas**

Con objeto de poder asignar cotas altimétricas a las entidades presentes en cualquier sistema de distribución, se suele proceder a la generación del Modelo Digital de Terreno (MDT). Esta misma nos permite obtener el MDT mediante una interpolación de curvas de nivel con cota conocida y puntos acotados.

### **Asignación de rugosidades**

Para evaluar las pérdidas de carga continuas se considera una de las formulas conocida, por ejemplo la formula de Hazen-Williams:

$$H_L = 10,61 \frac{L}{C^{1,85}} \frac{q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

$H_L$  = pérdida de carga, en mca.

$Q$  = caudal, en m<sup>3</sup>/s

$L$  = longitud de la tubería, en metros

$D$  = diámetro de la tubería, en metros

$C$  = coef. de rugosidad (factor de Hazen-Williams)

Los coeficientes de rugosidades utilizados se muestran en la siguiente tabla.

### **Asignación de demandas**

Para la asignación de la demanda existen en la literatura diferentes metodologías dependiendo de la información de partida de que se disponga. Si se dispone de una base de datos comercial completa y actualizada existen técnicas de asignación de las demandas a los nudos apoyándonos en herramientas GIS.

Por lo contrario, si se dispone de información poco fiable, por carencias en la gestión comercial, es aconsejable apoyarse en mediciones reales mediante aparatos de mediciones de caudal en continuo.

Luego se procede a dividir el caudal medido por el total de los nudos existentes en cada sector o zona hidráulica, obteniendo así una estimación suficientemente realística de la distribución de la demanda real.

### 3.3.4.3 Control activo de las presiones

Un enfoque diferente para contener las pérdidas hídricas reales puede ser realizado mediante el control activo de la presión. Esta técnica consiste en el intento de minimizar el exceso de presión que se puede tener en las tuberías de la red. Se trata entonces de un aspecto de planificación “a priori” y que puede reducir sensiblemente las roturas físicas.

A partir de esta consideración ha sido ampliamente demostrado experimentalmente que existe una relación proporcional entre las pérdidas y la presión en la red. Normalmente el punto de partida es la ley de hidráulica del caudal saliente desde un orificio en un embalse:

$$Q = c_d \cdot A \cdot \sqrt{2gH}$$

Donde  $Q$  es el caudal que sale a través del orificio;  $A$  es el área del orificio;  $g$  es la aceleración de gravedad;  $H$  es la altura de agua sobre el orificio. El coeficiente de descarga  $c_d$  depende de la relación entre la velocidad real  $V_r$  y teórica  $V_t$  del chorro, así como también de la relación entre el área del orificio  $A_o$  y el área del chorro  $A_{ch}$ . Luego el coeficiente de descarga  $c_d$  viene dado como:

$$c_d = c_c \cdot c_v$$

Para el caso general de fugas en tuberías a presión, tanto el coeficiente de descarga como el exponente, requieren ser calibrados. Por lo tanto la ecuación de antes se simplifica de la siguiente forma:

$$Q = c \cdot P^b$$

Donde  $c$  es el coeficiente global de descarga;  $P$  la presión en metros de agua. La última ecuación es el punto de partida para la calibración de los parámetros  $c$  y  $b$ , y además podemos buscar, si queremos afinar el trabajo, una dependencia con variables conocidas como una longitud característica de la falla y las características de las tuberías (Rangel y Barreto, 2004).



La literatura internacional reconoce actualmente que las pérdidas son mucho más sensibles a la presión de lo que prevé la ley del orificio en un embalse. En este caso se denota que el caudal de salida varía con la raíz cuadrada de la presión, pero se ha detectado que en muchos casos de diferencia mucho de este valor de referencia. Las causas pueden ser varias pero principalmente se debe a dos aspectos:

- i. La asunción del coeficiente de descarga constante es admisible solo en algunos casos; en la realidad se nota que por un único orificio,  $c_d$  puede variar según el régimen de moto elegido (laminar, turbulento, o transitorio).
- ii. Por algunos tipos de pérdidas y por algunos materiales se ha detectado la posibilidad que la dimensión del área del orificio pueda variar en función de la presión. Estudios llevados a cabo en la UK National Leakage Initiative (Inglaterra) han demostrado que las pérdidas en las juntas, y en las roturas de las tuberías, tienen un área de salida dependiente de la presión:

Si se tiene un orificio longitudinal, o sea, una rotura de una única dimensión, entonces es posible que la superficie varíe linealmente con la presión, o sea que varía en función de  $P^1$  y como consecuencia de ello, el caudal de descarga variará según  $P^{1.5}$ .

Si se tiene una fisura en dos dimensiones, una longitudinal y una transversal, entonces se asume que el área varía en función de  $P^2$  y consecuentemente el caudal de descarga varía en función de  $P^{2.5}$ .

En general, es preferible asumir la relación exponencial como ley que representa mejor la relación entre las pérdidas y la presión:

$$Q = kP^N$$

De donde se saca:

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \left( \frac{P_1}{P_0} \right)^N$$

El exponente N después de las consideraciones antecedentes se puede considerar entre 0,5 y 2,5 según el tipo de pérdidas presentes y su valor se obtiene por regresión con los datos disponibles.

A la hora de realizar el análisis de una red y después que hemos apreciado la relación intercurrente entre el caudal de descarga y la presión, surge de forma espontánea la conclusión que para minimizar las fugas hay que minimizar el exceso de presión en los nudos de la red.

#### 3.3.4.4 Regulación de la red

La red de abastecimiento está diseñada con el importante fin de asegurar los mínimos de presión en todos los nudos y a lo largo de todo el día. Tales mínimos solo se alcanzan por cortos periodos de tiempo, en correspondencia con los mayores consumos diarios. Por el resto del día podemos inferir que una gran parte de la red esta mantiene una presión superior a la necesaria.

Dada la relación entre los caudales de fugas y las presiones, y gracias al método activo de control de la presión se concluye que reduciendo los excesos de presión a lo largo del día se llega a reducir también la cantidad de líquido que escapa por las roturas.

Esta reducción de la presión se obtiene con la introducción en la red de válvulas oportunas, las así llamadas VRP (válvulas reductoras de presión), cuyo comportamiento es el siguiente:

- Regulación estática: En este caso se habla de sistemas a regulación constante, porque mantienen una presión constante impuesta aguas debajo de la válvula.
- Regulación dinámica: En este caso, existen sistemas a modulación temporal, cuya consigna de la presión aguas abajo viene programada según las horas de la jornada, o también sistemas a modulación dependiente, si la modulación de presión depende de un parámetro, como el caudal o el valor de la presión en un nudo crítico de referencia.

Para evaluar la integridad de la red es útil dividirla, mediante oportunos dispositivos de seccionamiento, en distritos, cada uno de los cuales tiene que estar provisto de elementos de medida del caudal entrante. Resulta útil en este caso introducir la definición de una estructura de sector de la red, como una porción de la red cuyos confines están hidráulicamente limitados por falta de

conexiones o por medición de caudal, de diferente extensión y generalmente privada de alimentación autónoma. La sectorización conlleva modificaciones importantes en el sistema funcional y en el comportamiento hidráulico del sistema. Es entonces oportuno contemplar el problema desde un aspecto global y no desde aspectos específicos o locales.

Volviendo a la posibilidad de reducción de la presión para minimizar los valores de exceso de la misma, es posible realizar la reducción de la presión de manera diferenciada en áreas distintas de la red, llamada PMA (Pressure Management Area), cuyos confines podrán ser coincidentes con las estructuras de seccionamiento (DMA).



## 4 CAPÍTULO 4: LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA INTERMITENTES

### 4.1 Entorno y causas que provocan un sistema con servicio intermitente

En este capítulo definimos el entorno de trabajo que caracteriza el argumento de esta tesis y la aplicación práctica que sigue.

Cuando hablamos de un suministro de agua intermitente nos referimos a un sistema que no puede prestar un servicio de abastecimiento de agua las 24 horas del día a todos los consumidores al mismo tiempo (Milanés García Y., 2006). El prestador del servicio se ve obligado a operar el servicio por turnos, o tandeos, como los conocen en México, en función de la operatividad y estructura del sistema. Este trabajo supone un gran esfuerzo en términos de personal técnico y de horas de trabajo. Los diferentes barrios de la ciudad que se alimenta de un sistema de este tipo deben entonces dotarse de sistemas de almacenamiento propios para obviar las horas (o inclusive días) en que no llega el suministro de la red.

Esta es una circunstancia cada vez más frecuente en los sistemas de distribución actualmente existentes, sobre todo en los grandes centros urbanos de los países en vía de desarrollo pero también, y cada vez menos esporádicamente, en los países así llamados del primer mundo.

El término de servicio discontinuo puede ser muy general y se puede abordar desde varios niveles. En los países con escaso acceso al agua (como países de África u Oriente Medio) es inevitable un planteamiento ya en origen de este tipo (a nivel de diseño) y por ende resulta necesario implementar un sistema intermitente solamente, eso sí, tratando de minimizar las consecuencias de cara a los usuarios. En otros países, como los de Latinoamérica o Asia, frente a una abundancia de recurso de agua los usuarios no disponen del líquido en la cantidad o calidad mínima necesaria y por eso el problema se centra más en la gestión a largo plazo de los acueductos.

En esta tesis se tratará de abordar los dos temas anteriormente mencionados, aunque la aplicación práctica incidirá en un tipo de sistema más relacionado con el segundo escenario. Bajo este escenario son varias las causas que conducen directa o indirectamente una red de este tipo, las cuales se resumen a continuación:

- Crecimiento descontrolado del centro urbano: sin una adecuada planificación urbana y territorial la red se puede volver en un sistema sub-dimensionado, en términos de diámetros

de tuberías y sobre todo, que no garantiza la necesaria presión en las acometidas de los usuarios

- Deficiente mantenimiento de los elementos de la red: si no se adecuan los elementos de la red de manera conforme a la expansión del centro urbano, se pueden obtener comportamientos ineficientes de bombas, válvulas, medidores etcétera.
- Gestión ineficiente del sistema: si no se garantiza un monitoreo de la red continuo y pormenorizado es fácil llegar a una cierta anarquía de la red que conlleva un funcionamiento muy diferente del esperado.

#### **4.2 Fenómenos inducidos por un suministro discontinuo**

Un sistema intermitente provoca directamente complicaciones en la gestión del sistema, en la calidad del agua y en la satisfacción de los usuarios. Sin embargo, antes de detallar las desventajas quizás merece el interés, para entender de manera global el problema, en las ventajas que, paradójicamente, aporta un suministro de este tipo.

##### **4.2.1 Ventajas percibidas e inducidas por la intermitencia**

Son básicamente dos las ventajas directas que puede inducir la intermitencia en el servicio de agua potable.

- El volumen de agua perdido por roturas físicas en la red se reduce.  
Tal y como se ha explicado en el capítulo 3, el volumen de pérdidas físicas en un sistema es directamente proporcional a la presión de la red. Si, por otro lado, estamos en presencia de un servicio intermitente, la presión en la red será generalmente baja o inclusive igual a 0, con lo cual, el volumen de las pérdidas físicas se reducirá.
- Con una planificación adecuada es más cómodo realizar el mantenimiento y/o reparaciones en la red cuando no haya servicio en la zona implicada.

Por un lado, al no tener servicio por varias horas (por eso se indica como intermitente) las tuberías pasarán secas un buen lapso de tiempo y eso puede facilitar, por la falta de líquido, las obras de reparación o instalación. Por el otro, al reparar sin que haya servicio, se recibirán

también menos quejas de los usuarios, ya acostumbrados y preparados a un servicio de este tipo.

#### **4.2.2 Desventajas percibidas e inducidas por la intermitencia**

##### 4.2.2.1 Introducción

Los fenómenos de sequías extremas que conllevan el hecho de que el servicio de agua potable sea intermitente son comunes hasta en España. En la prolongada sequía de los años 1991 - 1995, que sorprendió a toda Andalucía (Cabrera E., 2007), se implementó una gestión a doble vertiente:

- Por un lado, se invitó a la ciudadanía a moderar el consumo
- Por otro lado, se establecieron cortes de agua cuya duración, en tiempo, era proporcional al ahorro que se pretendía conseguir

El elemento faltante que hizo tomar estas medidas extrema fue la falta de un plan de emergencia, (todo se reducía a las dos acciones precedentes).

En la literatura académica existen referencias que se enfocan en encontrar soluciones a este problema. En un artículo presentado por Lund y Reed allá por 1995, publicado en el prestigioso *Journal of Water Resources Planning and Management* de la ASCE (American Society of Civil Engineers) se mencionó que *“Muchos abastecimientos urbanos en países poco desarrollados, careciendo de contadores domiciliarios efectivos, así como otros métodos para limitar el consumo, racionan el agua interrumpiendo el suministro durante varias horas al día, ya sea por sectores, ya sea globalmente. Aunque, sin duda inconveniente y económicamente insuficiente bajo casi cualquier estándar, e implicando riesgos sanitarios, es la solución que adoptan los desesperados en situaciones relativamente incontroladas”*.

No obstante la citación relativa a los países en vía de desarrollo no tiene que sorprender que estos fenómenos pasen también en países “desarrollados”. La razón principal radica principalmente en el hecho de que las tuberías del sistema, tanto por las elevadas pérdidas de agua que tienen como por el crecimiento descontrolado de la población, son incapaces de abastecer a todos los usuarios de

manera simultánea quienes, para defenderse del deficiente servicio, recurren a depósitos de almacenamiento domiciliarios (Cabrera E., 2007).

Por mostrar un ejemplo, en España se encuentran todavía depósitos domiciliarios (conocidos como “aljibes”, palabra de origen árabe) en casi todos los municipios, sobre todo en los turísticos costeros, porque el crecimiento de las ciudades no ha sido acompañado por la necesaria ampliación de la capacidad de transporte de las redes. Los diámetros de sus tuberías no siguen el crecimiento de la población que el sistema abastece.

La presencia generalizada de tanques o cisternas domiciliarias provoca un cambio en las costumbres y hábitos de los ciudadanos que cambian de manera intrínseca el comportamiento hidráulico de la red mientras, hay que recordarlo, la presencia de ellos es casi siempre una consecuencia de una manifiesta falta de inversión en las redes urbanas de agua.

#### 4.2.2.2 Desventajas percibidas e inducidas por la intermitencia

Los inconvenientes más relevantes inducidos por un sistema intermitente se pueden resumir en los puntos siguientes:

- El sistema no está operando dentro del marco del diseño inicial (IWWA, 2000).
- La capacidad de los depósitos es a veces infrautilizada.
- Los transitorios (golpes de ariete) que se dan como consecuencia del arranque y parada del servicio aumenta la ocurrencia de goteos y de desgastes en general, en los accesorios hidráulicos (válvulas, codos, té, etcétera).
- El nivel de mantenimiento necesario es mayor que en una red con servicio continuo.
- En los puntos de consumo, el agua necesita ser tratada con más cuidado ya que suele estancarse más tiempo en los tanques o cisternas domiciliarias. Este inconveniente estimula el consumo de agua embotellada.
- La cloración debe ser intensificada en los puntos de almacenamiento y producción.
- La red debería estar sobre dimensionada para abastecer la misma cantidad de agua en tiempos más cortos.
- La mayoría de las veces un servicio intermitente afecta principalmente los usuarios de estratos sociales más pobres.



- Los usuarios deben de aprovisionarse de sistemas de almacenamiento y muchas veces de equipos de bombeo, teniendo así un costo adicional para poder aprovechar del recurso hídrico en términos de caudal y presión suficiente para su uso.
- Los aparatos de micro y macro medición suelen tener un elevado índice de malfuncionamiento siempre por el fenómeno del golpe de ariete (eso aumenta el ratio de la pérdidas comerciales).
- En el caso de incendios la garantía de tener suministro en los hidrantes no está garantizada al 100%.
- Pérdidas aparentes de agua: incluso en el caso de que el conjunto del sistema domiciliarios sea estanco, el uso de estos depósitos comporta menores, aun cuando más duraderos, caudales de entrada. Por ello el contador general montado a la entrada del tanque o cisterna, con caudales entrantes muchas veces inferiores al caudal de arranque del contador, suele medir por defecto (Cabrera E., 2007).
- Las técnicas convencionales de balances volumétricos, sobre todo en horas nocturnas, no representan herramientas útiles para la detección de caudales anómalos a la entrada de un dado sector.
- Dificultades en la identificación de fugas. En un sistema intermitente nos enfrentamos a un sistema básicamente dependiente de la presión en la red. Los usuarios, al tener agua, tienden a consumir tanta agua cuanto sea posible en las pocas horas de servicio que se les brinda. En muchos casos nos enfrentamos entonces a tuberías escasamente presurizadas y en las cuales es difícil aplicar las técnicas convencionales acústicas de localización de fugas.
- Una notable pérdida de energía. Al entrar en el tanque, el agua se despresuriza y pierde toda su energía elástica, por lo que los grupos de presión deben partir de cero.
- Una importante pérdida de calidad: no estando el agua presurizada, la posibilidad de filtraciones y, en suma, de intrusiones patógenas es muy alta. El agua que reingresa al sistema después haberse fugado, se mezcla a la otra que llega del punto de suministro en el momento de que el servicio recomience. A menos que no pase el tiempo adecuado, que puede ser del orden de días, el agua “contaminada” llega así directamente a los usuarios. Este fenómeno se conoce como “intrusión patógena” y tanto sus características como sus consecuencias

negativas en la salud humana. Este problema se hace de mayor importancia en países en vías de desarrollo en que las condiciones de suministro encuentran unas condiciones favorables para la presencia del citado fenómeno de la intrusión patógena: suministros interrumpidos, niveles de presiones poco mantenidos, diseños de redes de distribución poco adecuados con fugas y presencia de redes de saneamiento en la cercanía de las redes de suministro (López et al., 2008).

- Depresiones en los puntos más altos de la red que pueden llevar a la entrada de aire en la tubería que, si no expulsado correctamente mediante ventosas, puede propiciar picos elevadísimos de presión. Está demostrado que el índice de roturas puede subir hasta 10 veces en correspondencia de picos elevados de sobrepresiones.

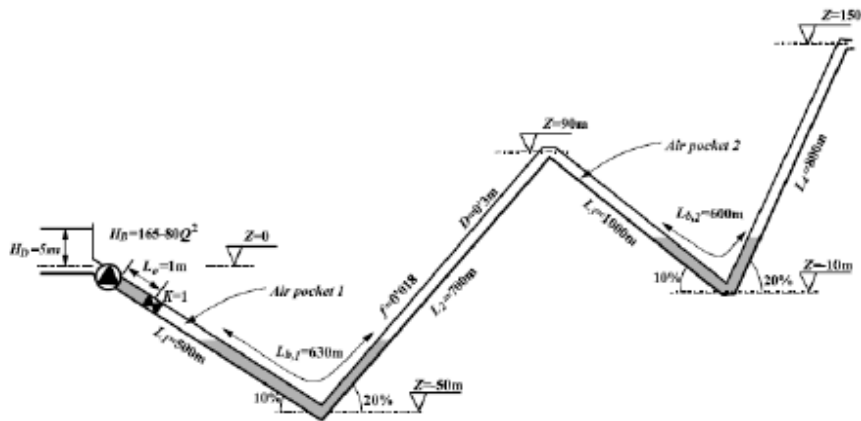


Figura Nº1 Tubería con perfil accidentado con bolsas de aire atrapadas (Izquierdo et al., 1999).

### 4.3 Aspectos a tener en cuenta en la gestión del sistema intermitente

Con la información del párrafo anterior resulta claro que un sistema de estas características conlleva peculiaridades que deben considerarse para su correcta gestión. Algunas de estas no encajan con los enfoques convencionales los cuales a su vez necesitan su actualización a entornos más complicados.

A continuación se describen aquellos aspectos que el gestor o prestador del servicio deberá considerar en la gestión de un sistema por turnos.

#### **4.3.1 Aspectos comerciales**

La Disponibilidad A Pagar (DAP) de los usuarios viene mermada por la baja calidad del servicio lo que puede llevar a un decrecimiento de la recaudación y a una difícil gestión de la deuda a los morosos. Además, considerando la difícil situación social que viven los grandes centros urbanos en los países en vía de desarrollo, habrá que implementar políticas de socialización y comunicación en el territorio para concienciar los habitantes en un adecuado uso del recurso hídrico.

Finalmente, habrá que realizar estudios de DAP, que en los últimos años han sido implementados en el sector de agua potable y saneamiento como una herramienta que ayuda a determinar con mayor acierto la viabilidad financiera ex-ante de proyectos de abastecimiento de agua y saneamiento básico, y en un sentido más amplio promover un mejor nivel de recuperación de costos y la sostenibilidad de los sistemas a construir.

#### **4.3.2 Aspectos políticos**

El agua, siendo un elemento fundamental en la vida de las personas, puede generar sentimientos fuertes e inclusive guerras, tal y como ha pasado en Oriente Medio, entre Israel y Palestina, y en Bolivia en la ciudad de Cochabamba, solo por mencionar algunos ejemplos. Bajo esta premisa, es fácil entender que a nivel político debe de ser considerado con la importancia que amerita.

Muchos países en vía de desarrollo carecen de una verdadera "Política del Agua" que establezca las pautas y las normas para que su uso sea racional y justo. El 28 de julio de 2010, a través de la Resolución 64/292, la Asamblea General de las Naciones Unidas reconoció explícitamente el derecho humano al agua y al saneamiento, reafirmando que un agua potable limpia y el saneamiento son esenciales para la realización de todos los derechos humanos. La Resolución exhorta a los Estados y organizaciones internacionales a proporcionar recursos financieros, a propiciar la capacitación y la transferencia de tecnología para ayudar a los países, en particular a los países en vías de desarrollo, a proporcionar un suministro de agua potable y saneamiento saludable, limpio, accesible y asequible para todos. Sin embargo, hasta la fecha en muchos países en vía de desarrollo el Derecho al Agua y Saneamiento no es una prioridad de los gobiernos, desatendiendo de esta manera la resolución antes mencionada. Los entes gestores / prestadores de servicios que carecen de suficiente oferta hídrica

deberían de presionar y socializar con los organismos políticos o sociales para que, desde los más altos niveles de poder, se compartan las problemáticas relacionadas con el agua.

### **4.3.3 Aspectos técnicos**

#### **4.3.3.1 Detección y localización de fugas**

Se ha mencionado anteriormente las problemáticas que un sistema escasamente presurizado genera en una campaña de detección y localización de fugas con las técnicas convencionales (basadas en el sonido). Para obviar a esta problemática es necesario para los gestores identificar nuevas técnicas de detección y localización de fugas tal y como pueden ser:

- Georadar. Las técnicas acústicas llevan, en lo que conciernen las localizaciones de fugas, un desarrollo teórico y práctico bastante extenso, debido al trabajo de muchos investigadores que han permitido lograr resultados notables en este asunto. Hay que evidenciar de otra parte que estas técnicas se prestan más y tienen mejor fiabilidad en las tuberías de material metálico mientras logran resultados no muy fiables en las tuberías de plástico. En este caso en los últimos años se están utilizando técnicas avanzadas diferentes. Entre ellas podemos destacar antes de todas el uso del Ground Penetrating Radar (GPR) que, dependiendo de la experiencia del operador, puede facilitar buenos resultados con todos los materiales. GPR puede localizar con bastante precisión fugas en tuberías enterradas sin necesidad de realizar excavación. El radar utiliza las propiedades de transmisión y reflexión de una onda electromagnética que atraviesa verticalmente el suelo y permite de identificar los vacíos subterráneos creados del agua fugada y también las anomalías en la medida de la profundidad de la tubería debido a la humedad. La señal enviada en el terreno con una antena transmisora no es nada más que un impulso de corta duración de energía electromagnética a alta frecuencia, la cual viene luego parcialmente reflejada hacia la superficie. Las señales radar reflejados son captados de una antena receptora y normalmente son visualizados verticalmente, a los efectos de visualizar o representar una sección del terreno vertical. El terreno transmite y refleja estas ondas según la propia constante dieléctrica y conductibilidad. La constante dieléctrica depende de los balances volumétricos entre aire, agua y material sólido que también dependen de la humedad del terreno. La

presencia de agua en el terreno reduce la velocidad de las ondas radar y hace que la tubería aparezca más profunda de lo que está en realidad. Una composición de material conductivo hace que la onda radar se disipe en el terreno y la intensidad de su señal se haga más débil. Los tiempos de llegadas de la reflexiones de la tubería están directamente relacionados a la profundidad del terreno encima de la tubería misma, y éste es el motivo, en presencia de fugas, de que la tubería aparezca más profunda de lo que está en realidad. En condiciones de homogeneidad se debería obtener un modelo uniforme de las llegadas de las señales reflejadas de la parte superior de la tubería, mientras en presencia de una perdida tales señales resultaran atenuadas y retrasadas. El tiempo de retraso debería hacer aparecer la tubería de una manera deformada. Con el análisis de la sección, de la misma manera, se podrán localizar los vacíos eventuales entre la tubería y el terreno.

- Termografía Infrarroja. La termografía puede ser útil para la localización de fugas porque puede detectar la variación de la temperatura debida a la salida del agua fugada cerca del punto de rotura en la tubería. El terreno en presencia de agua puede aparecer más frío o más caliente según la temperatura del agua. Esta técnica utiliza las anomalías de las radiaciones infrarrojas emitidas de la superficie del terreno. Una fuga da origen a una anomalía porque el terreno húmedo cambia las características de la radiación IR que se debería tener en el terreno seco. De manera análoga un vacío entre la tubería y el terreno causará otra anomalía en la transmisión del calor, que podrá ser identificada como un cambio de la temperatura del suelo. Prácticamente la técnica se concreta en el uso de una video-cámara (escáner termográfico) a colores o también en blanco y negro pero con diferentes tonalidades de gris, que nos da una imagen video cuya intensidad es proporcional a la radiación infrarroja recibida. Una tal radiación depende principalmente de dos fuentes:
  - la radiación IR emitida, proporcional a la temperatura del terreno;
  - la radiación reflejada del sol.

Pero solo la primera fuente nos da un índice de la humedad del suelo entonces tenemos el problema de limpiarla de la radiación refleja. Por eso se suele hacer estas pruebas de noche o antes de la salida del sol. Además es necesario establecer condiciones oportunas para la inspección, porque el sistema ambiental presenta numerosos factores que pueden influenciar

la medida de la temperatura superficial. También hace falta elegir una zona amplia para que se incluyan tuberías en buen estado y en mal estado necesarias para la calibración. Esta metodología es útil bien para localizar las pérdidas y bien para localizar los vacíos debidos a erosión y se puede utilizar para la rehabilitación de todo un sector de la red. Necesita por otra parte, un instrumental que pueden ser muy costoso y personal muy preparado.

- Gases Trazadores. En esta técnica se aísla una zona o sector de la red que se piensa sensibles a pérdidas de agua, se vacía de agua, se le introduce una mezcla de agua y gas (normalmente helio o hidrogeno, que no son nocivos para el ambiente ni para los seres humanos) y se presuriza. Bajo presión el gas trazador sale a través de las roturas presentes en la tubería y sube hacia la superficie. Luego mediante sensores de gas portátiles la localización de la fuga se hace examinando la superficie del terreno. Generalmente el tiempo en el cual el gas necesita salir para llegar a la superficie no puede ser calculado con precisión, porque depende del tipo de suelo, de la profundidad, del tipo y espesor de la calle, etcétera. Es una técnica que da buenos resultados para las localizaciones de las fugas pero es mucho más costosa de las técnicas acústicas (por ejemplo). También resulta incomoda por el hecho de la necesidad de vaciar una parte entera de la red.

#### 4.3.3.2 Mediciones de parámetros hidráulicos

La medición de caudales y presiones en una red que tenga características de intermitencia se debe realizar con sumo cuidado para garantizar la representatividad de la variable medida. En efecto, la variabilidad de estos parámetros es sumamente elevada, considerando la inestabilidad del sistema. Antes de realizar cualquier medición es recomendable estudiar previamente la zona de interés, de manera que se pueda estimar el comportamiento en el tiempo de las mismas variables. Luego, después haber efectuado las mediciones, se deberán comparar los diferentes escenarios encontrados. En general, para estudiar los fenómenos transitorios, por ejemplo, habrá que focalizar la atención en las primeras horas o momentos de medición mientras que, para poder investigar que intervenciones a largo plazo implementar habrá que centrarse en los datos promedios y los valores de las últimas horas de medición.

#### 4.3.3.3 Operación y mantenimiento

Frente a un sistema con un esquema de operaciones complejo e intenso es fácil que muchos de los accesorios existentes en la red tengan una vida útil menor de lo esperado. Así que se deberán tener en cuenta medidas específicas para la reposición de elementos ya dañados completamente, el mantenimiento de aquellos que necesitan algunos ajustes etc.





## 5 CAPÍTULO 5: METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA GESTIÓN Y PLANIFICACIÓN DE UN SISTEMA DE SUMINISTRO INTERMITENTE

### 5.1 Introducción

En los capítulos anteriores hemos analizado de manera profundizada las causas que provocan un suministro de agua intermitente, el entorno que suele caracterizarlos y los fenómenos inducidos por un sistema de este tipo.

A este punto se dispone de todas las informaciones necesarias para poder abordar el argumento principal de esta tesis: la propuesta de una metodología integrada y multidisciplinar que considera todos los aspectos introducidos anteriormente bajo una común perspectiva. La metodología se realizará por pasos intermedios que se describen someramente a continuación y más detenidamente en los apartados siguientes.

En todas las disciplinas científicas, para poder concluir algo que sea realmente útil, es de fundamental importancia tener todos los conocimientos de base. Por eso, la primera etapa a realizar de la metodología propuesta consiste en un estudio/diagnóstico profundo del entorno del sistema de agua actualmente existente. Ya se hizo mención en los primeros capítulos del gran incremento demográfico que se ha observado en los grandes y medianos centros urbanos de los países en vía de desarrollo. Este incremento excesivo ha congestionado los centros urbanos que, a falta de una política a largo plazo, suelen tener servicios públicos (agua, luz, saneamiento etc.) ineficientes. Sabiendo que los cargos políticos suelen tener una visión más reducida, ya que se mantienen en el cargo por un tiempo de 4-6 años, son otros organismos que deben tener la responsabilidad de planificar el desarrollo urbano de las ciudades de manera ineficiente. Hacen falta estudios de planificación territorial, previsiones de desarrollo industrial y comercial, estudios de vulnerabilidad del territorio que prevean lo más posibles sismos, inundaciones, derrumbes etc. Nos podemos apoyar en la estadística y en la estocástica para poder prever los índices de crecimiento demográfico de la ciudad. Luego, hacen falta estudios sociales y económicos para poder estimar la tasa de crecimiento de cada estrato de la población. Todos estos aspectos constituyen insumos importantes a la hora de evaluar el estado actual del sistema y el proyectado al horizonte de estudio.

La segunda etapa a implementar consiste en llevar a cabo el diagnóstico físico del sistema en sí; es decir, realizar determinados trabajos de campo para levantar e inventariar toda la información relacionada con el sistema de agua potable (desde la captación hasta los puntos de consumo). Para realizar dichas labores es muy importante, casi obligatorio, apoyarse en los Sistemas de Información Geográfica (SIG o GIS si se usa el acrónimo en inglés), los cuales permiten un análisis de la información rápida y cómoda. De manera paralela a los GIS, es oportuno utilizarse las potentes herramientas de simulación hidráulica actualmente existentes en el mercado para poder así explotar el sistema modelado y, bajo diferentes escenarios, evidenciar sus debilidades técnicas y operacionales. Este tipo de debilidades suelen ser defectos sanables a corto plazo como, por ejemplo: cambio en pequeños tramos de tuberías en diámetro o material; reparación de fugas; sectorización de la red; unión de tuberías desconectadas; instalación de válvulas de control o de regulación etc. Con respecto a los sistemas intermitentes la atención se focaliza en las debilidades provocadas por un servicio de este tipo y en los inconvenientes provocados en el usuario (uso de sistemas de almacenamiento domiciliarios, menor disposición a pagar, baja eficiencia energética en las bombas etc.). En la tercera etapa de la metodología se lleva a cabo un estudio específico para verificar si la demanda hídrica puede ser cubierta por la oferta en un horizonte temporal previamente definido. Para eso hay que cruzar la información obtenida en los pasos anteriores y complementarla con estudios adicionales para poder estimar el déficit hídrico existente y proyectado. En el caso de que el déficit no se pueda solventar con actuaciones a corto plazo es necesario incrementar la oferta hídrica mediante la búsqueda de nuevas fuentes de agua o la mejora de las actuales. En este caso se deberá evaluar, aparte del costo estimado de la infraestructura, el impacto que las nuevas fuentes tengan en el sistema, utilizando la modelación matemática como apoyo a las decisiones. El déficit hídrico representará la variable de apoyo a las decisiones de las diferentes alternativas consideradas en el estudio. A este punto, y esto representa la cuarta etapa de la metodología, a cada alternativa se le asignará unos costos y unos beneficios por un lado, y el déficit hídrico por el otro. Una vez definido el objetivo requerido, de común acuerdo con todos los actores involucrados en el proyecto, en términos de déficit hídrico (en porcentaje) se escogerá aquella alternativa que tenga el mejor índice beneficios-costes. Finalmente, la quinta etapa es representada por la implementación de las actuaciones incluidas en la alternativa “mejor” del estudio.

A continuación se describen de manera detallada todas las etapas introducidas en el presente párrafo.

## **5.2 Primera Etapa: estudio demográfico y clasificación de la demanda hídrica**

Para una oportuna gestión de un sistema de agua potable urbano no podemos prescindir de considerar su desarrollo y expansión en un horizonte temporal dado. Para esto se debe estimar el crecimiento demográfico, su distribución espacial y su estratificación socio-económica. Contrastando dicha información con la producción hídrica existente al momento es posible estimar el déficit hídrico actual y proyectado. Luego, tal y como visto anteriormente, una vez realizado el diagnóstico del sistema se tendrán que proponer todas aquellas mejoras que reduzcan este déficit, y si necesario explorar aquellas alternativas de obras que pueden incrementar la oferta en la cabecera del sistema.

Conforme al estudio realizado por Naciones Unidas que se mencionó en el primer capítulo los demógrafos se enfrentan a problemáticas complejas a la hora de estimar el crecimiento poblacional en los países en vía de desarrollo. Esto se debe a los más complejos fenómenos migratorios por un lado, y a la escasa fiabilidad de las fuentes de información por el otro.

Es fácil enfrentarse a censos demográficos desactualizados y a menudo con estimaciones de crecimiento inexactas. A continuación vamos a analizar los aspectos fundamentales que se deben considerar en un estudio de este tipo.

### **5.2.1 Censo poblacional y estimación de la población futura**

Existen metodologías que permiten hacer cálculos a partir de cierta información, dando idea del volumen de población de un determinado lugar, de conformidad con la información disponible y de la necesidad de contar con información para determinar la magnitud de los proyectos que estamos analizando. Para la estimación de la población actual se deben cruzar los datos procedentes de diferentes fuentes:

- Último censo poblacional realizado por la autoridad competente.

- Otros censos y/o estimaciones realizados por otros organismos internacionales (Naciones Unidas, Banco Mundial etc.).
- Censo estimado por la cartografía disponible en donde se cuantifican los lotes existentes y de los habitantes asignados por vivienda

Una vez que se haya profundizado estos aspectos, el paso siguiente consiste en la estimación de la población futura. El análisis de la población requiere contar con una interpolación entre dos puntos o más, cuyos datos sean conocidos, escogiéndose por ejemplo, la población censada en un dado año y la estimada a través de la cartografía censal. Se puede calcular la población, en un dado horizonte de estudio, mediante tres métodos, cuyos resultados servirán de base de comparación y brindar criterios para determinar el mejor ajuste de conformidad a los cambios demográficos ocurridos en la zona de actuación del proyecto. Los métodos considerados son: Crecimiento Geométrico, Exponencial y Curva Logística (logit).

- Crecimiento geométrico: la fórmula conocida se detalla a continuación

$$P_n = P_0(1 + r)^t$$

En donde:

$P_n$  = Población a estimar

$P_0$  = población base año 2000

$r$  = Tasa de crecimiento

$t$  = Número de años que median entre los dos censos

- Crecimiento exponencial: la fórmula conocida se detalla a continuación

$$P_n = P_0 e^{rt}$$

$P_n$  = Población a estimar

$P_0$  = población base año 2000

$r$  = Tasa de crecimiento

$t$  = Número de años que median entre los dos censos

- Curva logística: El tercer método emplea la metodología en la que se usa la fórmula asociada al crecimiento según una curva logística. La suposición implícita es que en el largo plazo, hay una estabilización de la fecundidad, hasta llegar a una situación de remplazo, la fórmula conocida se detalla a continuación:

$$Y = K_1 + \frac{K_2}{1 + e^{(a+bt)}}$$

En donde:

$Y$  = población en el momento  $t$

$K_1 + K_2$  = asíntota superior

$K_1$  = asíntota inferior

$a$  y  $b$  = parámetros

$t$  = tiempo

### 5.2.2 Estudio urbanístico

El estudio urbanístico busca la correcta distribución, en el espacio y en el tiempo, de la población actual y futura del sistema de agua potable que se está analizando. Para ello habrá que estimar las zonas geográficas en donde se expandirá la ciudad o centro urbano, considerando como mínimo los siguientes aspectos:

- Parcelación actual y estimada futura
- Ubicación de las zonas protegidas por razones ambientales o de otro tipo (militar, parques naturales etc.)
- Ubicación de las fronteras naturales de expansión, es decir aquellas regiones que por sus características geográficas, morfológicas etc. no podrán ser habitadas
- Ubicación de las vías de comunicación principales
- Índice de saturación existente en la zona de actuación

Un correcto estudio urbanístico permitirá prever en el espacio-tiempo la demanda hídrica y por ende adoptar aquellas medidas necesarias para adecuar el sistema de agua potable a las exigencias futuras.

### 5.2.3 Clasificación de la población y asignación de la demanda

La demanda hídrica no es homogénea en su distribución espacial ya que usuarios de diferentes estratos socio-económicos tienen diferentes necesidades de consumo hídrico. La clasificación de la demanda más importante es aquella que considera el tipo de uso del agua de los usuarios; los rangos de clasificación son en este caso los siguientes:

- Uso doméstico
- Uso industrial
- Uso comercial
- Uso público

El uso doméstico es representado por el consumo que los usuarios realizan en sus hogares y se subdivide a su vez por el estrato socio-económico que caracteriza los usuarios mismos. Normalmente la información catastral de la vivienda es una fuente útil para poder clasificar los usuarios por su disponibilidad económica. A mayor poder adquisitivo se asocia un mayor consumo de agua. El uso industrial es un consumo puntual notablemente mayor que el anterior y necesita de mucho cuidado a la hora de realizar la estimación una demanda de este tipo. En la literatura específica existen tablas preestablecidas que asocian a cada tipo de industria un consumo estándar. Sin embargo, es aconsejable una verificación de estas tablas mediante cruce de información específicas del sitio. Las mismas consideraciones valen también para el uso comercial aunque los picos de consumo suelen ser, en este caso, menores en promedio que los relativos a los usos industriales. El uso público es representado por todos aquellos consumos, normalmente no medidos, que se utilizan para abastecer oficinas públicas como alcaldías, escuelas, jardines etc.

Para este propósito, es oportuno realizar estudios temáticos en el GIS en donde se delimitan, de manera lo más precisa posible, tales clasificaciones de usuarios.

Para la asignación de la demanda, a parte de la literatura específica existente al respecto, se recomienda apoyarse en la normativa nacional o local al cual el sistema objeto de estudio se somete.

### **5.3 Segunda Etapa: diagnóstico físico del sistema existente**

En este apartado se aborda la metodología para llevar a cabo el diagnóstico físico del sistema. Antes se describe la metodología general y en segunda instancia se definirán técnicas de análisis específicas para evidenciar y cuantificar el impacto de las características intrínsecas de un sistema discontinuo en su suministro.

#### **5.3.1 Inventario de elementos del sistema de abastecimiento**

Los sistemas de abastecimiento hídrico, sobre todo los de las grandes urbanizaciones, han tenido un desarrollo lento y complicado. Es común enfrentarse a sistemas urbanos de más de 50 años, es decir de una época en donde las capacidades computacionales estaban bien lejos del nivel que se tiene ahora. El resultado de todo esto son un conjunto de tuberías y accesorios enterrados y por lo tanto invisibles que conforman una verdadera “ciudad sumergida” de difícil acceso para los técnicos que operan el sistema. A menudo, la información del sistema radica en la memoria de los técnicos más ancianos a los cuales los directivos del ente gestor suelen recurrir para planificar las operaciones diarias e inclusive para las intervenciones estratégicas.

Después esta breve introducción se puede deducir que esta fase representa el soporte de todos los trabajos futuros, con lo cual habrá que realizarla con sumo cuidado. Antes de planificar el trabajo de campo habrá que recopilar la información ya disponible del sistema bajo estudio, la que sea, como por ejemplo: planos en físico, documentos en digital, historial de las reparaciones de fugas en el sistema, entrevistas directas con los técnicos del sistema etc. Esta información se deberá complementar con datos topográficos precisos y en caso de que estos no existan se deberá realizar la campaña de campo topográfica necesaria.

La campaña de campo del inventario de redes se organizará por brigadas de campo adecuadamente equipadas y estas deberán ser entrenadas para poder realizar esquemas básicos de los elementos de la red directamente in situ.

Una vez que se depure la información recolectada, esta deberá ser visualizada en un GIS en donde cada uno de los elementos contendrá las características de cada elemento levantado. El GIS trabajará

en conjunto con una base de datos completa que según el tamaño del sistema puede llegar a ser muy grande.

El trabajo de inventario del sistema se realizará por fases, empezando desde la cabecera del sistema hasta los puntos de consumo, en donde comenzará la siguiente fase del diagnóstico (padrón de usuarios).

#### 5.3.1.1 Sistema de aducción, captación y transporte

La cabecera del sistema puede ser diferente según se trate de fuentes de aguas superficiales o subterráneas. En el primer caso se deberá levantar la información de las obras de toma o de derivación hacia el embalse o a las plantas de potabilización. En el caso de fuentes subterráneas se deberá realizar la información de los pozos, su estado, el estado de las bombas y la manera en que el líquido se inyecta a la red de distribución (de manera directa o a través tanques de almacenamiento).

#### 5.3.1.2 Sistema de producción, almacenamiento e impulsión

Los sistemas de producción, es decir las plantas potabilizadoras (conocidas en España como Estaciones de Tratamiento de Agua Potable, ETAP), pueden ser instalaciones complicadas y con una variedad de elementos extraordinaria. Estas instalaciones representan el conjunto de estructuras en las que se trata el agua de manera que se vuelva apta para el consumo humano. Si no se dispone de suficiente capacidad de almacenamiento y regulación, su capacidad de producción deberá ser mayor del consumo máximo diario en el periodo de diseño.

Con respecto a la tipología de la planta existe un rango de posibilidades amplio y se mencionan a continuación los más difundidos:

- ETAP de tecnología convencional: incluye los procesos de coagulación, floculación, decantación (o sedimentación) y filtración.
- ETAP de filtración directa: incluye los procesos de coagulación-decantación y filtración rápida, y se puede incluir el proceso de floculación.
- ETAP de filtración en múltiples etapas (FIME): incluye los procesos de filtración gruesa dinámica, filtración gruesa ascendente y filtración lenta en arena.



También puede utilizarse una combinación de tecnologías, y en cada una de las tecnologías nombradas es posible contar con otros procesos que pueden ser necesarios específicamente para remover determinada contaminación (fuente Wikipedia).

Los centros de almacenamiento, o tanques o depósitos, tienen la función de almacenar el sistema para permitir una regulación de la producción en función del consumo específico de cada hora del día. La información a levantar en este caso es representada por el material, la forma, el volumen, si es enterrado o elevado o superficial, si tiene flotador etc. También es importante conocer la topología de las tuberías y accesorios que están conectados a los tanques (también si disponen de by pass).

Finalmente los elementos de impulsión, o estaciones de bombeo, sirven básicamente para solventar la presencia de una topografía accidentada y para alimentar barrios que no se pueden alimentar por gravedad. En este caso se deberá levantar todas las características electromecánicas de las bombas y verificar si las mismas están aún presentes en el mercado. También, igual como en los tanques habrá que levantar la información de todos los accesorios conectados, válvulas anti ariete, válvulas de compuerta, manómetros, tuberías etc.

#### 5.3.1.3 Sistema de distribución

El inventario (o catastro) de elementos del sistema de distribución suele ser el más largo y tedioso, por la mayor presencia de elementos y por el difícil acceso estos tienen al ser enterrados y a menudo en espacio angosto. Además realizar el trabajo de campo en los centros habitados conlleva problemas logísticos adicionales como el tráfico de vehículos, tránsito de peatones, inseguridad etc. Los elementos a levantar en este paso lo hemos visto ya en un apartado anterior y se repiten brevemente a continuación:

- Tuberías
- Válvulas de operación, control y regulación
- Hidrantes
- Ventosas

- Válvulas de descarga
- Macro medidores
- Etcétera.

#### 5.3.1.4 Depuración de elementos y volcado en el GIS

Por cada elemento levantado los técnicos de campo deberán haber rellenado una ficha de información preestablecida y realizado un croquis (esquema) de los elementos interconectados en un pequeño tramo de la red. Esta información se deberá traspasar a los delineantes de oficina que la depurarán y dibujarán en el GIS. Luego, una vez enlazada la parte gráfica con una base de datos oportunamente creada se procederá a introducir la información alfanumérica contenida en las fichas.

Más detalles de la metodología de realización de un catastro de redes se encuentran el Anexo nº 1 en donde se expone la metodología creada por la empresa WASSER S.A.E. y que se ha utilizado en la aplicación al caso real que se describe en los capítulos siguientes.

#### 5.3.2 Levantamiento del padrón de usuarios

También en este caso es prioritario saber con qué información inicial se empieza. En el contexto de los países en vía de desarrollo la gestión comercial de los sistemas suele ser muy deficiente, también por el hecho de que la concienciación de los usuarios en temas tarifarios está lejos de ser satisfactoria. Las encuestas a los usuarios deberán ser planificadas con pericia, con el soporte del GIS, y deberán tener toda esa información que permita al Gestor de poder planificar y estratificar la gestión tarifaria de manera justa desde el punto de vista social. También se deberá apoyar en fichas preestablecidas que las cuadrillas de campo deberán rellenar en las entrevistas y necesitará de un trabajo de depuración posterior antes de insertar la información en el GIS.

Más detalles de la metodología de realización de un catastro usuarios se encuentran el Anexo nº 2 en donde se expone la metodología creada por la empresa WASSER SAE y que se ha utilizado en la aplicación al caso real que se describe en los capítulos siguientes.

### **5.3.3 Modelación Matemática de un sistema de abastecimiento de agua potable**

#### 5.3.3.1 Introducción

Se acredita a Sexto Julio Frontino la realización del haber escrito el primer manual hidráulico de la historia, en el año 97 A.C. (Ormsbee, 2006), y en donde describe la construcción del sistema de abastecimiento de la ciudad de Roma. Luego, la hidráulica no tuvo avances significativos por mucho tiempo, hasta la época de Leonardo de Vinci con su obra “Del moto e misura dell’acqua” en donde resumía el estado del arte de la ciencia hidráulica hasta la fecha (alrededor del 1500). Al comienzo del siglo XVII, Benedetto Castelli, otro italiano, formuló el principio ahora conocido como principio de continuidad. Posteriormente su estudiante, Evangelista Torricelli mostró que existía una relación entre la velocidad de un fluido y la raíz cuadrada de la altura piezométrica (Rouse e Ince, 1980). En el siglo siguiente, Isaac Newton desarrolló las leyes del movimiento, que sirvieron como base para los futuros desarrollos de la hidráulica. Adicionalmente, profundizó algunos aspectos relativos a la viscosidad y su relación con el gradiente de la velocidad. A la mitad del mismo siglo, Daniel Bernoulli y su padre Johann desarrollaron varios principios para el análisis del flujo de fluidos y Daniel fue acreditado del principio que lleva su nombre por la publicación del libro “Hydrodynamica” que fue el compendio de hidráulica más completo hasta ese momento. En realidad la bien conocida ecuación de Bernoulli, fue deducida, como ya mencionado anteriormente, de la más antigua fórmula de Euler en el 1700. En el mismo siglo, Henri de Pitot demostró que la velocidad de un fluido es proporcional a la raíz cuadrada de la altura piezométrica. Antoine Chezy (1770) fue el primero en extender esta idea para mostrar que la pérdida de carga en un fluido es proporcional a la velocidad al cuadrado, relación que sirvió de base en las ecuaciones de pérdidas por fricción desarrolladas posteriormente.

En 1839 los investigadores G. Hagen y J.L. Poiseulle desarrollaron de manera independiente la ecuación de pérdida de carga en pequeñas tuberías bajo regímenes de flujo laminar. Este trabajo experimental derivó en ecuaciones teóricas (Ec. Hagen-Poiseulle) bajo el trabajo de F. Neumann y E. Hagenbach (Gutiérrez J. C.). En el 1845 J. Weisbach publica tres volúmenes de ingeniería mecánica basados en los resultados de sus experimentos. La famosa Ecuación Darcy-Weisbach surge de este trabajo como una extensión a los trabajos previos de Chezy, de hecho existe una clara relación entre el coeficiente C de Chezy con el factor de fricción de la Ecuación de Darcy-Weisbach. En 1883 los

trabajos de experimentación de O. Reynolds, basados en observaciones previas de Hagen, permitieron establecer una clara distinción entre los flujos laminar y turbulento. El investigador identificó un número adimensional (posteriormente conocido como Número de Reynolds) para cuantificar la condición que permitía clasificar estos tipos de regímenes de flujo. En el año 1897, no obstante existía cierto desconocimiento de los fenómenos transitorios, Nicolai Joukowski demostró por primera vez, teórica y experimentalmente, la naturaleza acústica del golpe de ariete consecuente al cierre de una válvula.

Entre las décadas de 1900 – 1930 se debe destacar el desarrollo de la teoría de capa límite que estudiaba la interacción entre los fluidos y las paredes de las tuberías, estudio liderado por L. Prandtl y sus estudiantes T. Von Karman, J. Nikuradse, H. Blasius y T. Stanton. Como resultado de años de investigación, se pudo demostrar experimental y teóricamente el efecto de la pared de la tubería sobre el fluido y su perfil de velocidades. Cabe destacar especialmente los experimentos de Nikuradse con partículas de arena normalizadas y mediciones de pérdidas de carga que permitieron un mejor entendimiento para el cálculo del factor de fricción en la formula de Darcy-Weisbach. Mientras tanto en 1906, los investigadores A. Hazen y G.S. Williams desarrollaban una formula empírica para el cálculo de pérdida de carga en tuberías. A pesar que no tenía la misma rigurosidad teórica que la ecuación de Darcy-Weisbach, la formula hallada posteriormente conocida como Ec. de Hazen-Williams permitió un fácil cálculo de las pérdidas y fue ampliamente adoptada en Norte América.

Finalmente para este periodo, debemos destacar el trabajo realizado en 1938 por los investigadores C. Colebrook y C. White quienes basándose en los trabajos de Prandtl y sus discípulos, desarrollaron la Ecuación de Colebrook-White para la determinación del factor de fricción  $f$  de la formulación Darcy-Weisbach en tuberías comerciales. Como consecuencia de este trabajo en 1944 L. Moody de la Universidad de Princeton publica el diagrama de Moody, que esencialmente es una representación gráfica de la Ecuación de Colebrook-White para el rango flujo turbulento y la Ecuación de Hagen-Poiseulle en el rango de flujo laminar.

Un año importante para la modelación matemática fue el 1936, cuando Hardy Cross un Ingeniero Estructural de la Universidad de Illinois, desarrolló un método matemático para resolver el análisis de distribución de momentos en estructuras porticadas. Posteriormente Cross entendió que el método desarrollado podría también ser usado para resolver el análisis de caudales y presiones en redes malladas de distribución de agua y publicó un artículo técnico con este método, que fue pionero de futuros desarrollos. En los trabajos de Cross se formulaban en esencia dos posibles metodologías: i) equilibrio de caudales en las tuberías del sistema mediante un proceso iterativo incluyendo un factor de ajuste de caudales en cada circuito, y ii) resolución del valor de altura piezométrica en cada nodo del sistema bajo un proceso iterativo con un factor de ajuste para las alturas piezométricas o cargas de los nodos. Para el cálculo de pérdidas por fricción se usaba la ecuación de Hazen-Williams. Para la primera metodología, se requiere de una hipótesis inicial de caudales en cada tubería del sistema verificando el cumplimiento de la ecuación de conservación o continuidad en cada nodo del sistema. La implementación de la segunda metodología tuvo la participación del investigador R. J. Cornish (1938) para su implementación, y se conoció posteriormente como el método Cross de corrección de alturas en nodos; en este segundo método simplemente se realiza una estimación inicial de los valores de gradiente hidráulico en cada nodo teniendo en cuenta que se tiene un nodo con valor de carga conocida, como puede ser un tanque o reservorio. Comparando ambos métodos, se observó que *“la convergencia era lenta y no totalmente satisfactoria”* cuando se empleaba el método de corrección de alturas en nodos. Esto fue atribuido a la dificultad en obtener buenas estimaciones iniciales de los valores de gradiente hidráulico en los nodos. Como resultado, el método de corrección de caudales por circuito tuvo la aceptación de la comunidad de ingeniería y fue rápidamente conocido con el nombre exclusivo de *“Método de Hardy Cross”*. A pesar de que el método fue concebido originalmente como una metodología de cálculo manual, la estructura general de la metodología lo hacía claramente un candidato para su implementación computacional. Sin embargo, tendrían que pasar varias décadas para la llegada de implementaciones de hardware y de software para su completa implementación.

En el 1950 se desarrolló el analizador de redes de distribución desarrollado por McIlroy. Este fue un método análogo al modelo computacional eléctrico, desarrollado para simular el comportamiento de

un sistema de distribución de agua calculando los flujos como si fueran corriente eléctrica en lugar de agua. El analizador consideraba elementos especiales denominados “Fluistors” o Resistencias de Fluido para simular las pérdidas de carga en tubería, considerando que en la Ecuación de Hazen-Williams, la pérdida es proporcional al caudal elevado a 1,85, mientras en sistemas eléctricos las resistencias cumplen la ley de Ohm, de modo que la caída del voltaje varía linealmente. Este método no gozó de aceptación.

#### 5.3.3.2 La era computacional

Hoy en día vivimos en una época afortunada, en que los ordenadores más rápidos se pueden encontrar a precios muy asequibles en el mercado. Disponemos además de aplicaciones informáticas con interfaces amigables, entradas/salidas gráficas y ayudas en línea a nuestro alcance, dispuestas para resolver cualquier necesidad. Si adicionalmente alguna de estas aplicaciones es de libre acceso (cada vez se tiende más a ello), se encuentra ampliamente difundida, y existe la posibilidad de recurrir a cursos de formación programados con cierta frecuencia, a listas de correo donde formular dudas, o a especialistas en el uso del programa que puedan echarnos una mano, no puede pedirse más.

Sin embargo el camino para llegar a este punto ha sido gradual y lento y solamente en los últimos 30 años las capacidades computacionales han podido incrementar exponencialmente. El comienzo de este periodo, se da a principios de la década de 1950, con los primeros modelos de análisis de redes para ordenadores. Con la llegada de los primeros equipos de computación (mainframes) y el establecimiento del lenguaje de programación FORTRAN, los investigadores comenzaron con la implementación de las metodologías conocidas de análisis para su uso en los primeros computadores digitales. En 1957 los investigadores Hoag y Weinberg adaptaron el método de Hardy Cross para resolver redes malladas para computadores digitales y aplicaron dicho método para el sistema de distribución de la ciudad Palo Alto en California. En la presentación de su implementación se discutieron aspectos de velocidad, exactitud y la viabilidad económica de aplicar el método en un amplio espectro de simulaciones de redes. Paralelamente, dos firmas americanas de ingeniería como Rader & Associates y Brown & Caldwell, emergieron como los pioneros en el uso del computador para analizar redes de distribución de agua para sus clientes. En el mismo año, la firma de informática

Datic Corporation en Texas se convirtió en una de las primeras empresas en comercializar un programa comercial. La era del software comercial para análisis de redes había nacido.

Sin embargo, con la creciente sofisticación de los computadores a mediados de la década del 60, más universidades e investigadores comenzaron a cuestionar el uso del método Hardy Cross para analizar caudales y presiones en sistemas de distribución debido al reconocimiento de las siguientes limitaciones del método: i) Dependiendo del tamaño y complejidad del sistema, el método requería de muchas iteraciones para finalmente lograr la convergencia numérica, y ii) el método original estaba restringido a sistemas perfectamente mallados y simples y no simulaba explícitamente el comportamiento de elementos singulares como válvulas, bombas, etc.

En respuesta a las limitaciones del Método de Cross, diferentes investigadores comenzaron a analizar nuevas formulaciones y manejos matemáticos al análisis de redes los cuales pudieran aprovechar de mejor manera las posibilidades aportadas por procesadores con cada vez mayores velocidades de cálculo. Dentro de los métodos subsecuentemente desarrollados se encontraron: 1) Método del Nodo Simultáneo, 2) Método del Circuito Simultáneo, 3) Método de Teoría Lineal y 4) Método Compuesto/Gradiente Conjugado. En 1963 *D.W. Martin* y *G. Peters* fueron los primeros investigadores en publicar un algoritmo que podía usarse para resolver simultáneamente el valor de gradiente hidráulico en cada nodo del sistema de distribución. Fundamentalmente, este método representaba una solución simultánea a la metodología original de “*Cross con Corrección de Alturas Piezométricas*”. Posteriormente (1968) los investigadores *Uri Shamir* y *Chuck Howard* del M.I.T. demostraron que el método podía ser usado para acomodar elementos tales como bombas y válvulas y resolver algunas otras incógnitas. En 1969 *Alvin Fowler* y su asistente *Robert Epp* de la Universidad de British Columbia (CA) desarrollaron una nueva aproximación para el análisis de redes malladas que aplicaba el método de *Newton-Raphson* para simultáneamente resolver los factores de ajuste de caudal asociados con el método original de Cross (1936). Esta metodología tenía además el beneficio de hacer un manejo matricial de las ecuaciones y mejorar significativamente las características de convergencia del algoritmo original. En 1972 los profesores *Don J. Wood* y *Charles* introdujeron una nueva formulación al problema del análisis de redes malladas “El Método de Teoría Lineal” en el cual

la conservación de masa en los nodos y las ecuaciones de energía en cada circuito eran resueltas simultáneamente para directamente hallar el caudal en cada una de las tuberías. Posteriores investigaciones como las realizadas por *Roland Jeppson* de la Universidad de Utah en colaboración con CH2M Hill trajeron consigo en 1976 el desarrollo de un nuevo software comercial para el análisis de redes basado en el método del "Circuito Simultáneo". En el uso de este algoritmo, las ecuaciones no-lineales de energía para cada circuito o ruta son escritas en términos de los factores de ajuste de caudal.

Finalmente se concluye este repaso por los métodos numéricos concluye con el Método del Gradiente el cual fue propuesto en 1987 por Todini y Pilati. En esta formulación, las ecuaciones individuales de energía en cada tubería se combinan con las ecuaciones individuales de conservación en cada nodo para proveer una solución simultánea tanto de cargas en los nodos como caudales individuales en las tuberías. Similar a lo realizado en los métodos "Circuito Simultáneo" y "Teoría Lineal", las ecuaciones no lineales de energía son linealizadas usando la expansión en series de Taylor. Sin embargo, a diferencia de métodos predecesores en este caso las ecuaciones son resueltas usando un eficiente esquema que emplea la inversión de la matriz de coeficientes originales. Un aspecto por destacar del método es el trabajo con matrices de manera dispersa, lo que permite a reducción de la memoria requerida y el tiempo de cálculo en computadores. Este método ha sido actualmente adoptado por la mayoría de programas de software comerciales del mercado.

Como se ha descrito previamente a finales de los 60 y durante la década de los 70 se tuvo un periodo de gran fertilidad en el desarrollo y ajuste de diversos algoritmos para la solución de redes malladas de distribución. Investigadores y Universidades a nivel mundial expusieron sus trabajos y presentando las ventajas de implementación y/o velocidad de convergencia de sus metodologías. Dentro de las primeras aplicaciones más importantes de la industria se destaca la entrada al mercado a partir de 1982 de WATSIM desarrollado por *Boeing Computer Services* y de KYPIPE por parte de la Universidad de Kentucky capitalizando la investigación de una década del Centro de Desarrollo de Software de la facultad de ingeniería de dicha universidad. A medida que avanzaban los 80's aparecieron las aplicaciones lanzadas por firmas norteamericanas e internacionales como *Expert Development Corporation* (WATSYS), *WRC* (WATNET), *Charles Howard y Associates* (SPP8), y *SAFEGE Consulting*



*Engineers* (Piccolo) emergieron como los proveedores de servicios integrales de modelación para varias empresas de Agua alrededor del mundo. Los modelos entonces empezaron a extenderse a sistemas de mayor complejidad hidráulica (Bombas, Válvulas de Control, Simulación en Periodo Extendido, Calidad del Agua) y en ese momento agencias gubernamentales como el USACE y la Agencia de Protección Ambiental de EE.UU (U.S. EPA) también desarrollaron sus propias aplicaciones. Para mediados de 1992 sale al mercado la primera versión del software CyberNET. Este software lanzado por la casa matriz Haestad Methods (hoy Bentley Systems) con base en Connecticut, incluyó como gran novedad la integración del modelo hidráulico en un entorno CAD. Para ese mismo año en la conferencia anual de la AWWA celebrada en Vancouver aparecieron en escena más de 15 diferentes empresas desarrolladoras de software comercial para promover las ventajas de sus productos y discutir el futuro de la disciplina de modelación hidráulica de redes. Dentro de estas firmas presente se encontraban paquetes comerciales como: CyberNET, RINCAD, STONER, AQUA, KYPIPE, Camp Dresser & McKee, CalcFlow, Piccolo, WaterWorks, TDHNET, Pipes for Windows, y WATSYS. En 1993 se lanza la primera versión al público del Software EPANET desarrollado por un grupo de trabajo de la U.S. EPA liderado por Lewis Rossman. La primera versión de EPANET se basó en dos modelos de uso público mencionados anteriormente: WADISO (Simulación Hidráulica) y DWQM (Modelación Dinámica de Calidad). En ambos casos estos modelos estaban escritos en FORTRAN, y el equipo de Rossman los convirtió en lenguaje de programación C que para su época era un lenguaje de última generación. Como gran innovación se presentaba el uso de un programa en entorno gráfico de Windows, que brindaba al usuario un software de código abierto con una interfaz muy amigable que fue rápidamente adoptado por investigadores y la comunidad de ingeniería. Es importante anotar que EPANET sufrió cambios significativos hasta el lanzamiento de la versión EPANET 2.0 a finales de la década (1998 – 2000), esto cambios no solamente tuvieron que ver con mejoras a la interfaz gráfica y herramientas de entrada de datos sino también con sus métodos de cálculo y algoritmos. En primer lugar en lo que tiene que ver con el método de análisis hidráulico se adaptó el método de gradiente conjugado (con el objeto de mejorar la velocidad de convergencia y uso de memoria). En lo que tiene que ver con el modelo dinámico de calidad también se reemplazó la aproximación Euleriana (M. Elementos Discretos de Volumen) por una aproximación o método Lagrangiana, quien según un análisis comparativo realizado por P. Boulos y el mismo L. Rossman demostró ser más versátil y

eficiente. Si bien el algoritmo de Gradiente Hidráulico comenzó a ser una estándar de cálculo en la mayoría de programas luego de su adopción por el EPANET, cada nueva versión de los paquetes comerciales traía consigo mejoras en el manejo de datos, reportes gráficos y tabulares, gestión de escenarios, y la capacidad de interoperación con otros sistemas de información, especialmente con Bases de Datos comerciales y Sistemas de Información Geográfica (GIS).

### 5.3.3.3 Necesidad de modelos de computación

Los problemas clásicos de flujo en redes de tuberías suelen preguntar qué caudales, y presiones existen en una red sujeta a un conjunto conocido de flujos de entrada y salida. Se necesitan dos conjuntos de ecuaciones para resolver este problema. El primero, requiere satisfacer la ley de conservación de caudal en cada unión de tuberías. El segundo, especifica una relación no lineal entre el caudal y la pérdida de carga en cada tubería, como las ecuaciones de Hazen-Williams o de Darcy-Weisbach. Siempre que una red contenga bucles o más de una fuente de presión fija, estas ecuaciones forman un sistema acoplado de ecuaciones no lineales que pueden resolver solamente usando métodos iterativos, que requieren el auxilio de la computadora excepto en problemas de tipo menor. Como la mayoría de los sistemas de interés son mallados, la modelización por computador se ha hecho necesaria para analizar su comportamiento. Los programas de computación proporcionan otras ventajas que mejoran la modelización del sistema de distribución, entre ellas:

- Organización sistemática, edición, y comprobación de errores de los datos de entrada requeridos por el modelo.
- Ayuda para revisión de la salida del modelo, como mapas codificados por colores, gráficas de series temporales, histogramas, mapas de curvas de nivel, y propuestas de objetivos específicos.
- Unión con otro software, como bases de datos, hojas de cálculo, programas de diseño por ordenador (CAD), y sistemas de información geográfica (GIS).
- Capacidad para realizar otros tipos de análisis, como los de optimización del tamaño de tuberías, control optimizado de bombeo, calibrando automático, y modelización de la calidad de agua.

#### 5.3.3.4 Usos de la modelización por computación

Durante la década de los 90, se estudiaron un número de distintos modelos de redes que se utilizan en planificación, ingeniería, operaciones, y gestión de instalaciones de agua. A continuación se incluyen algunos ejemplos:

- 1) Modelos de redes que operan para analizar qué inversiones se necesitarán para abastecer a los consumidores adicionales y mantener los servicios existentes en los años venideros.
- 2) También pueden ayudar a preparar la renovación de componentes específicos del sistema, como depósitos y estaciones de bombeo.
- 3) Modelos de redes que se utilizan para localizar y determinar las dimensiones de componentes, como nuevos colectores, tanques de almacenamiento, estaciones de bombeo, y válvulas reguladoras.
- 4) Control de bombas, análisis del rendimiento de depósitos, optimización energética, y entrenamiento de operadores son algunos medios en los cuales pueden utilizarse modelos de redes para mejorar las operaciones del sistema.
- 5) La extensión a los modelos hidráulicos permiten analizar un conjunto de cuestiones relacionadas con la calidad del agua. Pueden determinar cómo el agua de fuentes diferentes se mezcla a través de la red, cómo cambios de operación pueden reducir el tiempo que el agua pasa en el sistema, y qué pasos pueden tomarse para mantener suficiente desinfectante residual sin excesivos niveles de formación de subproductos de desinfección a través del sistema.
- 6) Estudios de caudales para incendios, para determinar si existen caudales y presiones adecuados para los objetivos de la lucha contra incendios, como se exige por las compañías de seguros de incendios.
- 7) Los estudios de vulnerabilidad se utilizan para investigar la susceptibilidad de una red a los incidentes indeseados y desconocidos en el futuro, tales como pérdida de potencia eléctrica, rotura de colectores principales, períodos extensos de sequía, e introducción de contaminación de origen hídrico

#### 5.3.3.5 El programa EPANET

Como ya introducido en párrafos anteriores, el modelo matemático es una herramienta que permite simular el funcionamiento del sistema, estableciendo diferentes hipótesis de funcionamiento. Los resultados obtenidos con las diferentes simulaciones permiten obtener conclusiones en cuanto a la respuesta de la red y sus parámetros hidráulicos de acuerdo a los diferentes escenarios establecidos.

El programa EPANET es una herramienta orientada al análisis del comportamiento hidráulico de las redes de distribución de agua y el seguimiento de la calidad de las mismas, permitiendo realizar simulaciones en periodos extendidos (uno o varios días).

El entorno de trabajo utilizado para la modelación matemática de la red de distribución consiste en un conjunto de líneas y nudos que representan las tuberías, estaciones de bombeo, válvulas reguladoras y automáticas, depósitos y puntos de consumo o inyección que forman la red. La herramienta de simulación hidráulica calcula las alturas piezométricas en los nudos y los caudales en las líneas, dados los niveles iniciales en los embalses y depósitos, y la sucesión en el tiempo de las demandas aplicadas en los nudos.

De un instante al siguiente se actualizan los niveles en los depósitos conforme a los caudales calculados que entran o salen de los mismos, y las demandas en los nudos y niveles en los embalses conforme a sus curvas de modulación. Para obtener las alturas y caudales en un determinado instante se resuelven simultáneamente las ecuaciones de continuidad del caudal en los nudos y las ecuaciones de pérdidas de carga en todos los tramos de la red. Este proceso requiere el uso de métodos iterativos para resolver las ecuaciones de tipo no lineal involucradas. EPANET emplea a tal fin el algoritmo del gradiente desarrollado por Todini y Pilati.

El análisis del caudal en una red de tuberías estuvo entre las primeras aplicaciones civiles de la programación en ingeniería mediante los incipientes ordenadores que se comercializaban en los años sesenta. Con el tiempo, los avances en las técnicas analíticas y ordenadores más potentes nos han capacitado para resolver en segundos, sistemas con decenas de miles de tuberías utilizando ordenadores personales. Este apartado trata de cómo los modernos ordenadores de hoy se utilizan para analizar el comportamiento hidráulico y de calidad de agua de los sistemas de distribución. Trata de la aplicación de los modelos a los sistemas reales, de su organización interna, y capacidades de

operación; así como de un programa concreto de dominio público, el EPANET. Este apartado centra su atención solamente sobre modelos que analizan períodos sucesivos de caudal estacionario a través de una configuración de tuberías conectadas, bombas, válvulas, e instalaciones de almacenamiento.

### 5.3.3.6 Representación de la red en EPANET

#### 5.3.3.6.1 Componentes físicos de la red

Los modelos de computación requieren que un sistema de distribución de la vida real pueda ser conceptualizado como una sucesión de enlaces conectados conjuntamente en sus puntos finales, que se denominan nodos. El agua fluye a lo largo de los enlaces y entra o sale del sistema en los nodos.

Los componentes físicos reales deben representarse en términos de estas construcciones. Con este enfoque, los enlaces consisten en tubos, bombas, o válvulas de control. Los nodos consisten en uniones de tuberías, depósitos, y tanques.

#### **Uniones**

Las uniones son los nodos donde los enlaces se conectan entre sí y donde tiene lugar el consumo de agua. Los nudos de caudal pueden también:

- Presentar una demanda variable en el tiempo.
- Tener asignados distintos tipo de demanda (doméstica, industrial, etc.).
- Presentar una demanda negativa, indicando que el caudal entra a la red a través del nudo.
- Ser punto de entrada de un contaminante a la red.
- Tener asociado un emisor (o hidrante), cuyo caudal de salida depende de la presión.

Los nodos depósito son nudos con cierta capacidad de almacenamiento, en los cuales el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo durante la simulación. Representa entornos de altura fija, tales como lagos, acuíferos de agua subterránea, pozos de plantas de tratamiento, o conexiones a partes del sistema que no están siendo modeladas.

El nivel de agua en los depósitos debe oscilar entre el nivel mínimo y el nivel máximo. El motor EPANET, por ejemplo, impide la salida de aguas del depósito cuando está a su nivel mínimo y cierra la

entrada de agua cuando está a su nivel máximo. Los depósitos también pueden utilizarse como puntos de entrada de contaminantes a la red.

### **Embalses**

Los embalses son nudos que representan una fuente externa de alimentación, de capacidad ilimitada, o bien un sumidero de caudal. Se utilizan para modelar elementos con largos, captaciones desde ríos, acuíferos subterráneos, o también puntos de entrada a otros subsistemas. Los embalses pueden utilizarse como puntos de entrada de contaminantes. Dado que un embalse actúa como un elemento de contorno del sistema, su altura o calidad del agua no se verán afectadas por lo que pueda ocurrir en la red. Por consiguiente, no existen resultados derivados del cálculo en los mismos. No obstante, su altura puede hacerse variar con el tiempo asociándole una curva de modulación.

### **Elementos lineales**

Los elementos lineales son tuberías, válvulas y bombas. Las tuberías son líneas que transportan el agua de un nudo a otro. El MOTOR EPANET asume que las tuberías funcionan a presión constantemente. La dirección del flujo es siempre del nudo de mayor altura piezométrica al de menor altura piezométrica.

El parámetro de estado permite simular el hecho de que una tubería posea válvulas de corte o válvulas de retención (válvulas que permiten el paso del flujo en un solo sentido) sin tener que modelar estos elementos explícitamente. La pérdida de carga en una tubería debida a la fricción por el paso del agua, puede calcularse utilizando tres fórmulas de pérdidas diferentes:

- La fórmula de Hazen-Williams
- La fórmula de Darcy-Weisbach
- La fórmula de Chezy-Manning

### **Bombas**

Las bombas son líneas que comunican energía al fluido elevando su altura piezométrica. El flujo a través de una bomba es de sentido único, y el MOTOR EPANET no permite a la bomba operar fuera del rango delimitado por su curva característica.

### **Válvulas**

Las válvulas son líneas que limitan la presión o el caudal en un punto determinado de la red. Los tipos de válvulas contemplados en un modelo suelen ser:

- Válvulas Reductoras de Presión
- Válvulas Sostenedores de Presión
- Válvulas de Rotura de Carga
- Válvulas de Control del Caudal
- Válvulas de Regulación
- Válvulas de Propósito General.

#### *5.3.3.6.2 Componentes no físicos*

Además de los componentes físicos, en un modelo matemático se utilizan tres tipos de componentes complementarios, curvas de comportamiento, curvas de modulación y leyes de control, los cuales describen aspectos sobre el comportamiento y modo de operación del sistema.

### **Curvas de comportamiento**

Las curvas de comportamiento son objetos que contienen pares de datos ordenados, los cuales representan una relación entre dos magnitudes. Dos o más objetos físicos pueden compartir la misma curva. Se pueden declarar los siguientes tipos:

- Curvas características (de una bomba)
- Curvas de rendimiento (de una bomba)
- Curvas de cubicación (de un depósito)
- Curvas de pérdidas (de una válvula de propósito general)

### **Curvas de modulación**

Las curvas de modulación son una secuencia de factores multiplicativos que, aplicados sobre un valor base, hacen que éste varíe con el tiempo. Se pueden asociar a:

- Demandas en los nudos

- Alturas de los embalses
- Velocidad de giro de las bombas
- Inyecciones de contaminantes

### **Leyes de control**

Las leyes de control son instrucciones que determinan el modo de operación de la red durante la simulación. Controlan el estado de determinadas líneas de la red en función del tiempo, de los niveles en los depósitos y de las presiones en puntos de referencia de la red. Pueden clasificarse en:

- Leyes de control simples: cambian el estado o la consigna de una línea en base a:
  - El nivel de agua en un depósito
  - La presión en un nudo
  - El instante de la simulación
  - La hora del día

#### *5.3.3.6.3 Esqueletización de la red*

Quando se construye un modelo de red, se debe decidir qué tuberías incluir en el modelo. El proceso que representa solamente algunas tuberías seleccionadas se denomina esquematización (o esqueletización). Por una parte, un modelo de colectores de transmisión debería incluir sólo las tuberías principales que conectan puntos de entrada de agua a las estaciones de bombeo, tanques de almacenamiento, válvulas de control, y consumidores principales. Por otra parte, un modelo del conjunto de colectores, o modelo al nivel de calle, incluye cada tubería y conexión lateral a las casas individuales. A qué parte del intervalo pertenece un modelo depende en parte del tipo de cuestiones que se deben responder. Por ejemplo, un modelo altamente esquematizado puede ser suficiente para planificar inversiones o para estudios de control de bombeo. Semejante modelo no será adecuado para modelar la calidad del agua o para análisis del caudal de incendios, donde interesan otros impactos más localizados. Usualmente, se esquematiza una red decidiendo primero sobre el menor diámetro de tubería a incluir en el modelo. A estas tuberías se añaden las que conectan con los grandes consumidores agua, instalaciones mayores, y puntos particulares de interés, como las



localizaciones de monitorización. Deberían añadirse tuberías adicionales que cierren bucles juzgados de interés a estos bucles cerrados y que sean importantes.

Las ventajas de un modelo esqueletizado son los requisitos reducidos de manejo de datos y la mejor comprensión de la salida del modelo. Las desventajas incluyen la necesidad de utilizar juicios de ingeniería acerca de qué tubería incluir y las dificultades al agregar la demanda de los consumidores individuales a los nodos contenidos en el modelo. Un modelo con todos los colectores proporciona la descripción más precisa del comportamiento del sistema a expensas de tener que suministrar más datos y obtener una salida difícil de entender. Ha llegado a ser mucho más fácil calcular y utilizar modelos con todos los colectores a medida que muchas instalaciones implementan sistemas de gestión computerizados, y a medida que se han vuelto más sofisticados las interfaces de usuario de las capacidades de manejo de datos.

### **Curvas de bomba**

Las bombas añaden energía al agua para elevarla desde los niveles inferiores a los superiores. Para una velocidad de rotación constante, una bomba tiene una única relación entre la altura o presión que puede desarrollar y el caudal que puede suministrar. La curva que muestra esta relación se conoce como curva de altura-caudal, y típicamente tiene una forma cóncava. El conjunto de curvas muestran la altura, eficiencia o rendimiento, y potencia en función del caudal se conocen como curvas características de la bomba y se suministran normalmente por el fabricante. Sin embargo, como las características de las bombas pueden cambiar con el tiempo, deben realizarse pruebas periódicas para controlar el rendimiento real de la bomba.

Otro método utilizado para modelar el rendimiento de la bomba cuando no hay curvas disponibles es suponer que la bomba opera a potencia constante. Esta aproximación debe utilizarse con precaución, particularmente con simulaciones de período extendido, porque las combinaciones resultantes de altura-caudal producidas pueden a veces llegar a ser totalmente irreales.

A veces, es más conveniente reemplazar una bomba conectada directamente a un depósito de suministro por un solo nodo que tenga asignada una demanda negativa igual al caudal de la bomba. Esto puede ser especialmente útil en estudios cuyo objetivo no sea el rendimiento de la bomba, pero donde sea importante modelar con precisión las entradas a la red.

### **Estimación de la demanda**

Las demandas de agua, o tasas de consumo, para un sistema de distribución son análogas a la carga colocada sobre una estructura. Ambas juegan un papel principal al determinar el comportamiento de sus respectivos sistemas. Las demandas medias pueden estimarse y asignarse a las uniones de la red de varios modos. Para aumentar el nivel de detalles y precisión, se clasifican por categorías de uso del suelo, tipo y número de casas u hogares, rutas de medida, y contadores individuales de facturación. Debe prestarse especial atención a los grandes consumidores de agua, como ciertas industrias, establecimiento comercial, universidades y hospitales. El agua no contabilizada, puede ser hasta del 10 al 20 por 100 de la demanda total, se distribuye uniformemente a lo largo de todas las uniones de la red.

Las tasas medias de consumo deben ajustarse para reflejar la estación y la hora del día para el cual el modelo calcula. Los factores de ajuste estacionales pueden basarse en las tasas medias de producción registradas en diferentes épocas del año. Los factores de ajuste diurnos pueden estimarse realizando un balance del sistema de abastecimiento durante 24 horas. Este proceso cuenta el consumo total en cada hora del día como diferencia entre la cantidad neta de agua que entra en el sistema desde todos los puntos de caudal, extensiones o ramales y la cantidad de agua añadida al almacenamiento. Esta última cantidad, que puede ser positiva o negativa, puede determinarse a partir de los cambios en los niveles de agua en el depósito de almacenamiento. El factor de ajuste para cualquier hora del día es igual al consumo en esa hora dividido por el consumo medio diario.

### **Calibrado del modelo**

Calibrado es el proceso de hacer ajustes en las entradas al modelo, de modo que la salida reproduzca medidas observadas con un grado razonable de precisión. Las entradas ajustables del modelo, incluyen coeficientes de rugosidad de la tubería y demandas nodales. Para modelos de calidad de agua, se incluyen condiciones iniciales de calidad de agua y coeficientes de reacción. Las salidas observadas del modelo son presiones, caudales, niveles de agua en tanques, y predicciones de calidad de agua.

Se pueden realizar dos niveles de calibración. Un nivel sirve como comprobación de que el modelo está produciendo resultados razonables, pero no necesariamente precisos. El modelador debe comprobar los siguientes comportamientos problemáticos:

- Presiones irrazonablemente bajas (por ejemplo, negativas) o altas.
- Bombas operando fuera de su rango permisible o que están cortadas por esta razón.
- Bombas con ciclos arranque/parada irracionales.
- Depósitos que continuamente se llenan o vacían.
- Nodos desconectados de cualquier frente a causa de tuberías, bombas, o válvulas cerradas.

Ninguna de estas condiciones indica que existió un problema al representar algunos aspectos del sistema en el computador.

El segundo nivel de calibrado implica ajustes de los parámetros de entrada al modelo para que concuerden mejor con las observaciones de campo. Esto requiere la recogida de datos de campo, preferiblemente bajo más de una condición de operación. Debe darse prioridad a las condiciones de medida en las fronteras del sistema. Esto incluye caudales y presiones en los puntos de suministro o en conexiones entre zonas y niveles de agua en los depósitos de almacenamiento. Para modelos de calidad de aguas, se debería tener también las concentraciones de los constituyentes medidos en estos puntos. La selección de puntos adicionales de muestreo depende de qué uso se esté haciendo del modelo. Se debe evitar seleccionar lugares que proporcionen información duplicada. Si es posible, trate de incluir lecturas de cualquier contador instalado, porque los caudales computados tienden a mostrar más respuesta a los cambios en los parámetros de entrada que las presiones.

#### 5.3.3.7 Modelación matemática de los suministros intermitentes

Muchas de las consideraciones generales mencionadas anteriormente empiezan a carecer de sentido cuando nos enfrentamos a un sistema que organiza su servicio por turnos rotativos, o sea un servicio intermitente. Las principales peculiaridades de un servicio de agua turnado y que merman la calidad de un modelo matemático “convencional” son básicamente las siguientes:

- Insuficiente presurización de las tuberías de la red.

- Elevada incertidumbre en la localización de pérdidas físicas en las tuberías.
- Elevado índice de pérdidas domiciliarias por el escaso mantenimiento de los accesorios domésticos, lo que conlleva complicaciones adicionales en la estimación de la demanda.
- Dificil caracterización de los equipos de impulsión (bombas).
- Dificil estimación de las pérdidas localizadas en las válvulas de corte que, a menudo, son utilizadas con fin de regulación.
- Elevada inestabilidad del sistema que conlleva dificultades en las mediciones de los parámetros hidráulicos.

#### *5.3.3.7.1 Modelos matemáticos convencionales vs Modelos intermitentes*

Un sistema discontinuo es típico de ciudades con un desarrollo urbanístico y demográfico descontrolado. Junto a una débil política hídrica de los sistemas urbanos, el racionamiento del servicio se hace inevitable y representa la única manera de “controlar” la creciente demanda hídrica de los usuarios. El diseño de sistemas de agua potable se basa generalmente asumiendo que el servicio de agua sea continuo. Por otro lado, y como hemos visto, en muchos casos no es así, además de que para el mismo dimensionamiento del sistema se suelen utilizar dotaciones (en litros por persona y por día), considerando las 24 horas de servicio. El resultado se concreta en graves pérdidas de presiones y grandes inequidades en el suministro (bajo este escenario, es una paradoja, los estratos más ricos suelen ser favorecidos).

Sobre todo en el arranque del servicio el problema se presenta en toda su magnitud, al observar un sistema inestable, con escasa presurización en las tuberías, elevados picos de demanda etc.

Un escenario de este tipo “obliga” los usuarios en utilizar sistemas de almacenamiento caseros y la fluctuación del consumo no sigue el comportamiento que se suele observar en las redes de servicio continuo. En efecto, el usuario, en el momento de abastecerse de agua, trata de almacenar cuanta más agua posible, sin considerar el horario de servicio.

Todo esto, hace difícil representar un sistema con las técnicas convencionales de modelación ya que el volumen de agua que el usuario puede almacenar depende básicamente de dos cosas:

- La altura piezométrica del nudo más cercano de alimentación
- La capacidad de almacenamiento domiciliar

Actualmente, existen diversos modelos computacionales y la mayoría se basan en el análisis de la demanda de los usuarios a lo largo de 24 horas. Varios autores, en los últimos años, han evidenciado las debilidades de estos programas, sobre todo a la hora de enfrentarse a condiciones “extraordinarias”. En efecto, y como descrito arriba, la demanda de caudal no es solamente función del tiempo, sino también de la presión existente en el momento en la red. Considerar en el análisis la relación entre demanda hídrica y presión constituye el fundamento de los así llamados “Pressure Driven Analysis” (PDA), o sea modelos dependientes de la presión.

El modelo convencional de un sistema de abastecimiento se basa en un sistema de ecuaciones no lineales y lineales correspondientes a los principios de conservación de la masa y de la energía. El programa EPANET utiliza el método del gradiente basado en la técnica de resolución de Newton-Raphson, para resolver de manera simultánea el sistema de ecuaciones descrito anteriormente.

Sin perder en generalidad, este tipo de solución se puede presentar de la manera siguiente:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10}H_0 \\ q \end{bmatrix}$$

En donde  $A_{11}$  es la matriz diagonal cuyos elementos son las pérdidas de carga (tuberías, bombas etc.),  $A_{12}$  es la matriz reducida de incidencias (solamente nudos que no sean tanques),  $A_{10}$  es la matriz reducida y referente a los depósitos,  $H_0$  es el vector conocido de alturas,  $A_{21}$  es la matriz global de incidencias,  $q$  es el vector de demandas y  $Q$  y  $H$  representan el vector de las variables de estado (caudal y altura, respectivamente). Resolviendo las ecuaciones de arriba de manera iterativa se obtiene:

$$\begin{aligned} H^{k+1} &= -(A_{21}G^{-1}A_{12})^{-1}[A_{21}G^{-1}(A_{11}Q^k + A_{10}H_0) - A_{21}Q^k + q] \\ Q^{k+1} &= (-G^{-1}A_{11} + I)Q^k - G^{-1}(A_{12}H^{k+1} - A_{10}H_0) \end{aligned}$$

En donde  $G = NA_{11}$ ,  $N$  es la matriz diagonal con sus elementos que son definidos por el coeficiente de pérdidas de carga,  $I$  es la matriz identidad, y  $k$  es el factor de iteración.

Para abordar un sistema basado en la demanda en el modelo de un sistema de agua, habría que redefinir el término  $q$  de la ecuación anterior introduciendo implícitamente la altura piezométrica  $H$  en el mismo (se muestra a continuación).

$$H^{k+1} = -(A_{21}G^{-1}A_{12} + D)^{-1}[A_{21}G^{-1}(A_{11}Q^k + A_{10}H_0) - A_{21}Q^k + q(H^k) - DH^k]$$

$$Q^{k+1} = (-G^{-1}A_{11} + I)Q^k - G^{-1}(A_{12}H^{k+1} - A_{10}H_0)$$

#### 5.3.3.7.2 Enfoque utilizado en esta contribución

Recientemente, varios autores han investigado las debilidades de estos programas, centrándose sobre todo a la hora de diseñar sistemas de agua potable con estas características. Para este objetivo es suficiente cambiar el esquema de ecuaciones arriba indicado. El problema se hace mucho más complejo cuando se quiera realizar el análisis matemático de una red ya existente, sobre todo si está es de grandes dimensiones.

En esta contribución no se realizan cambios en el esquema resolutivo tradicionalmente utilizado pero sí, se aplican técnicas empíricas para una representación más cercana a la realidad de los datos recolectados en campo.

#### 5.3.4 Resultados del diagnóstico físico: propuesta de mejoras a corto plazo

Una vez obtenido el modelo matemático oportunamente calibrado con mediciones reales de parámetros hidráulicos se explota el modelo bajo diferentes escenarios y se evidencian las debilidades que pueden ser subsanadas con actuaciones a corto plazo. Dentro de estas actuaciones se pueden considerar:

- Tramos de tuberías infradimensionadas en diámetros por presencia de bajas presiones
- Instalación de válvulas reductoras de presión por presencia de presiones elevadas
- Instalación de otras válvulas automáticas como sostenedoras
- Reubicación de válvulas

- Sectorización de la red mediante la instalación de válvulas de corte y construcción obras en la entrada de cada sector con equipos de control y medición
- Reparación de tuberías por el elevado número de pérdidas físicas
- Unión de tuberías
- Incremento de la capacidad de almacenamiento y regulación
- Otros según los resultados específicos del modelo

Cada una de estas propuestas deberá ser costeadada al valor presente neto, y programada de acuerdo con el gestor, en el horizonte de tiempo definido.

### **5.3.5 Diagnóstico de las debilidades inducidas por el suministro intermitente**

En este apartado se describen los aspectos principales a analizar y que son inducidos por un suministro intermitente. Las estimaciones a realizar deberán considerarse como *inputs* de la metodología propuesta en este capítulo.

#### **5.3.5.1 Estimación del despilfarro energético en el consumo de los usuarios.**

Con un suministro intermitente se genera un sistema deficiente, que da como resultado la necesidad de instalar tanques y/o cisternas domiciliarias que, paralelamente a un decaimiento más rápido de la calidad, comporta picos de consumos excesivos y no justificados por la demanda real. En este apartado se aborda la problemática con una doble vertiente:

- Cuantificación del despilfarro en términos de caudal, al tener un incremento de consumo no justificado por la demanda real sobre todo en las horas de arranque del servicio
- Cuantificación del despilfarro energético: la presencia de tanques y cisternas domiciliarias, necesarias para el almacenamiento del agua en los días sin servicio, anulan la carga hidráulica que llega a los puntos de consumo, obteniendo así un sistema que no aprovecha a pleno de la distribución por gravedad. En efecto en la gran mayoría de los casos, el sub sistema al que nos enfrentamos está constituido por los elementos acometida-cisterna/tanque-calderín-bomba con un costo relativo energético considerable.

Los puntos anteriores implican, como es evidente, gastos adicionales a los usuarios sobre todo por el sobre costo de inversión de las instalaciones domiciliarias y los gastos energéticos del sistema tipo

instalado lo cual suele ser conformado por el conjunto acometida – calderín – bomba – tanque elevado.

Estos sistemas suelen tener además un mantenimiento deficiente que desemboca en pérdidas de agua pequeñas pero constantes.

#### 5.3.5.2 Estimación de la Disponibilidad A Pagar de los usuarios

La futura conferencia de Río + 10, la Agenda 21 y los principios de Dublín, a nivel internacional, reconocen al agua como un bien económico. Dicha afirmación, aunque aceptada no es todavía totalmente comprendida. Para comprenderlo, cabe hacerse la siguiente pregunta ¿Porqué deben realizarse estimaciones de los beneficios económicos o del valor económico del agua? La respuesta está directamente relacionada con el proceso de toma de decisiones. Puede ser necesario realizar estimaciones dirigidas a inversiones, a alternativas no estructurales o a políticas relativas al recurso hídrico. Tomar decisiones implica evaluar, que a su vez implica aplicar de técnicas de valoración. Las inversiones, entre otras, se realizan en riego, hidroelectricidad, abastecimiento de agua urbano y rural, control de inundaciones y saneamiento. Valorar económicamente el agua en dichas inversiones permite observar la contribución económica de la misma, permitiendo determinar si los usuarios aceptan tales inversiones y si están dispuestos a pagar por los beneficios obtenidos.

La Disponibilidad A Pagar de los usuarios está relacionada con la valoración económica del agua que, a su vez, depende directamente de la satisfacción de los usuarios frente al suministro que estos reciben. Un usuario insatisfecho tiene menos propensión a pagar la tarifa establecida y por esta razón en los sistemas de suministro intermitente hay un mayor porcentaje de morosos.

De cara a la metodología propuesta podemos abordar este tema de manera bivalente:

- Por un lado, elaborar y llevar a cabo una encuesta a los usuarios para cuantificar la mayor disponibilidad a pagar de los usuarios en función de algún indicador relacionado con la calidad del servicio. Por ejemplo, se les podría solicitar al usuario cuanto estaría dispuesto a pagar adicionalmente al mes por un incremento de horas semanales de servicio.
- Por otro lado, y visto desde otra perspectiva, se tiene que plantear un plan de recaudación de la morosidad existente hacía el servicio, y en función del plan de mejoras propuestos.



Estos dos aspectos son otros insumos que, una vez evaluados y cuantificados en términos monetarios, representan factores fundamentales en la metodología.

### 5.3.5.3 Estimación de la eficiencia energética en los equipos de bombeo

En un sistema de abastecimiento que se caracteriza por una accidentada topografía y un desarrollo descoordinado es probable obtener una deficiente configuración de las redes de distribución que muy difícilmente respete las zonas de presión inicialmente pensadas. Es objetivo de este apartado es otro tipo de estudio que se propone de evaluar el despilfarro energético de los equipos de bombeos actualmente utilizados en la red. Naturalmente el estudio tiene que ser visto dentro del marco de los objetivos generales de la memoria, siendo los resultados obtenidos con este estudio otra entrada para el análisis económico final.

#### 5.3.5.3.1 Fundamentos de eficiencia energética en los equipos de bombeo

Cada bomba impulsora, o más en general cada motor eléctrico tiene un rendimiento de funcionamiento que se puede obtener mediante la estimación de la energía disipada en el proceso con respecto a la energía consumida. De una manera más rigurosa se puede representar la eficiencia energética  $\eta$  de la bomba mediante la siguiente ecuación:

$$\eta = P_{hidráulica} / P_{eléctrica}$$

La potencia hidráulica es la que recibe el fluido, y es posible estimarla mediante la medición conjunta de caudal y presión impulsados a la salida de la bomba. La formula correspondiente es la siguiente:

$$P_{hidráulica} (W) = \gamma \cdot H \cdot Q$$

Siendo Q el caudal ( $m^3/s$ ), H la carga hidráulica impulsada (m) y  $\gamma$  el peso específico del fluido impulsado ( $N/m^3$ ).

La potencia eléctrica aportada de entrada puede medirse a partir de las variables eléctricas tales como la tensión y la intensidad eléctrica. La formula de referencia para su cálculo se muestra a continuación:

$$P_{eléctrica} = V \cdot I \cdot \cos \varphi$$

Siendo V el voltaje o potencial (voltios), I la intensidad eléctrica (amperios), y  $\cos \varphi$  es el llamado factor de potencia (adimensional), que cuantifica el desfase entre los vectores potencial e intensidad.

Los valores de potencial e intensidad se pueden medir fácilmente con un multímetro eléctrico, mientras que para determinar factor de potencia se necesitaría un watímetro.

El cálculo de estos dos factores principales, potencia de entrada y de salida, nos permite extraer el rendimiento energético actual de cada bomba a disposición del sistema. El paso siguiente es comparar el rendimiento actual con otro de referencia, por ejemplo el promedio obtenido en el estudio. A esta comparación deben de seguir toda una serie de propuestas dirigidas hacia el ahorro energético del parque de bombas mediante recomendaciones generales acerca del mantenimiento de las bombas o de su eventual reposición.

#### **5.4 Tercera etapa: estimación del déficit hídrico y propuesta de actuaciones a largo plazo**

Varios expertos en hidráulica urbana coinciden en no considerar el déficit hídrico como una consecuencia de la escasez de agua (sequía). En muchos centros urbanos la presencia de un servicio turnado es consecuencia de defectos en la gestión y en las infraestructuras existentes. En el apartado anterior hemos analizado la metodología para realizar un diagnóstico del sistema y consecuentemente proponer actuaciones a corto plazo. En el caso de que estas actuaciones no sean suficientes (que es lo más probable) hacen falta intervenciones y/u obras de una envergadura mucho más grande. Para poder analizar el impacto de la/s obra/s propuestas hace falta estimar el impacto que cada una de estas obras tenga en el sistema existente (ya optimizado con las actuaciones a corto plazo). Aprovechando de las etapas anteriores que nos definen el entorno del sistema bajo estudio. Además, bien sea el catastro de usuarios, bien las encuestas de la DAP (disponibilidad a pagar), nos proporcionan toda la información necesaria para estimar la demanda hídrica, actual y proyectada, y clasificarla según las tipologías introducidas anteriormente.

Definido el horizonte de estudio, en la etapa 1) se han proyectado las demandas estimadas por cada estrato de población, en función del estudio demográfico y urbanístico llevado a cabo. Se han proyectado también los incrementos de los otros usos del agua: comercial, industrial y público. Adicionalmente, en esta etapa se deberá estimar también la proyección de las pérdidas físicas en cada parte del sistema. Finalmente, se considerará la actual producción u oferta hídrica (estado 0) y esta se proyectará también en el horizonte de estudio (sin ningún tipo de intervenciones será igual).

En la tabla obtenida se tendrá el déficit hídrico proyectado por cada año del horizonte de estudio y en función de este valor se deberán proponer obras y/o infraestructuras que puedan incrementar la oferta hídrica. Para estas propuestas será necesario recopilar todos los estudios previos que se hayan realizado anteriormente y considerar lo siguiente:

- Costo de la obra y sus necesidades en términos de operación y mantenimiento.
- Capacidad de producción hídrica.
- Impacto que puedan tener en el sistema de distribución existente.

En el caso de que estos tipos de estudio no estén disponibles será necesario realizar estudios, de prefactibilidad, en donde los datos descritos anteriormente se deberán estimar.

A este punto tenemos todos los datos necesarios para poder proporcionar herramientas de apoyo a las decisiones utilizando la metodología descrita en el apartado siguiente.

## **5.5 Cuarta etapa: metodología para el análisis de alternativas**

### **5.5.1 Elección del horizonte temporal para el estudio**

El horizonte de las propuestas de mejoras o actuaciones deberá llegar a un futuro relativamente remoto en donde el gestor del sistema se pueda desarrollar en las mejores condiciones posibles de acuerdo a las expectativas de los usuarios del sistema.

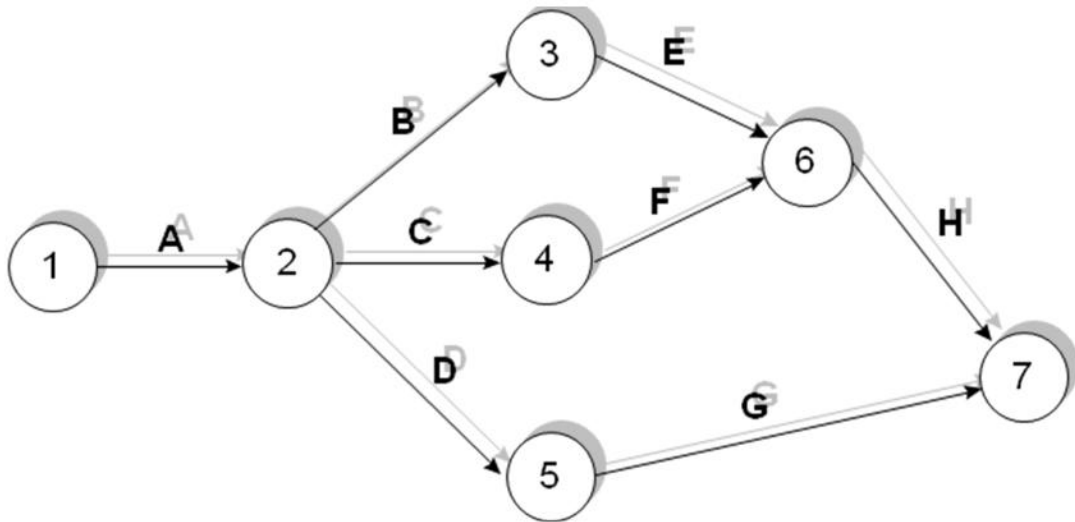
A fin de resultar efectivo, es muy importante que el horizonte de planificación del plan director, producto de la metodología, sea igual o mayor a 20 años, que es el tiempo clásico que se usa en los estudios relacionados con los sistemas de agua potable.

La elección del horizonte temporal influenciará todos los cálculos a realizar sobre todo los relacionados a la proyección del déficit hídrico. En una segunda fase se analizarán las diferentes alternativas ubicando en el tiempo las actuaciones que componen cada alternativa.

### **5.5.2 Elección del objetivo del estudio**

El parámetro influyente que se debe utilizar es el déficit hídrico del sistema que lleva a la condición de intermitencia del suministro. El déficit es un índice numérico cuantificable y representa una variable

cómoda y practica para definir el objetivo a alcanzar. Se puede expresar en porcentaje o en valor absoluto y puede ser alcanzado con diferentes alternativas.



**Figura N°2** Ejemplo de estudio de alternativas.

Por ejemplo, si se observa la figura anterior, podemos considerar el último círculo, con el número 7, como el objetivo del proyecto o estudio. El círculo 1 es el punto de partida y para llegar al 7 tenemos varios posibles caminos, indicados con las letras desde el A hasta el H. Si consideramos las letras como posibles actuaciones y a cada actuación le asignamos un costo podemos ver un conjunto de letras como una alternativa. Por ejemplo, la alternativa 1-2-5-7, compuesta por las actuaciones A-D-G, tendrá asignado unos costos y unos beneficios mientras la alternativa 1-2-4-6-7 tendrá asignados otros. Teniendo presente que todas tienen que llegar al punto 7, objetivo del estudio, para elegir la alternativa habrá que apoyarse en los métodos de soporte a las decisiones que se describen en el siguiente apartado.

### 5.5.3 Método de soporte a las decisiones

#### 5.5.3.1 Introducción

El conocimiento de alto nivel de los sistemas a los cuales nos podemos enfrentar hoy en día es la base y soporte de esta tesis doctoral. Eliminar al máximo la incertidumbre, que es la característica intrínseca de los sistemas con suministro intermitente, permite extraer conclusiones que reflejen la realidad y evidencian las debilidades del sistema. De esta manera, la propuesta de un conjunto de mejoras estructurales y operacionales es una actividad lógica y natural que se ha descrito en los capítulos anteriores. Sin embargo, el desarrollo de proyectos e intervenciones en un marco tan complicado como estos sistemas es un proceso complejo que requiere tratamientos específicos. En este apartado se complementarán los aspectos meramente técnicos descritos anteriormente, con aspectos económicos y organizacionales, proyectados en un horizonte temporal adecuado. Los aspectos económicos proporcionan un método de apoyo a la decisión mediante criterios tangibles. Bajo esta perspectiva, en este apartado se van a describir someramente los métodos de soporte a las decisiones más conocidos centrándonos más en el análisis beneficios-costes que se utilizará en la presente metodología.

#### 5.5.3.2 Análisis coste-eficacia

A partir del 1960 se han empezado a estudiar técnicas alternativas para solventar algunas dificultades en el análisis coste-beneficio (sobre todo aquellas relacionadas con la cuantificación de los beneficios netos). El análisis coste-eficacia es entonces una metodología orientada hacia una variante del análisis coste-beneficio, concretándose en la transformación de beneficios difícilmente cuantificables en umbrales vinculantes la función objetivo principal.

$$\text{Min}_{z,w} = C(w)$$

$$P(z, w) = 0$$

$$Q(z) \geq Q^*$$

Siendo la última expresión un umbral vinculante para satisfacer las exigencias de los beneficiados. El criterio corresponde a la elección de la inversión a menor coste, que permita garantizar las exigencias de los beneficiados hasta un valor límite previamente establecido (umbral vinculante,  $Q^*$ ).

### 5.5.3.3 Análisis multiobjetivo

Siempre en los mismos años en los cuales se desarrolla por primera vez el análisis coste-eficacia se desarrolla esta técnica. Creada casi específicamente para estudios ambientales, en esta técnica se evita cuantificar todos los efectos ocasionados por los cambios generados por el proyecto y se usa exclusivamente un enfoque por límites (o umbrales) que más se presta a estudios de tipo ambiental.

Prácticamente, se puede definir este análisis como la técnica que maximiza el vector de funciones objetivos, teniendo en cuenta los vínculos en las variables de decisión.

La herramienta más sencilla y tal vez más conocida de análisis multiobjetivo es el criterio de eficiencia de Pareto, conocido mundialmente y utilizado en muchos campos de estudio. En este criterio se eliminan las alternativas dominadas, o sea aquellos proyectos que son peores bajo todos los aspectos (no eficientes). El análisis multiobjetivo presenta el conflicto que existe entre las alternativas y deja la decisión final a otro actor externo (elección política). La técnica permite simplemente proporcionar una herramienta de apoyo al decisor establecido. La decisión queda entonces abierta al gestor y para que el mismo sea asesorado en su decisión la literatura provee también técnicas adicionales como:

- Método de la utopía. Se establece en el diagrama a dos dimensiones el punto inalcanzable que maximiza los dos objetivos en conflicto y propone de elegir el punto del diagrama más cercano al punto utopía.
- Método de las curvas de indiferencia. Determina el lugar de puntos “indiferentes” (curvas), en términos de satisfacción. Para solucionar el problema hay que encontrar el punto tangencial entre la frontera de Pareto y las curvas de indiferencia previamente dibujadas. Este método se aplica solamente a una alternativa.

Para el análisis de las varias alternativas, por ejemplo, las relativas a un plazo largo de actuación, se puede aplicar entonces el criterio de Pareto utilizando en las dimensiones los valores del costo y del incremento de la oferta hídrica previsto por cada intervención.

### 5.5.3.4 Análisis coste-beneficio

Este tipo de análisis nos proporciona los criterios de racionalidad o reglas de decisión de los proyectos de inversión pública, y también de los proyectos de inversión privada cuando de los mismos se

evalúan aspectos (efectos externos positivos y negativos) que van más allá de los ingresos y gastos fruto de operaciones bilaterales de compraventa en el mercado abierto.

Describe y cuantifica las ventajas (ingresos sociales) y desventajas (costes y gastos sociales) de un proyecto de inversión o de una política. Si los ingresos (en el sentido de cobros) financieros privados coincidieran con los ingresos sociales y los gastos (en el sentido de pagos), y el beneficio neto (ingresos menos gastos) privado fuera, por tanto, igual al beneficio neto social, sobraría el análisis coste-beneficio (de ahora en adelante ACB). Los criterios de racionalidad o reglas de decisión de la inversión pública habrían de ser, en ese caso, los mismos de la inversión privada. La necesidad de hacer uso del análisis coste-beneficio surge en el momento en que existe discrepancia entre el beneficio neto social y el beneficio neto privado, bien sea porque los ingresos sociales difieren de los ingresos privados, o bien porque los gastos difieren de los gastos privados, o bien por ambas cosas a la vez.

El análisis coste-beneficio entronca directamente con la economía del bienestar, de la que es su principal brazo operativo. Su desarrollo es fruto de la necesidad de tener que dar respuesta según esta nueva visión de la economía a problemas concretos. Esta técnica comenzó a aplicarse en la década de 1930 en los Estados Unidos para evaluar el beneficio social de los grandes proyectos de aprovechamiento hidráulico. Después de la Segunda Guerra Mundial las aplicaciones prácticas del análisis coste-beneficio se intensificaron, tanto en América como en Europa. En la resolución de problemas militares y en la evaluación de grandes proyectos de inversión en obras de infraestructura produjo esta técnica fructíferos resultados. Su primera formulación teórica en términos de excedente de utilidad del consumidor (o, simplemente, excedente del consumidor) es obra del ingeniero y economista francés J. Dupuit (1844).

El análisis es entonces un sistema utilizado para la evaluación de proyectos de inversión que toma en cuenta todos los beneficios y costes prescindiendo de a quien se les imputan y considerando como beneficio cualquier aumento de utilidad y como coste toda disminución de utilidad, medida por el coste de oportunidad del proyecto.

Los pasos habituales a seguir para la realización de un análisis costes-beneficios se pueden resumir en los puntos siguientes:

- Definir con claridad el cambio a valorar (nueva situación respecto a la evolución esperada del status quo)
- Identificar los principales costes y beneficios esperados
- Decidir el año de referencia del análisis (generalmente el periodo inicial, cero), el año del periodo inicial y el año del periodo final (si como es habitual se toma el año como unidad temporal de medida)
- Decidir si se van a utilizar valores constantes o nominales. Los más frecuente es utilizar valores constantes (también llamados reales), referidos al año de referencia o periodo inicial
- Estimar los valores de cada variable para cada periodo (este es el paso que más trabajo conlleva)
- Decidir que tasa de descuento se toma como referencia (en términos reales son habituales tasas del 4%, 5%, 6%)
- Estimar algunos de los indicadores básicos del análisis coste-beneficio: Tasa Interna de Retorno (TIR, también llamada Tasa de Retorno Interno, TRI); Valor Actual Neto (VAN, también llamado Valor Presente Neto); Cociente entre Beneficios y Costes (también llamado Ratio de Beneficios y Costes); y el Primer Periodo de Retorno de la Inversión (también llamado Break-Even Point, entre otros términos)
- Realizar un análisis de sensibilidad con las principales decisiones y variables utilizadas
- Emitir un consejo sobre la toma de decisión respecto al cambio o cambios considerados

#### **5.5.4 Estudio de alternativas**

Cualquiera de las técnicas antes mencionada, si correctamente utilizada, puede constituir el marco en donde analizar una gran cantidad de datos de entrada. En esta contribución se propone el uso del Análisis Coste-Beneficio (ACB) por su facilidad de uso y a al mismo tiempo su eficacia. El uso de la ACB tiene que ser la terminación de un trabajo minucioso de recolección de datos y en donde la asignación de los costes representa tal vez la parte más delicada. En la figura siguiente se muestra el esquema, en forma de diagramas de bloques, propuesto en esta tesis doctoral, y aplicado al caso real descrito en los capítulos siguientes. Cada sub apartado, tiene que ser analizado y llevado a cabo con la



minuciosidad requerida y una vez analizado el conjunto en el ACB se proporciona al decisor una serie de mejoras para el horizonte de temporal considerado.

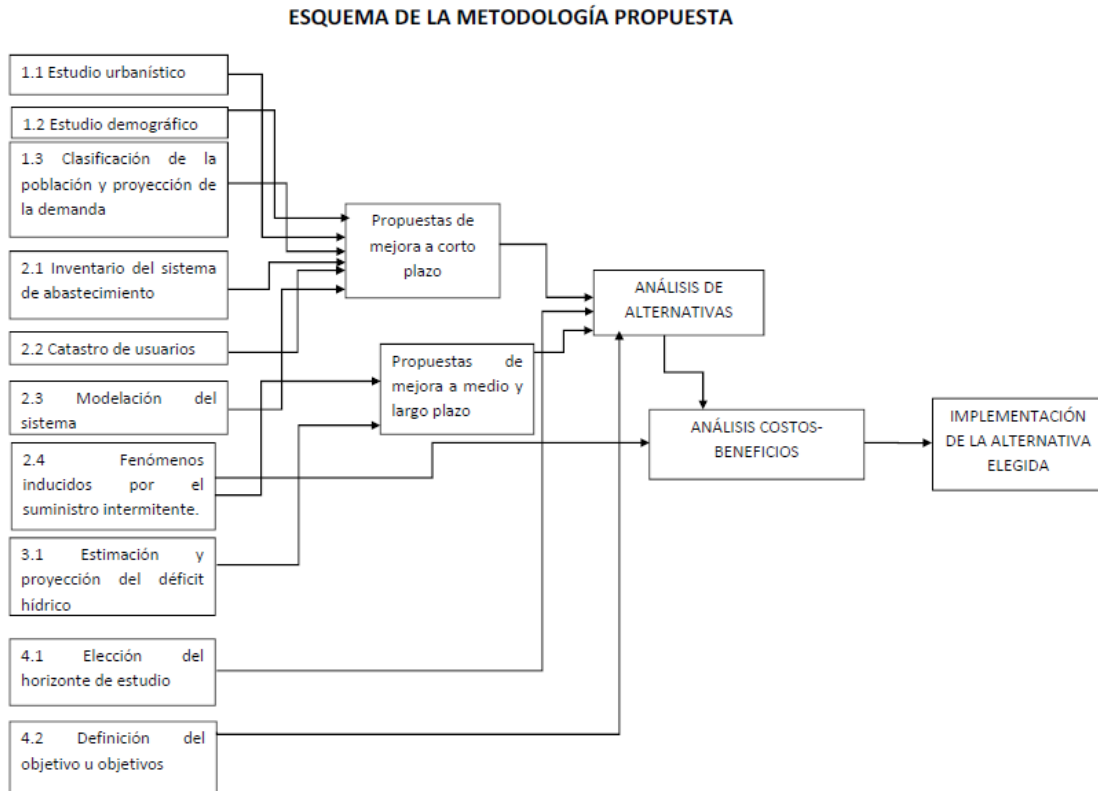


Figura N°3 Metodología propuesta en la tesis.

### 5.6 Quinta etapa: implementación de la alternativa elegida

Es bien sabido por los ingenieros que la fase de implementación de las obras diseñadas conlleva problemas de todo tipo, sobre todo en este caso en el cual se tienen muchos actores directamente relacionados con el servicio en cuestión.

Es responsabilidad del prestador del servicio y de los organismos políticos involucrados implementar las actuaciones propuestas en un plan director. Este último, puede servir precisamente como una herramienta de presión para las instituciones para que, frente a una carencia de calidad del servicio,

deben escuchar los usuarios del sistema. Es de fundamental importancia que en el desarrollo del plan director las instituciones responsables del sistema estén a contacto con los consultores o expertos y expresen sus opiniones al respecto. Como conocedores del entorno local deberás sustentar y profundizar la viabilidad social y legal de las alternativas propuestas, temas estos que a veces son menospreciados por los expertos técnicos. Deberán participar activamente en la realización del cronograma de las actuaciones y establecer políticas de comunicación y visibilidad, para que los usuarios no solamente entiendan los objetivos de los trabajos sino también que se involucren en los mismos.

En la planificación de las intervenciones se deberá tener en cuenta factores externos como por ejemplo las diferentes normativas existentes, también aquellas que rigen los procesos de adquisiciones del estado. Estas, siendo parte de un proceso relativo a una entidad pública suelen tener a veces tiempos de demora muy largos con lo cual habrá que considerarlos en el análisis de riesgo del proyecto.

## 6 CAPÍTULO 6: CASO DE ESTUDIO

La metodología propuesta en los capítulos anteriores se ha aplicado a un proyecto real, financiado por España y dentro del marco del Fondo de Ayuda al Desarrollo (FAD). El contexto de aplicación ha sido la capital de la República de Honduras, Tegucigalpa, ubicada en Centro América. El proyecto ha sido desarrollado por una Unión Temporal de Empresas (Consortio) debidamente legalizado en Honduras con el nombre Consortio AQUARUM. Las empresas que han compuesto la UTE han sido dos empresas españolas, WASSER S.A.E., con sede en Pozuelo de Alarcón (Madrid) y ESTEYCO con sede en la ciudad de Madrid.

### 6.1 Entorno geográfico de la ciudad de Tegucigalpa

Tegucigalpa y Comayagüela son las dos ciudades gemelas capitales del Distrito de Francisco Morazán. El departamento de Francisco Morazán es uno de los siete departamentos originales de la República de Honduras. Éste se fundó por decreto de la primera Asamblea Constituyente del Estado, expedida el 28 de junio de 1825 durante la administración de don Dionisio de Herrera.

Con una extensión territorial que abarca los 8.619 km<sup>2</sup> el Departamento de Francisco Morazán se encuentra ubicado en el mero centro del país entre los 13º 40' y 15º 02' de Lat. N, y los 86º 43' y 87º 39' de Long O. El departamento limita al norte con el departamento de Comayagua, Yoro y Olancho; al sur con los departamentos Valle y Choluteca; al este con Olancho y El Paraíso, y al oeste con los departamentos de Comayagua y La Paz.

En 1869, el departamento fue reducido cuando el municipio de Texiguat fue anexado al departamento de El Paraíso. En 1943 Tegucigalpa pasó a llamarse 'Francisco Morazán' conmemorando el centenario de la muerte del Paladín de la Unión Centroamericana siendo jefe de Estado el dictador Tiburcio Carias Andino.

Los límites geográficos del distrito son:

- Norte, departamento de Comayagua, Yoro y Olancho
- Sur, departamentos Valle y Choluteca
- Este, departamento de Olancho y El Paraíso
- Oeste departamento de Comayagua y La Paz



### **6.2.1 Caracterización hidrogeológica**

Con respecto a este aspecto existen estudios relativamente antiguos realizado por la empresa “Lotti e Associati” del 1987 y del PCI Consultants del 2001. Recientemente no se han ejecutado estudios a gran escala o por lo menos no hay constancia de ellos en la fecha de realización de este informe.

En el área de estudio hay cuatro tipos de unidades geológicas desde el punto de vista hidrogeológico y son las siguientes (JICA, 2001):

- El tufo volcánico del Grupo Padre Miguel incluyendo la Formación Matagalpa del periodo terciario
- Capas sedimentarias de color rojizo del Grupo Valle de Ángeles (noroeste de la ciudad) del periodo cretáceo
- Basalto cuaternario
- Sedimentos aluviales cuaternarios pocos profundos

Hay dos tipos de unidades hidrogeológicas en el área de Tegucigalpa que son:

- Acuífero intergranular: es un acuífero con flujo intergranular en el sedimento cuaternario de los ríos y en los sedimentos de terrazas. Estos acuíferos son “locales” y tienen poca producción de agua subterránea. Es de este tipo el acuífero en el pueblo de Zamorano, donde existe un bombeo con mejor calidad de agua con respecto a un acuífero de fisura (datos 2001).
- Acuífero de fisura: es un acuífero de las zonas fracturadas de las capas de roca base de basalto Cuaternario, las capas volcánicas del Grupo Padre Miguel, la Formación Matagalpa y el Grupo Valle de Ángeles. Estos acuíferos, también son locales. y tienen de poca a moderada producción de agua subterránea.

Concluyendo el apartado, el agua subterránea en Tegucigalpa es una fuente limitada de agua pero no deja de ser relevante sobre todo en las épocas de escasez de agua. Falta un plan en este sentido y urge hacerlo para que se limite el déficit por lo menos en un horizonte a corto plazo. Ya en el estudio del PCI del 2001, se recomendó con urgencia una investigación para establecer el manejo de las aguas subterránea “para su desarrollo sustentable y la preservación del ambiente”.

### **6.2.2 Caracterización geológica**

La geología del área de estudio y sus alrededores está aproximadamente dividida en los siguientes grupos:

- Grupo Padre Miguel
- Formación Matagalpa del Periodo Terciario
- Grupo Valle de Ángeles del Periodo Cretáceo
- Esquisto de Cacaguapa, formado en la era paleozoica es la roca de capa base más baja de Honduras (nordeste de la ciudad)
- Grupo Honduras y Grupo Yojoa son marginales al área de estudio aunque se recomienda también en este caso un estudio más profundizado a este propósito.

El Grupo Padre Miguel está cubierto básicamente por lava basáltica así como la formación Matagalpa del periodo cuaternario temprano. Éstas capas de roca base consolidada está cubiertas por sedimentaciones de terraza, sedimentos de talud y sedimentos de río del periodo cuaternario.

### **6.2.3 Caracterización ambiental: climatología**

El clima de Honduras es tropical, pero las temperaturas en el interior son relativamente templadas, debido a la altitud. Las tierras bajas costeras tienen una temperatura promedio anual de 31 °C, con un alto grado de humedad y pocos cambios estacionales, mientras que la capital Tegucigalpa, situada a 936 m sobre el nivel del mar, tiene un promedio de 23° C. La temperatura de la capital raramente sube por encima de 32 °C en mayo, el mes más cálido, y raramente baja a menos de 10 °C en diciembre, el mes más frío.

### **6.2.4 Caracterización hidrológica**

El promedio anual de precipitaciones en el país varía entre 1.000 mm en algunos valles montañosos y 2.500 mm a lo largo de la costa nordeste. La estación seca va de noviembre a mayo, aunque algunas

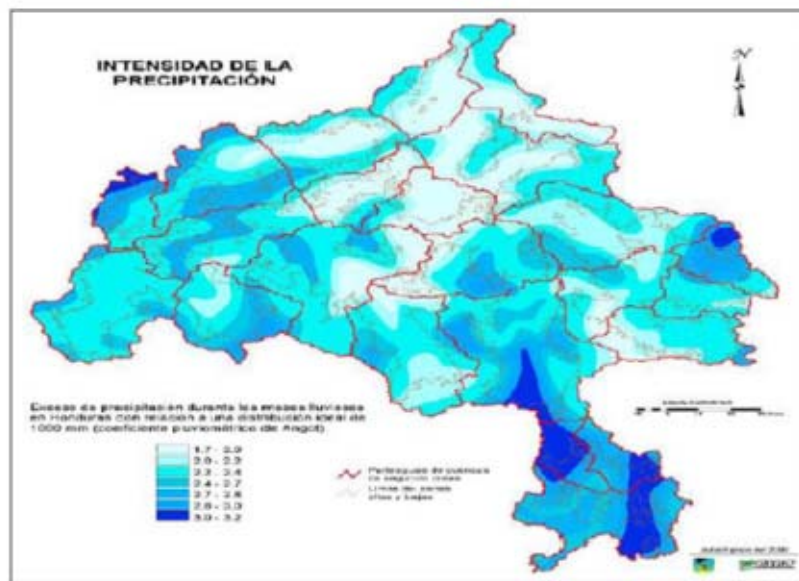
precipitaciones se verifican a lo largo del año en la región nordeste. La costa nordeste es objeto de huracanes.

Según un estudio del SERNA (Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente de la República de Honduras) del 2003 el cambio climático ha provocado unos impactos en el ciclo hidrológico de la región en estudio.

En base a la cuantificación de estos impactos se han estimado diferentes escenarios a medio y largo plazo que influyen en la oferta hídrica del departamento Francisco Morazán. Los fenómenos climáticos principalmente involucrados son El Niño y la Oscilación del Atlántico Norte. Mediante el estudio de los diferentes escenarios se abren posibilidades para la predicción estacional del flujo de las corrientes superficiales. Los impactos posibles, siempre según el SERNA consecuente con los cambios climáticos observados en la última década se pueden resumir en los siguientes puntos.

#### **6.2.5 Precipitación**

La precipitación es el componente principal de la variabilidad del balance hídrico en espacio y tiempo. Los cambios en la precipitación tienen implicaciones indirectas sobre la hidrología y los recursos hídricos. Sin embargo, cabe mencionar que hay indicaciones que la frecuencia de los eventos de precipitaciones intensas aumentaría con el calentamiento global. En la siguiente figura se presenta a título de ejemplo un estimado en la intensidad de la precipitación en la Cuenca Ulúa y Valle.



**Figura N°5** Intensidad de precipitación en cuenca Ulúa y Valle.

*Fuente: estudio SERNA, 2003*

En el plan maestro relativo al estudio del PCI-JICA del 2001 se toman como referencia los años 1963 – 1998 de los datos de lluvia mensuales en Tegucigalpa, dividiendo dicha información en invierno (mayo – octubre) y en verano (noviembre – abril). En resumen la precipitación anual registrada en Tegucigalpa está en el rango de 700 – 1400 mm, con un promedio de 1000 mm aproximadamente. Es obvio que la mayoría de la precipitación anual se distribuye en el invierno cuando se registran unos 900 mm de precipitación. Con respecto a la cantidad de días de lluvia (por arriba de 4 mm) tenemos también en este caso una diferencia aparente entre el invierno y el verano: en el primer caso, se registran 6-10 días de lluvia por mes mientras en el segundo caso se observan 0 - 2 días de lluvia por mes considerando el promedio durante 35 años. Concluyendo este apartado se ha estimado que la precipitación promedio en un día lluvioso es de 18 – 28 mm/día, lo que nos indica que la precipitación media es relativamente alta.



### **6.2.6 Evaporación y humedad del suelo.**

En este caso es difícil relacionar de manera objetiva la influencia del cambio climático en como la evapotranspiración afecte el incremento de humedad en el terreno y por esto se hacen necesarios estudios de investigación específicos más profundizados.

### **6.2.7 Hidrología y caudales de los ríos.**

En este caso hay varios trabajos realizados en la última década y relativos a estudios necesarios para incrementar la capacidad de embalsar agua a tratar posteriormente y distribuir a la ciudad de Tegucigalpa y Comayagüela. Los ríos involucrados son básicamente dos: el río Guacerique y el río del Hombre. Según el estudio del PCI (Pacific Consultants International) del 2001 que analizaba la posibilidad de construcción del embalse denominado “Guacerique II”, la crecida máxima probable en el río involucrado era de 1600 m<sup>3</sup>/s. Sin embargo, según el estudio original de Lahmeyer/Conash, la crecida de periodo de retorno de 10000 años sería cerca de 1650 m<sup>3</sup>/s y la crecida máxima probable cerca de 3450 m<sup>3</sup>/s. C. Lotti & Associati, en su estudio “Diagnostico de las obras de captación del sistema de abastecimiento hídrico de Tegucigalpa” en 1999, estimó la crecida de periodo de retorno 1000 años a 915 m<sup>3</sup>/s y la crecida máxima probable entre 1500 y 2300 m<sup>3</sup>/s. Utilizando a titulo de comparación los estudios del BCEOM 1989 los valores de Lahmeyer/Conash parecen los más coherentes y probables.



Figura N°6 Ubicación el mapa de los ríos Guacerique y del Hombre.

### **6.2.8 Vulnerabilidad del entorno físico**

La vulnerabilidad del entorno en la zona de estudio es un tema actual que ha desembocado en los últimos años en debates y conferencias nacionales e internacionales. Es importante que los temas relacionados con la vulnerabilidad se estudien en paralelo a otros aspectos tal y como el rápido crecimiento demográfico y el desarrollo urbanístico en la ciudad. Bajo esta perspectiva hay que establecer cuales medidas deben ser tomadas para controlar el desarrollo urbanístico y balancearlo con la protección del ambiente, el desarrollo económico y contemporáneamente hacer frente a las necesidades sociales de los ciudadanos. Para preservar el medio ambiente y al mismo tiempo mitigar la vulnerabilidad de la ciudad, un estudio de la Princeton University indicó tres puntos principales a los cuales aplicar medidas específicas en este sentido:

- La expansión de los parques y espacios verdes
- La preservación de los ecosistemas críticos y de las vertientes hídricas (en inglés watershed)
- La mitigación de la vulnerabilidad de los ciudadanos

El rápido crecimiento de la población, consecuente al fenómeno del movimiento de las comunidades rurales hacia la ciudad, he llevado a la pérdida de espacios abiertos y a la consecuente deforestación, bien en la ciudad misma bien en las zonas aledañas. A este propósito es emblemático el caso de la ciudad Mateo, cerca de Tegucigalpa, y que empezó en el año 1992, seis meses antes de la publicación de la Ley Ambiental y se detuvo en septiembre de 1995 después de una continua demanda popular por la suspensión de tal proyecto. La Ciudad Mateo se ubica aproximadamente a 4,5 Km. de la presa de Los Laureles y aunque preveía en el plan original la construcción de 10.915 casas solamente se construyeron 2.650. Este Proyecto de Viviendas, pensado para proporcionar casas a los capitalinos más emarginados, ha violado varias leyes que garantizan la protección del río Guacerique y por esta razón nunca se ha podido llevar a cabo el alojamiento de la misma ciudad. Hasta le fecha el proyecto se encuentra sin solución ya que las autoridades pertinentes nunca han tomado una situación definitiva al respecto. La Ciudad Mateo es solamente uno de los ejemplos que se enmarcan dentro de la deforestación exponencial que ha experimentado la zona de estudio en los últimos años. La deforestación, es bien sabido, sobre todo si no planificada puede aumentar la vulnerabilidad en términos de deslizamientos de tierra y más susceptibles a los fenómenos de lluvias torrenciales.

Los deslizamientos de tierra son muy comunes en Honduras debido a sus características geomorfológicas que hacen el territorio muy vulnerable a la actividad humana contemporánea. Se considera que las zonas de alto riesgo son las áreas periurbanas, y de los 20 deslizamientos registrados desde el año 1851, 13 ocurrieron en la ciudad capital (del “Plan sectorial del agua”).

La falta de espacios abiertos, que está llevando a una saturación urbanística del territorio, es una combinación de asentamientos legales o informales. Según la Oficina de Parques y Jardines el casco histórico de la ciudad fue pensado para incorporar parques, pero los más recientes asentamientos residenciales han llevado a contradecir lo planeado. Actualmente la ciudad carece de un nuevo plan para la creación de parques en las colonias existentes. No obstante esto, han habido intervenciones puntuales positivas por parte de la municipalidad; es esto el caso de la vía cercana al cerro Juana Laínez y al estadio Nacional que incluye un paseo panorámico que pueda mitigar los asentamientos urbanos en las orillas del río Choluteca adyacente.

Siempre con respecto a medidas activas ya implementadas, hay que remarcar la presencia de las aéreas protegidas actualmente en vigor en la ciudad. Tenemos en este caso el Picacho, un parque

nacional ubicado en el norte de la ciudad y que comprende 3,6 Km<sup>2</sup>; el Parque Nacional de la Tigra, más al norte de Picacho, que ha sido protegido por diferentes agencias gubernamentales desde el 2000 por su relevante importancia en términos de fuentes de agua. Otras zonas protegidas incluyen las vertientes ubicadas en Yerba Buena (cerca de Choluteca, al sur de Tegucigalpa), Uyuca y Los Coralitos. En el sur, por otro lado, se está observando una deforestación progresiva que está metiendo en serio peligro la cuenca que alimenta el embalse más importante de la ciudad, La Concepción.

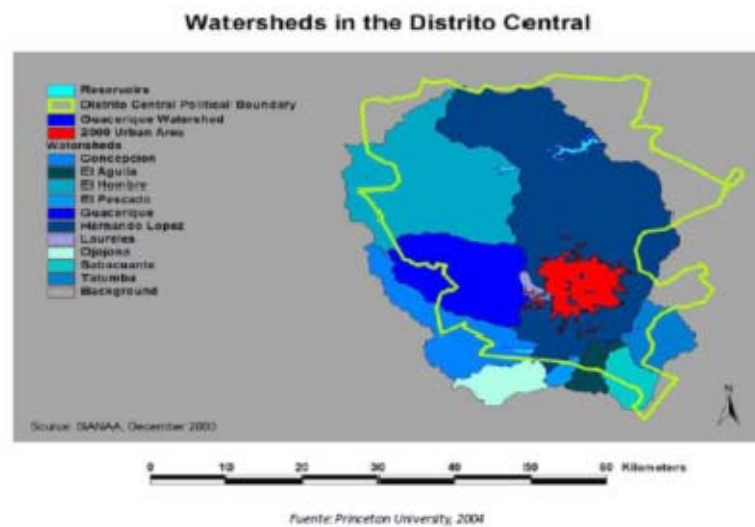


Figura N°7 Vertientes hídricas en la ciudad de Tegucigalpa.

En general, entre los fenómenos naturales más comunes a que ha estado sometido el país, se considera que las inundaciones, huracanes, sequías, deslizamientos de tierra, temblores sísmicos y plagas de insectos han sido obviamente los más catastróficos. Entre estos fenómenos, se dispone de información de 18 huracanes, 102 inundaciones, al menos 81 temblores sísmicos y 20 deslizamientos de tierra en el último decenio.

Las zonas de más alto riesgo para los fenómenos climatológicos (huracanes, lluvias fuertes e inundaciones) se encuentran en toda la región norte de Honduras, siendo las áreas urbanas las más vulnerables por la densidad poblacional tanto como por el nivel de inversión en infraestructura. Cabe

destacar al respecto que muchos asentamientos rurales se han ubicado durante los últimos 30 años en zonas agrícolas inundables de la región norte, sin medidas adecuadas de protección, lo que ha incidido en su productividad y ha contribuido a impedir una mejoría en su calidad de vida. Dentro de estas zonas de alto riesgo a fenómenos climatológicos, se encuentran asentamientos humanos rurales y urbanos marginales, y son estos los que están en los ambientes de mayor peligro natural. Según un estudio del JICA, 141 colonias, la mayoría asentamiento “informales”, se enfrenta a un alto riesgo de inundaciones o deslizamientos. Aproximadamente 150.000 habitantes, el 16% de la población entonces, está sometido a esta riesgo. Según otros estudios el número de estas colonias es aún mayor, alrededor de 180, y estas están ubicadas en zonas con pendientes muy acentuadas y desprotegidas de vegetación.

De las 102 inundaciones registradas desde el año 1610, 43 han afectado directamente a la región noroccidental de Honduras y 37 de éstas ocurrieron entre 1906 y 1989, con efectos catastróficos en los cultivos, infraestructura, vivienda, agua y saneamiento y desarrollo humano. En 1998 el Huracán y tormenta tropical Mitch, puso a prueba la alta vulnerabilidad de la capital y la zona sur a fenómenos climáticos. Para Honduras, la severidad del evento tuvo por lo menos una recurrencia de 500 años. Los registros históricos desde el descubrimiento de América, no dan cuenta de un evento tan destructivo producido en el territorio nacional. El Huracán llegó a tener un diámetro de 1,100 kilómetros, y alcanzó la categoría 5, con velocidades de hasta 180 millas por hora (290 km/h). Pero el factor que causó más devastación fue la precipitación continua. El Huracán produjo efectos devastadores. Entre el 70 y el 80 por ciento de la infraestructura vial fue destruida o dañada. Pequeños poblados fueron inundados y devastados. En las zonas altas, se produjeron derrumbes y deslizamientos, por la inestabilidad alcanzada en los taludes, debido al exceso de precipitación que saturó el suelo. Se estima que el 70 por ciento de las cosechas se perdieron ese año. Desde el punto de vista de pérdidas humanas, el Mitch ocupa el segundo lugar en muertes por causa directa (más de 11,000 fallecidos), después del “Gran Huracán” de 1780 (con 22,000 fallecidos). Se estima que cerca de 2 millones de personas fueron evacuadas y por lo menos un millón de personas perdieron su vivienda. Durante el Huracán, la mayoría de fenómenos de *debris flow* (movimientos de escombros en presencia de lluvia) ocurrió en Comayagüela, al este de la ciudad, que es un área con el índice más bajo de red de drenaje de aguas pluviales.

El otro fenómeno climatológico que más afecta a Honduras, son las sequías, y aunque no existe mayor información, la zona sur, y también la capital, es definitivamente la más afectada, lo que no permite la satisfacción de las necesidades básicas de alimentación, agua segura y otros servicios básicos.

En cuanto a los fenómenos geodinámicos, la historia del país cuenta que se han experimentado y registrados como importantes cerca de 80 temblores; sin embargo esta actividad no es más peligrosa que la que ocurre en los países vecinos. En todos los fenómenos ocurridos, en mayor o menor grado se han visto afectadas las instalaciones de agua potable y saneamiento. Las causas de estos fenómenos, son la influencia que en Honduras tiene la falla del Motagua, la activa zona tectónica de Benioff y la actividad volcánica en El Salvador, Guatemala y Nicaragua, que tienen efectos en la región noroccidental y sur de Honduras; y las fallas del Aguán y la de Guayape con consecuencias en la región norte-centro y en la norte-oriente del país. Según otros datos, relativos al periodo entre 1900 y 1996, han ocurrido muchos terremotos a lo largo de la costa del mar del Océano Pacífico donde la placa de Cocos ha estado resbalándose bajo la placa caribeña a la frontera de Guatemala. La intensidad de la mayoría de los terremotos fue menos de 4,5 en la escala Richter. Los terremotos ocurrieron en la frontera con Guatemala (grado 7.5) en 1976. Pero, no ha ocasionado ningún daño grande en la ciudad de Tegucigalpa.

Pequeños sismos y algún epicentro han ocurrido en los últimos años, como el del 2009, que causó daño limitados sobre todo al norte del país.

Frente a todos estos fenómenos el estudio de la Princeton University propuso una estrategia a doble vertiente que incluía:

- Identificación de las áreas en las cuales el desarrollo urbano debería ser limitado mediante la realización de parques, áreas protegidas, planes de inundaciones y otras medidas de mitigación
- Incremento de medidas para limitar el desarrollo en las áreas sensibles mediante incentivos económicos, educación ambiental intensa.

Además, la Municipalidad, debería involucrar el Gobierno Nacional, Agencias estatales, Comunidades y ONGs para desarrollar un plan integrado de protección de las fronteras hídricas existentes y la

creación de nuevas. Dicho plan integrado incluiría consideraciones acerca del sistema de abastecimiento de agua potable, calidad de las fronteras hídricas y la salvaguardia del ecosistema. Se deberían incluir acciones dirigidas hacia la inversión de la tendencia actual de desarrollo urbano incentivando el movimiento de la población desde las áreas más a riesgo hacia las áreas más predisuestas para ser urbanizadas y al mismo tiempo implementando medidas de micro-reforestación en las primeras. Para llegar a tal objetivo, bastante ambicioso, se necesita el esfuerzo de todos los actores involucrados en definir en detalles los pasos a seguir.

### **6.3 Entorno socio-económico del país y de Tegucigalpa**

Con respecto al país Honduras tenemos unos porcentajes de hombres-mujeres de 50,2% - 49.8 % (según Plan sectorial del agua). El 52,3% de la población total es menor de 19 años, observando entonces que la gran mayoría de la población es activa. Es muy elevado también el porcentaje de la población rural, igual a 52,3% y que demuestra una gran dispersión poblacional.

La mayoría de la población hondureña es mestiza aunque se identifica un gran número de grupos étnicos sobre todo en las zonas rurales.

Honduras es uno de los países en el mundo con mayor iniquidad social al tener un Índice de Desarrollo Humano (IDH) igual a 0,651. El ingreso real per cápita calculado para el año 2000 es de Lps. 7073.00 (US \$ 450 entonces, nda). La tasa de crecimiento del producto interno bruto (PIB) era en el 2000 de apenas un 3% y la tasa de inflación de 12%. En 1999, el 57% de los hogares urbanos (310,000) se encontraban bajo la línea de pobreza, mientras que en las áreas rurales este porcentaje era casi un 75% (442,000). Asimismo, la condición de extrema pobreza (indigencia) afectaba a cerca de un 37% de los hogares urbanos y a un 61% de los hogares rurales. Lo anterior significa que el 59% de los hogares son pobres y el 65% de los indigentes son rurales. Se estima que el huracán Mitch, que se concentró en las áreas rurales, provocó un aumento en el nivel de indigencia de 5.5 puntos porcentuales. El poder adquisitivo medio del salario real es bajo. Si se compara la relación entre el costo mensual de la canasta básica de alimentos y el salario per cápita, se observa que para el año 2000 se requería de 2.3 salarios en el área rural y de 2 en el área urbana para cubrir el costo de la canasta básica de alimentos.

La evolución de los indicadores económicos en los últimos 15 años ha tenido fases alternas de altos y bajos, principalmente por la ocurrencia del huracán Mitch. Antes del 1998 el crecimiento promedio sostenido era del 4% en su producto interno bruto decayendo antes 2,9 y luego a 1,9 en los años 1998 y 1999. En este panorama, ha sido determinante también la depresión en las exportaciones ocasionada principalmente por la caída en el Mercado internacional de los precios del café y el banano. En el caso específico de los servicios de agua potable y saneamiento, a pesar de los incrementos en las coberturas y la ampliación de estos servicios, aún persisten elevadas tasas de mortalidad y morbilidad asociadas a enfermedades de origen hídrico, así como una serie de problemas de carácter ambiental. En un panorama de población mayormente joven la población activa alcanza un porcentaje del 51% con una tasa de desempleo igual al 4%.

La deuda pública externa estimada para el año 2000 es de 4.201,9 millones de dólares, de los cuales el 65 % (2.724,6 millones de dólares) corresponden a deudas con organismos multilaterales y un 35 % (1.460 millones de dólares) a créditos bilaterales. En este entorno macroeconómico, el gobierno ha emprendido un proceso de modernización del sector público, en el cual se incluye un Programa de Reforma de la Administración Pública (PRAP), que incorpora la mejora de la eficiencia de la administración pública y el apoyo a la descentralización. Dentro de este programa se contempla dar una mayor participación a las municipalidades en el financiamiento y operación de proyectos sociales en sus áreas de influencia, lo cual incluye la gestión de los servicios de agua potable y saneamiento (Plan sectorial del agua).

Concretamente en Tegucigalpa la población activa es así distribuida: 57% de 5 a 25 años, 32% de 25 a 45 años, 20% de 45 a 80 años (fuente Wikipedia).

#### **6.4 Desarrollo urbanístico del área metropolitana**

Tegucigalpa ha crecido en los últimos 50 años, pero se ha convertido en una ciudad desorganizada debido a la falta de planificación a largo plazo. La migración del campo hacia la ciudad ha venido a incrementar la población capitalina, especialmente en los terrenos aledaños ubicados en las laderas de los numerosos cerros, muchos de ellos, carentes de urbanización. Estos últimos asentamientos, sobre todo, han carecido de un plan específico que ha conllevado tener urbanizaciones sin los



adecuados servicios. Se espera que la población se duplique en el año 2031 y, probablemente, se duplique también en su extensión superficial.

La ciudad, que como se ha introducido, se encuentra en constante crecimiento, tiene sus polos de desarrollo principales y residenciales hacia el sur, desde el aeropuerto Toncontín hasta la zona de la represa Los Laureles y como ciudades dormitorio, tenemos en la zona noreste, los municipios de Santa Lucía y Valle de Ángeles.

En los próximos años la ciudad puede teóricamente desarrollarse en todas las direcciones. Las barreras topográficas están presentes y son considerables en su entidad, pero hasta el momento no han desanimado a la población, la más pobre, en urbanizarlas de manera “informal”. Solamente las barreras topográficas del Este se consideran suficientemente grandes para impedir un eventual asentamiento. Por otro lado, en las áreas planas al oeste se podría intensificar la urbanización, aunque en este caso se tendría que limitar y regular al coincidir con la cuenca del río Guacerique, que constituye una frontera hídrica de urbanización. Las áreas más sujetas a urbanización, bajo todos los aspectos, serán probablemente el área Sur, Sureste, el Norte y, de manera más contenida, el Noreste. También se tendrá que controlar la una expansión “vertical” de la ciudad teniendo en cuenta que alrededor del 10% del área urbanizada de la ciudad está a una elevación más elevada que el máximo permitido (2006).

Según diferentes estudios la mayoría de los esfuerzos debería mirar hacia medidas a corto y medio plazo. El control planeado de la expansión urbanística debería incluir de manera integrada seis planes diferentes que son (Princeton University, 2006):

- Plan preliminar de uso del suelo urbano, para normalizar los asentamientos “informales” y enfocarlo en una óptica de mitigación de los riesgos
- Plan de desarrollo de transporte y vías urbanas
- Plan de asentamientos para población de bajos ingresos
- Plan de mitigación de desastres naturales, mediante por ejemplo la reforestación de espacios abiertos
- Plan del sistema de agua potable, saneamiento y aguas pluviales

En los últimos 25 años la ciudad de Tegucigalpa se ha triplicado en su superficie. La gran mayoría de esta expansión se obtuvo entre la mitad de los '70 y los '80. Incentivada por el rápido crecimiento demográfico el área urbana ha crecido desde las 2.360 hectáreas del 1975 hasta las 6.020 hectáreas en el 1987. En los años 2000 el crecimiento urbanístico ha seguido pero con porcentajes menores, como se puede apreciar en la tabla y en la figura siguientes.

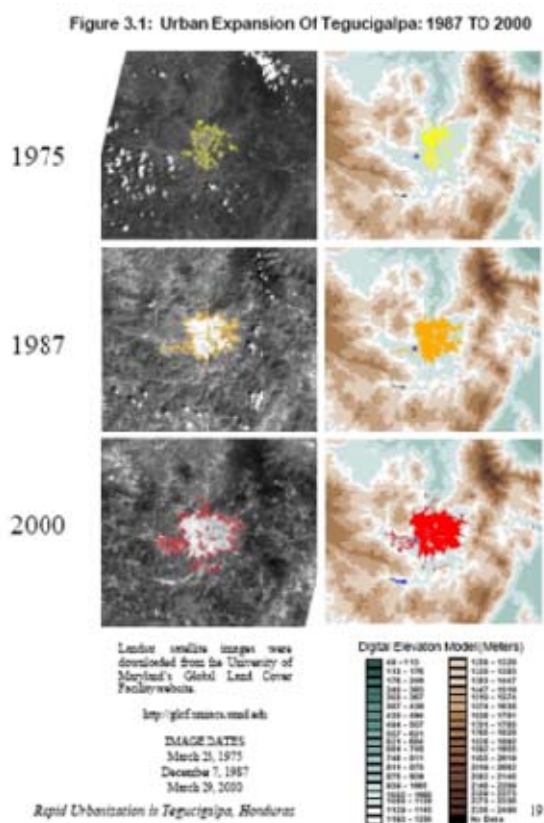
**TABLE 3.1: POPULATION AND URBAN GROWTH**

Year	1975	1987	2000
Population	317,225	581,919	828,702
Percent change from previous period	-	83%	42%
Urban Area (ha)	2,360	6,020	8,360
Percent change from previous period	-	155%	39%
Population Density (persons per ha)	134	97	99
Percent change from previous period	-	-28%	3%
Land Consumption (ha per person)	0.0074	0.0103	0.0101
Percent change from previous period	-	39%	-2%

Population figures were calculated using population numbers from the 1974, 1988, and 2001 Honduran census. Urban area figures are based on visual analysis of Landsat satellite images using ESRI ArcView.

*Fuente: Princeton University, 2004*

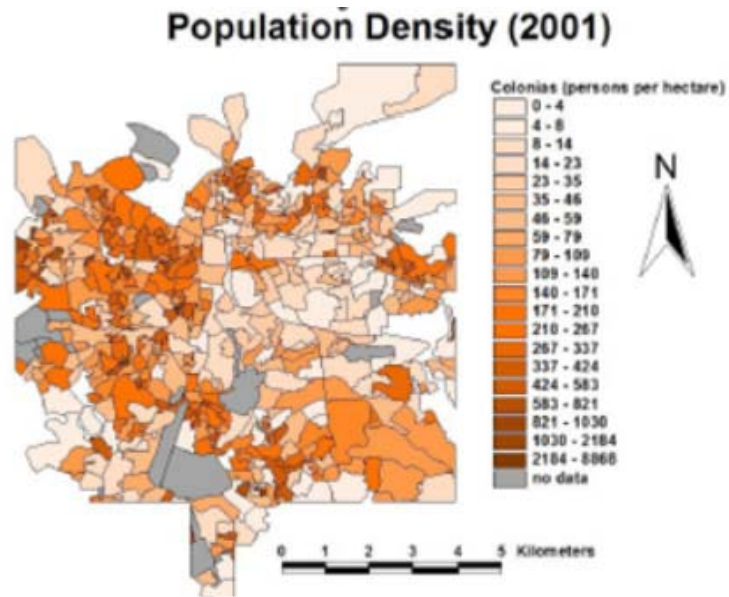
**Tabla Nº 5** Crecimiento de la población vs área urbana.



Fuente: Princeton University, 2004

Figura N°8 Expansión urbana de Tegucigalpa.

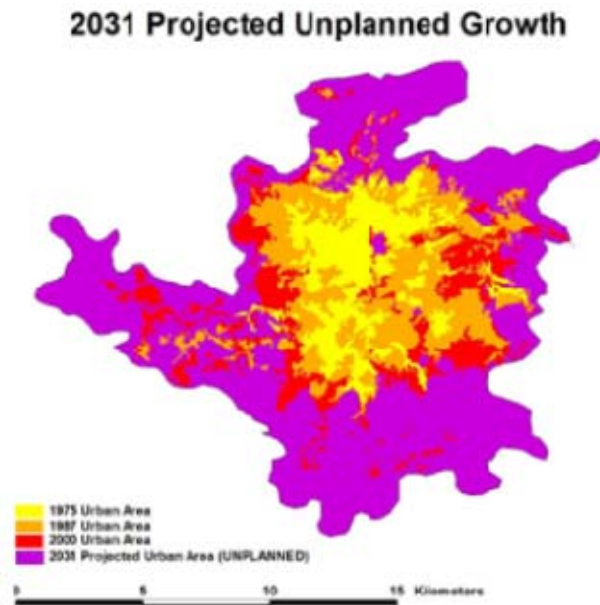
Con respecto a la densidad de población, el último dato que tenemos disponible es relativo al 2001 (PCI, 2001) que asigna una densidad de 99 habitantes por hectárea. Como se muestra en la figura siguiente, la densidad poblacional es más alta en el Noroeste de la ciudad.



Fuente: Princeton University, 2004

**Figura N°9** Densidad poblacional en el 2001.

Basándonos en la expansión urbana incontrolada y no planeada, en los próximos años la ciudad debería expandirse según muestra la figura siguiente.



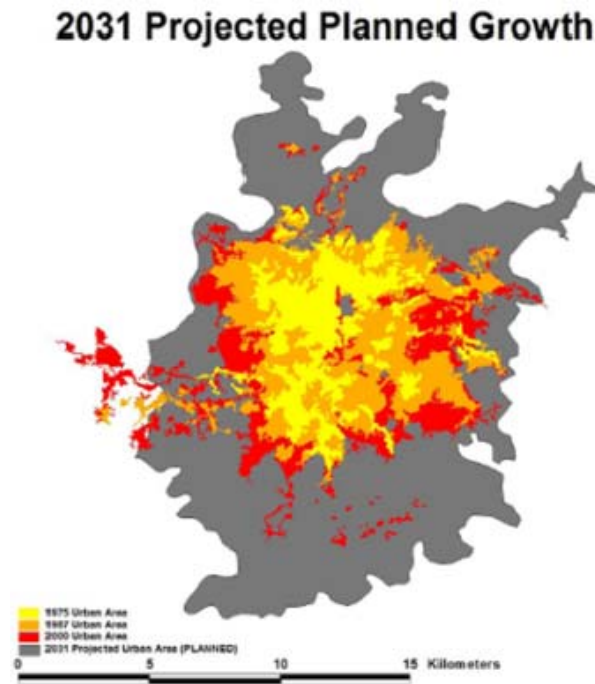
Fuente: Princeton University, 2004

**Figura N°10** Expansión urbana no planificada estimada para el 2031.

Por otro lado, si consideramos que, solamente en el año 2000, acerca de 640 hectáreas de área urbana se encontraban en zonas vulnerables al riesgo de deslizamientos o inundaciones (SERNA) se hace imprescindible para el Gobierno y la Municipalidad adoptar medidas preventivas para asegurar a Tegucigalpa mayor seguridad y sobre todo, por los objetivos de este Plan Maestro, asegurar la protección de las cuencas hidrográficas mitigando la urbanización en las zonas aledañas a las fronteras hídricas presentes. Es esto el caso sobre todo de la cuenca Guacerique (pero también en el Sur, cerca del embalse La Concepción), que hoy en día alimenta el embalse Los Laureles, que proporciona agua al 35% de la población aproximadamente, y que en futuro se piensa expandir mediante el proyecto llamado Guacerique II.

Además, el límite actual de elevación en cuanto a nuevas urbanizaciones es 1.150 metros, un límite, que el mismo SANAA ha definido cota de servicio, que permite el abastecimiento de agua de manera óptima sobre todo con respecto a las cotas de los embalses Los Laureles y La Concepción. Pues, si consideramos la figura anterior que nos proporciona la urbanización no controlada hasta el 2031, de las 20.760 hectáreas incluidas en la zona de expansión no planificada, un 25% se encuentran en zonas con cotas arriba de la cota de servicio anteriormente mencionada.

Para obviar todo estos elementos, según el estudio de la Princeton University, el desarrollo urbano debería ser limitado según muestra la figura siguiente.



*Fuente: Princeton University, 2004*

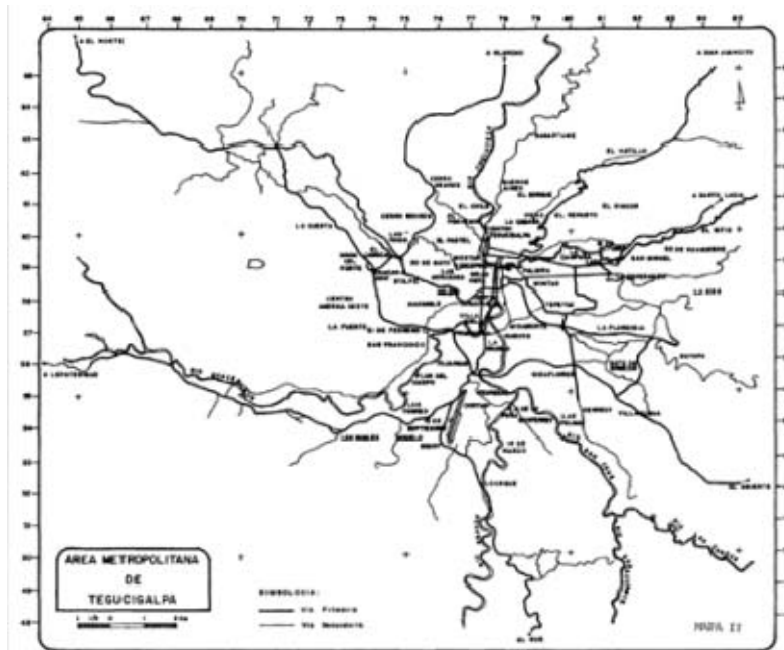
**Figura N°11** Expansión urbana recomendada para el 2031.

Por otro lado, en el “Plan maestro de desarrollo de la región central”, relativamente reciente, se definen los lineamientos de política que hacen congruentes las orientaciones estratégicas para el desarrollo de la Región con el contexto real de la misma. Dicho plan está dividido en dos programas básicos: el de Desarrollo de los asentamientos humanos de la Región y el de Desarrollo del área metropolitana. El programa, que se refiere al área metropolitana de Tegucigalpa, cuenta con dos subprogramas:

- a) Fortalecimiento de la base productiva
- b) Ordenamiento y estructuración del espacio físico metropolitano.

Las acciones del plan de desarrollo en su componente urbano o área metropolitana están dirigidas a concretar los objetivos generales de desarrollo urbano (ver figura siguiente). El subprograma de Fortalecimiento de la base productiva busca afianzar la base industrial de la ciudad, incentivando nuevas actividades que utilicen insumos regionales y fortaleciendo actividades productivas altamente

generadoras de empleo, con lo que se espera disminuir las altas tasas de desempleo y subempleo existentes en Tegucigalpa. Por su parte, el subprograma de Ordenamiento y estructuración del espacio físico metropolitano persigue organizar los diferentes elementos que conforman el sistema urbano, que contribuirán al mejoramiento de la calidad de vida de la población.



**Figura N°12** Objetivos general de desarrollo urbano.

El subprograma de fortalecimiento de la base productiva tiene por objeto elegir actividades que presentan algunas ventajas con respecto a otras áreas del país, y además seleccionar las actividades productoras de bienes que tienen un carácter más fuerte que la producción de servicios. Esto lleva a asignar al sector industrial una gran responsabilidad en el proceso de dinamización de la economía metropolitana, y consecuentemente en la generación de empleo.

La propuesta de promoción del desarrollo industrial se concentrará en aquellas actividades que se justifiquen por la concentración de población en el área, por la necesidad de reducir la demanda de divisas, ya sea a través de proyectos que sustituyan importaciones de productos finales o de insumos intermedios, o bien que aprovechen recursos regionales para generar producción exportable. En este sentido se da prioridad a la realización de actividades de fomento de la producción industrial en las

ramas de materiales de construcción, procesamiento de madera y cuero, y otras principalmente generadoras de empleo masivo.

Es por esta razón que se llevarán a cabo distintas tareas cuya finalidad principal es la creación de empleo; en este sentido no importarían tanto los aportes dinámicos de generación del producto o el incremento de la productividad. Este es el caso de la acción orientada a crear actividades de microempresas industriales para generar empleo en las zonas marginales del área metropolitana, dentro de un esquema de complementariedad con procesos industriales de la industria manufacturera.

En el Subprograma de ordenamiento y estructuración del espacio físico metropolitano se usa como punto de partida el hecho que el sistema urbano metropolitano adolece de importantes desequilibrios en su funcionamiento como resultado de una estructura urbana de crecimiento desordenado, con el agravante de que su infraestructura, equipamiento y servicios son altamente deficitarios. Es por ello que el subprograma elaborado en el plan de desarrollo tiene por objeto organizar los diferentes elementos que conforman el espacio urbano de Tegucigalpa - en especial los referentes al uso del suelo - procurando el mejoramiento de la calidad de vida de su población y tratando, al mismo tiempo, de orientar el crecimiento de la ciudad hacia zonas donde puedan minimizarse los costos de urbanización.

El Plan contempla acciones destinadas a mejorar las condiciones de habitabilidad del espacio urbano, haciendo énfasis también en las determinantes del entorno natural en que se localiza la ciudad, y en las normas y regulaciones orientadas a controlar la lotificación y edificación urbana. Con este objeto se establecieron normas y criterios para la actualización del área de control urbano, tomando como elementos básicos de referencia la demanda de suelo prevista por crecimiento de la población y de actividades productivas, recreativas, de servicios y otros usos; también se consideraron las restricciones impuestas al crecimiento de Tegucigalpa por las condiciones naturales de la zona, donde los factores de riesgo por derrumbe cubren una gran parte importante de la ciudad.

También se consideró la restricción impuesta por la capacidad de los sistemas actuales y futuros de suministro de agua, que imponen cotas de determinado nivel para la provisión del servicio.

En función de estos elementos se definió una propuesta de uso del suelo en el área de control urbano, que incluye una actualización de las normas actuales y una propuesta de usos del suelo en el



área de expansión. La propuesta consiste básicamente en criterios de densificación del área ocupada, consolidación de sectores de densidad media, preservación y conservación de zonas prioritarias, y la incorporación de áreas adyacentes a las vías principales de acceso a la ciudad como forma de ordenar el crecimiento en esas áreas en función de criterios logísticos.

Según expertos del sector el desarrollo urbanístico del sector es estrechamente relacionado con la falta de disponibilidad de agua, influyendo esta última en paralizar el desarrollo mismo. Concretamente, el incremento de la oferta de agua es considerado prioritario con respecto a obras públicas como la construcción del nuevo aeropuerto de Palmerola y de la autopista que comunique Comayagua a la capital. Además el mismo aeropuerto de nueva ampliación (el de Palmerola es actualmente un aeropuerto militar de dimensiones reducidas) podría afectar según algunos las cuencas hídricas que la abastecerían la capital (además de privar de ulteriores fondos los organismos competentes). Concretamente una autopista por el Zambrano afectaría la cuenca del Río del Hombre, una autopista vía Lepaterique - La Maní; acabaría con Guacerique II, según el Presidente del Colegio de Arquitectos.

### **6.5 Desarrollo histórico del sector agua y situación actual**

Con respecto a la gestión pública del agua en el país y especialmente en la ciudad de Tegucigalpa el ente que regula el sector el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (de ahora en adelante, SANAA).

En la fecha en el que se terminó el proyecto en objeto (2011), el SANAA acababa de cumplir los 50 años de edad ya que se estableció en el 1961, por el decreto gubernamental Nº 91. Este decreto tiene aparentemente como objetivo el integrar la competencia en el área del suministro de agua y alcantarillado en una sola organización centralizada. Con el decreto se otorgaron al SANAA poderes de gestión de suministro de agua y alcantarillado, incluyendo estudios y planificación de los recursos hídricos, construcción, operación y mantenimiento de las instalaciones relacionadas con el suministro de agua y saneamiento.

En realidad estas indicaciones iniciales fueron desatendidas en los años siguientes al observar que varias municipalidades, incluyendo la segunda ciudad del país, San Pedro Sula, transfirieron las competencias a privados o a las mismas municipalidades. Ejemplos de este último caso son las

ciudades de Tela y Puerto Cortés, que recuperaron la competencia con la promulgación de la ley de los municipios del 1990, que reconoció como atribución de los Municipios la construcción, manejo y administración de las redes de agua potable y saneamiento. En los últimos años otras Municipalidades, en su carácter de titulares, han implementado nuevas modalidades de prestación indirecta de los servicios, incluyendo una concesión a una Empresa privada y la constitución de sociedades anónimas de capital mayoritariamente municipal.

Además, otro fenómeno observado ha sido la formación de asociaciones de usuarios bajo el nombre de Juntas Administradoras de Agua y Saneamiento, sobre todo en pequeñas poblaciones rurales y en zonas marginales de las ciudades, a instancia mayoritariamente del SANAA.

Es así que los principales operadores de agua y saneamiento en Honduras, son actualmente (Plan Sectorial del agua, 2003):

- El SANAA, que opera 31 sistemas de agua que abarcan 33 localidades urbanas y rurales incluyendo la ciudad capital, Tegucigalpa. Opera asimismo el sistema de alcantarillado de esta ciudad;
- Las Municipalidades, que administran en forma directa la mayoría de los restantes sistemas urbanos;
- Los operadores privados, o de carácter mixto que comprenden: la empresa Aguas de San Pedro en San Pedro Sula; Aguas de Puerto Cortés, en Puerto Cortés y Aguas de Choluteca en Choluteca.
- El Departamento Municipal de Agua y Saneamiento en el municipio de Catacamas, Olancho.
- Las Juntas Administradoras de agua y saneamiento con la responsabilidad de operar sistemas rurales y periurbanos.

En las dos décadas 1980 a 1999, el Sector Agua Potable y Saneamiento ha tenido a nivel de país un buen desempeño en aumentar el acceso a un agua de mejor calidad y mejores condiciones sanitarias, a través de acueductos, de pozos manuales, y en saneamiento, principalmente de diversos tipos de letrinas. Las instituciones del Estado, los organismos de cooperación, así como las organizaciones no gubernamentales (ONGs) y organizaciones privadas de desarrollo (OPDs), han adquirido una considerable experiencia en el financiamiento de la construcción de infraestructura. Todo esto ha

dado como resultado que en este momento el país cuente con recursos técnicos y profesionales, capacitados y experimentados.

Un aspecto relevante para el Sector ha sido el Huracán Mitch, que en 1998 destruyó una parte importante de la infraestructura del país, y al cual no estuvo exenta la infraestructura de abastecimiento de agua potable y saneamiento. El estado de emergencia nacional producido y el gran esfuerzo posterior que se ha realizado para rehabilitar y reconstruir la infraestructura, ha originado una reducción temporal en la actividad de inversión para ampliar la cobertura del servicio. Pero no todo ha sido negativo, pues la asistencia de los gobiernos e instituciones de cooperación internacional, ha proporcionado recursos adicionales en equipamiento, capacitación, mejoramiento de la capacidad para ejecutar proyectos y tareas de asistencia.

Sumado a las condiciones presentes, el sector se encuentra desde hace algunos años en un proceso de transformación, caracterizado por una voluntad política de devolver a las municipalidades la potestad de planificar, administrar, operar y mantener los servicios de agua potable y saneamiento.

En el 2003 se ha aprobado la Ley Marco del Sector Agua Potable y Saneamiento, que básicamente establece las figuras institucionales que llevarán las atribuciones de planificación, normatividad y regulación. El proyecto de Ley también estipula el traspaso a las Municipalidades de los sistemas que actualmente administra el SANAA. A pesar de que algunos de los propósitos de Ley se hayan frenado (sobre todo con respecto a la descentralización), el Sector se encuentra frente a la necesidad de cambios sustanciales en cuanto a la organización de las instituciones.

En lo que respecta al financiamiento, desde la década de los '80 se han venido buscando mecanismos financieros que permitieran realizar incrementos de cobertura importantes, siempre con apoyo de la cooperación internacional.

En 1994, SANAA inició un importante programa de reforma (cfr. Estudio PCI). En ese momento la dirección revisó y verificó las opiniones del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) sobre el SANAA, y elaboró nuevas políticas y visiones para reformar el mismo organismo. Se organizó así un seminario (1995) compuesto por el gobierno hondureño, el Banco Mundial, BID, y SANAA y se llegó a los siguientes acuerdos:

- Descentralizar el ente en 7 divisiones regionales, cada una con cierta autonomía en planificación, operación y aspectos financieros
- La municipalización del sistema del SANAA procederá de manera gradual y ordenada, considerando las contingencias regionales
- Para llevar a cabo la municipalización del sistema en Tegucigalpa, se deberán proporcionar fondos para el pago del cese laboral de los empleados

En la figura siguiente se resume el estado actual del sector y los organismos involucrados en el sistema.

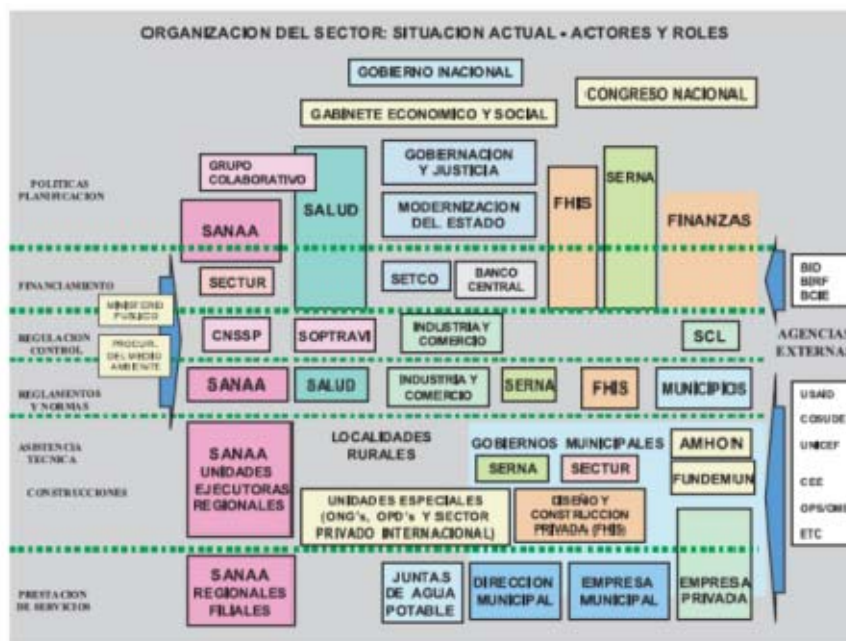


Figura Nº13 Estructura del sector de agua y saneamiento en Honduras.

Con respecto a Tegucigalpa y su paso del SANAA a la Municipalidad en el día de hoy sigue en trámite de realización.

La figura siguiente muestra el organigrama existente actualmente en la división metropolitana y la función de cada departamento es la siguiente.

- Departamento de Operaciones:

- Departamento de Mantenimiento:
- Departamento de Optimización Operativa:
- Departamento de Alcantarillado Sanitario:
- Departamento administrativo:
- Departamento de recursos humanos:
- Unidad de Proyectos Especiales:
- Departamento de cuencas
- Unidad para el proyecto de desarrollo de comunidades

### **6.5.1 Marco legal e institucional del SANAA**

Para esta apartado se ha consultado información procedente del mismo SANAA (P. Ortiz, 2006) y del “Análisis sectorial de agua potable en Honduras”, realizado por varias entidades en el 2005, entre las cuales el SANAA mismo. Se ha podido así definir el marco legal en institucional aún vigente en el ente operador del servicio y que se detalla a continuación.

La importancia del sector de agua potable (y por ende de saneamiento) se ha manifestado por la suscripción, por parte del Gobierno de Honduras junto a 189 naciones más, de la Declaración del Milenio (ONU, 2003) y la inclusión de metas específicas en la Estrategia para la Reducción de la Pobreza (ERP, 2001).

#### **6.5.1.1 Marco Legal**

El agua potable y saneamiento se encuentra legislada a nivel de país a través de veinticinco (25) instrumentos jurídicos dispersos, siendo los principales: 1) Ley Marco del Sector Agua Potable y Saneamiento; 2) La Ley Constitutiva del SANAA; 3) Ley de Municipalidades; 4) Código de Salud; 5) Ley General del Ambiente.

En general el agua se encuentra regulada y dispersa en más de veinte (20) instrumentos jurídicos diferentes, siendo los principales:

1. El Código Civil
2. Código de Salud

3. Ley Marco del Sector de agua potable y saneamiento
4. Ley Constitutiva del SANAA
5. Ley de Ordenamiento territorial
6. Ley de Aprovechamiento de aguas nacionales de 1927
7. Ley de Municipalidades
8. Ley General del Ambiente.

La Ley Marco del Sector ha entrado en vigor el 28 de octubre del 2003 y estipula una nueva institucionalidad con separación de las funciones de planificación, operación y regulación de los servicios, establece su manejo descentralizado a través de las Municipalidades y de las Juntas de Aguas y otras organizaciones civiles (cfr. funciones específicas en el apartado relativo al marco institucional).

#### **6.5.1.2 Marco Institucional**

Las instituciones que participan en el Sector son las siguientes:

- a. CONASA, como coordinador nacional y con funciones de planificación, coordinación, ordenamiento y desarrollo del sector, estudio de las metas del ERP y demás establecidas en la ley Marco (P. Ortiz, 2006);
- b. ERSAPS, institución descentralizada adscrita a la Secretaría de Salud, con independencia funcional técnica y administrativa, con funciones de regulación y control de la prestación de servicios de agua potable y saneamiento para todo el país;
- c. Mesa Sectorial, como instrumento de concertación para apoyar el CONASA;
- d. Instituciones públicas:
  - Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA), de acuerdo a la Ley Marco actúa como Secretaría Técnica del CONASA y su Gerente General participa en sus reuniones con voz pero sin voto
  - La Secretaría de Salud, responsable de velar por la calidad del agua para consumo humano, el control sanitario de aguas residuales, pluviales y disposición de excretas

- Las Municipalidades, que de acuerdo a la Ley Marco son titulares de los servicios de agua potable y saneamiento, mediante un proceso de fortalecimiento y asesoría continua
  - Instituto Nacional de la Mujer (INAM);
  - Instituciones Descentralizadas y Desconcentradas;
  - Otras Instituciones y Secretarías de estado, que ejecutan programas y proyectos con fondos propios como el Fondo Hondureño de Inversión Social (FHIS), la Secretaría de Recursos Naturales (SERNA), la Secretaría de Turismo, la Secretaría Técnica de Cooperación Internacional (SETCO), la Secretaría de Finanzas
- e. Instituciones privadas:
- Organismos de Cooperación Internacional
  - Organizaciones Privadas de Desarrollo (ONG), que actúan a título propio o como ejecutores de recursos de donación de otros países
  - Juntas Administradoras de Agua Potable, según la Ley Marco tienen preferencia en el otorgamiento de la autorización municipal para operar servicio de agua potable y saneamiento en sus comunidades. Existen alrededor de 5000 juntas de agua en el país, para manejo de acueductos rurales (P. Ortiz, 2006 y OPS, 2003)
  - Patronatos
  - Empresa privada, participando en algunas ocasiones como apoyo financiero directo al sector, como en el ejemplo de San Pedro Sula.

La Red de Agua y Saneamiento de Honduras (RASHON) completa el marco institucional de sector mediante la realización de actividades de apoyo a la coordinación interinstitucional, en la elaboración de planes de desarrollo y de contribución de logro a metas específicas. De contraparte actúa también una organización centroamericana llamada Red Regional de Agua y Saneamiento para Centroamérica (RRASCA), como mecanismo informal de coordinación y cooperación entre los países de Centroamérica.

Con respecto al previsto traspaso del sistema de agua potable de Tegucigalpa y Comayagüela del SANAA a la Municipalidad del Distrito Central, las últimas noticias proporcionan informaciones acerca

de que las autoridades locales han comenzado a dar los primeros pasos para la transferencia del sistema de agua potable del SANAA a la Alcaldía, prevista para octubre de 2013. A año de que ocurra el proceso de municipalización del servicio, es decir que la comuna maneje el sistema de agua en la capital, ya se analizan propuestas de la nueva administración.

Las sugerencias del Banco Mundial, que apoyaría inicialmente a la municipalidad en esta transición del sistema miran hacía un modelo abierto, con participación de diferentes entes, población y municipio. Según los consultores, de esta manera se tendría una total transparencia en el manejo del recurso y la plena seguridad de que no se privatizará el servicio.

La propuesta está dirigida a que se tenga un servicio universal, que exista un costo del agua adecuado, una tarifa con cruce de subsidios para que los que tienen menos, paguen menos por el agua y que haya la misma calidad y continuidad del servicio y en todos los barrios de la ciudad.

#### **6.5.1.3 Políticas Básicas y Agenda del agua para la ciudad**

En el marco del debate que se ha intensificado en estos últimos años se han establecido metas específicas para el sector, considerando sobre todo el “objetivo 7 – meta 10” de los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) que estipula reducir a la mitad la proporción de personas sin acceso sostenible al agua potable y saneamiento para el año 2015 (ONU, 2003; PNUD, 2006).

Considerando lo anterior, y también el proceso de reformas que el CONASA, junto con la Mesa Sectorial, han decidido implementar, se resumen a continuación las acciones de mejoras para asegurar la gestión integral de los recursos hídricos y su sostenibilidad en el Distrito Central:

- Protección de subcuencas hidrográficas que abastecen el Distrito Central mediante el respeto del ordenamiento jurídico existente
- Construcción de nuevas fuentes de agua, considerado el crecimiento de la población futura
- Aprovechamiento de las aguas subterráneas, que según reporta el mismo SANAA podría aumentar la oferta de alrededor de 380 l/s adicionales
- Mejoras del sistema de distribución de agua potable con intervenciones a varios niveles
- Aumento de la cobertura de acceso al agua potable, sobre todo con respecto a la red de tuberías



- Potabilización del agua
- Gestión de las aguas residuales
- Incentivos a la producción limpia
- Revisión del sistema tarifario
- Promover el pago por servicios ambientales
- Promover la participación ciudadana en la vigilancia del respeto de la calidad del agua
- Educación y capacitación de la población
- Planificar el desarrollo urbano
- Protección de potenciales fuentes de suministro
- Promover el acceso a servicios de agua segura y saneamiento básico, con prioridad a la población rural y urbana marginal postergada.
- Apoyar la descentralización con participación ciudadana y fortalecimiento de los gobiernos locales.
- Apoyar la participación ciudadana con equidad de género en todo el proceso relacionado a la prestación de los servicios de agua potable y saneamiento.
- Promover la protección, conservación y recuperación de las cuencas hidrográficas y las fuentes de agua.

El Informe Mundial sobre Desarrollo Humano del año 2003, muestra a Honduras en la posición 115 del ranking mundial de desarrollo humano para 175 países, con un valor de 0.657 como Índice de Desarrollo Humano (IDH), por debajo de la media resultante para América Latina y El Caribe (0.777), sin embargo tiene un avance con respecto al año 2002, cuyo valor resultó en 0.638.

En el año 2000 el gobierno adoptó como un compromiso de largo plazo La Estrategia para la Reducción de la Pobreza (ERP), instrumento para el desarrollo social y económico que cuenta con el consenso de la Sociedad Civil y la Comunidad Internacional. En el marco de la Declaración del Milenio y de la ERP se considera la asignación de recursos para el Sector Agua Potable y Saneamiento, con un enfoque de beneficiar con servicios de agua segura y saneamiento, principalmente a la población de escasos recursos.



## **7 CAPÍTULO 7. DIAGNOSTICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE TEGUCIGALPA**

### **7.1 Definición del horizonte temporal de estudio**

A efectos de este estudio se ha elegido un horizonte de 20 años, tiempo esto que se suele considerar en los planes maestros en temas hídricos y de saneamiento. Para este horizonte temporal se realizarán entonces todos los estudios previos necesarios, se proyectarán todas las variables involucradas y se planificarán las actuaciones propuestas.

### **7.2 Estudio demográfico y de la demanda hídrica**

La estimación de la población de partida (2011) y su proyección hacia el horizonte temporal de estudio es quizás la fase más importante de planificación para estimar a su vez la demanda de agua de los usuarios. Es la fase más trascendental ya que constituye el soporte de los siguientes estudios que se presentan en este plan maestro.

Es preciso, antes de proyectar el incremento demográfico en el horizonte de estudio, estimar bien el valor de partida (población al año 0). A este punto surge el problema de que el último censo de población, del cual están disponibles los datos, es relativo al año 2001 mientras algunos datos relativos a estudios anteriores se han perdido oficialmente en consecuencia del huracán Mitch del 1998. Para obviar a esta falta de datos se ha procedido a recopilar todos los estudios más recientes, no solamente los oficiales, sino también aquellos estudios realizados por universidades, empresas privadas y organismos de cooperación internacional. Mediante estos datos se podrán estimar las siguientes informaciones:

- Población estimada para el año 2011
- Proyección de la población hasta el 2031
- Clasificación de la población por rango socio – económico y por uso del agua

A continuación y por cada punto considerado se presentan los resultados principales específicos.

#### **7.2.1 Estimación población actual y proyecciones futuras**

El sistema de registro de la población es, a nivel de país, deficitario, lo que complica ulteriormente una correcta estimación de la demanda de agua. Sin embargo, para llegar a un nivel de precisión

aceptable de han recolectado en este estudio todos los datos disponibles por estudios anteriores comparándolos en tablas y gráficos y contrastándolos con datos actuales procedentes de diferentes fuentes.

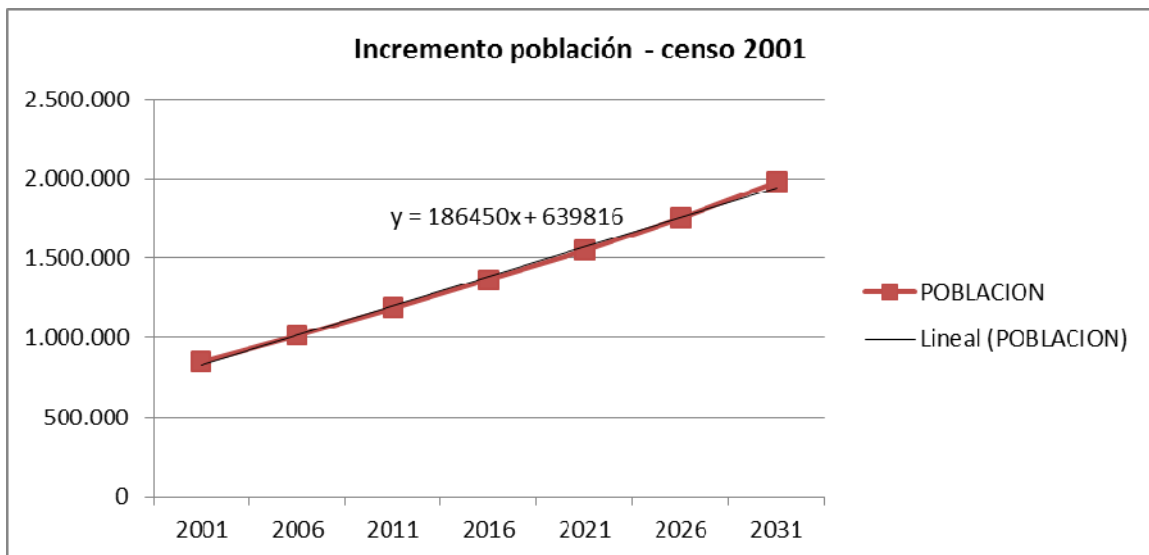
#### 7.2.1.1 Estudios anteriores

El último censo oficial, realizado por la Dirección General de Estadísticas y Censo (DGEC) es relativo al 2001 y asignó a la ciudad una población de 850.227 habitantes. De manera complementaria a este dato se realizó una proyección de la población mostrada en la tabla siguiente.

AÑO	POBLACION
2001	850.227
2006	1.016.124
2011	<b>1.187.363</b>
2016	1.365.484
2021	1.548.784
2026	1.751.875
2031	1.979.452

Fuente: INE

**Tabla Nº 6** Proyecciones de población 2001-2031



**Figura Nº14** Gráfico de incremento demográfico según el censo del 2001.

El índice de crecimiento adoptado por el estudio se ha considerado lineal (y no geométrico) marcado por la ecuación mostrada en la figura. El incremento promedio anual, hasta el 2031, es notable ya que es igual a 3,4 aproximadamente.

El uso de un modelo de crecimiento lineal para los años futuros aparece como más realista que el geométrico (que prevé un crecimiento más intenso de la población) ya que la ciudad se está acercando a un punto de saturación en estos términos, tal y como veremos en el modelo de expansión urbanística utilizado en el estudio.

El uso del método lineal parece ser suportado también por los estudios anteriores al 2001, los cuales realizaron previsiones, con el método geométrico, que al día de hoy no aparecen ser realistas por los datos diferentes que se observan.

ID ESTUDIO	Nombre del estudio	Emisor	Año	Población proyectada	
				2000	2015
1	Actualización del Plan Maestro para el sistema de Alcantarillado en Tegucigalpa	SANAA	1992	1.047.300	1.548.500
2	RAPID IV (La Honduras de Hoy y la Honduras de mañana), Versión Alta	USAID, SECPLAN, etc.	1995	1.200.000	2.250.000
3	RAPID IV (La Honduras de Hoy y la Honduras de mañana), Versión Baja	USAID, SECPLAN, etc.	1995	1.100.000	1.750.000
4	Estudio del transporte urbano de Tegucigalpa	JICA	1996	769.764	1.046.385
5	Proyección de población de Honduras - HON/94/P02*	FNUAP, SECPLAN, DGEC	1996	835.294	<i>n.d.</i>

\*: Se incluye la población rural

**Tabla Nº 7** Proyecciones de estudios anteriores al 2001.

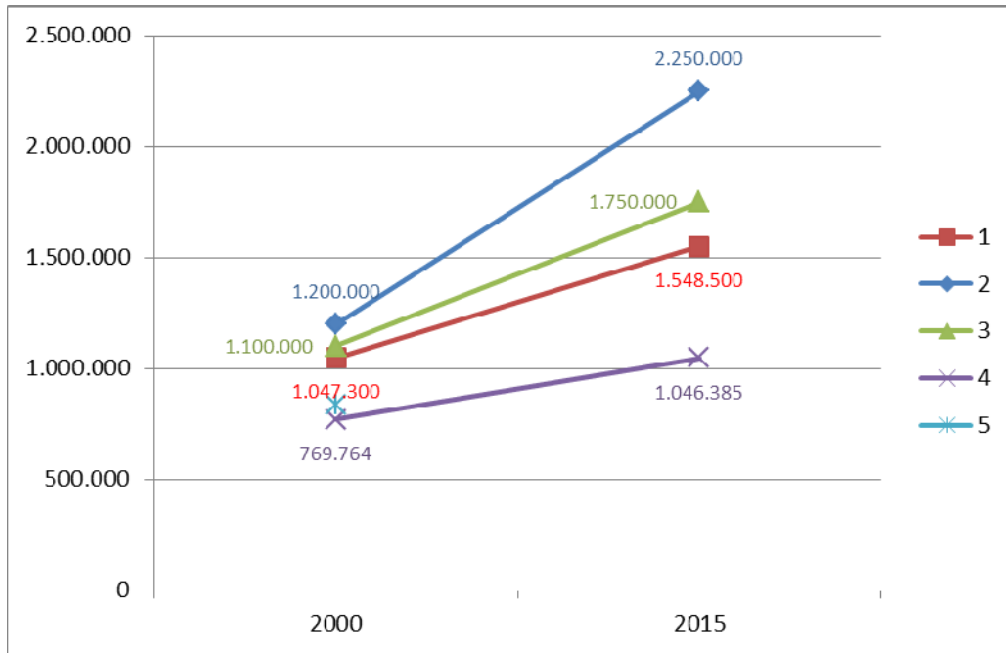


Figura Nº15 Gráfico de incremento demográfico según estudios anteriores al 2001.

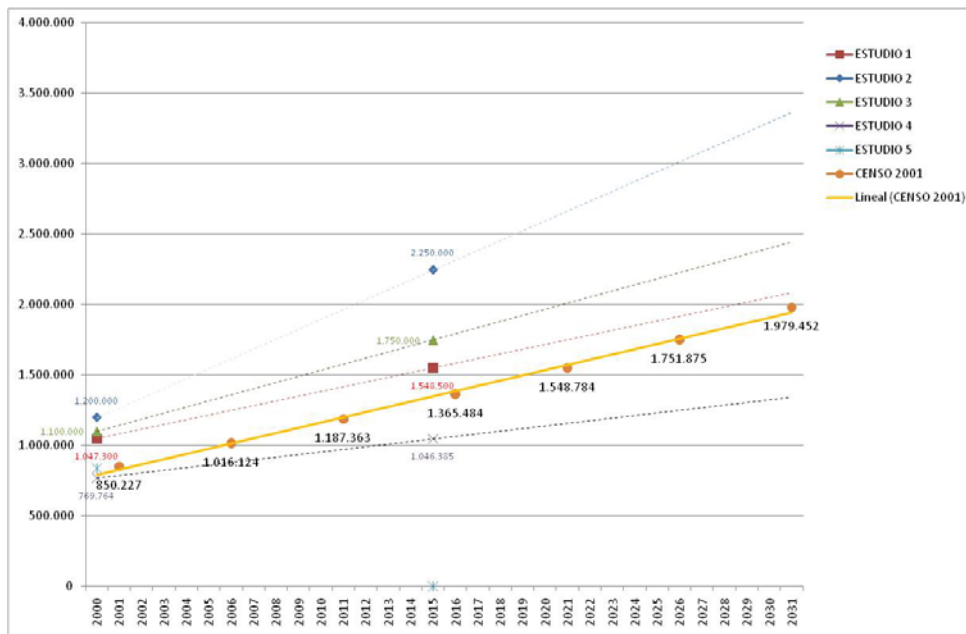


Figura Nº16 Gráfico de comparación entre los diferentes estudios.

#### 7.2.1.2 Estimación utilizada en el estudio y proyección futura

Considerado que:

- El método de crecimiento lineal es el más adecuado para representar fielmente la proyección futura de la población en Tegucigalpa - Comayagüela;
- Algunos datos puntuales a disposición del SANAA para los años 2006 y 2009, que indican respectivamente una población de 1.019.218 y 1.123.955 habitantes,

Se determinan los resultados esperados:

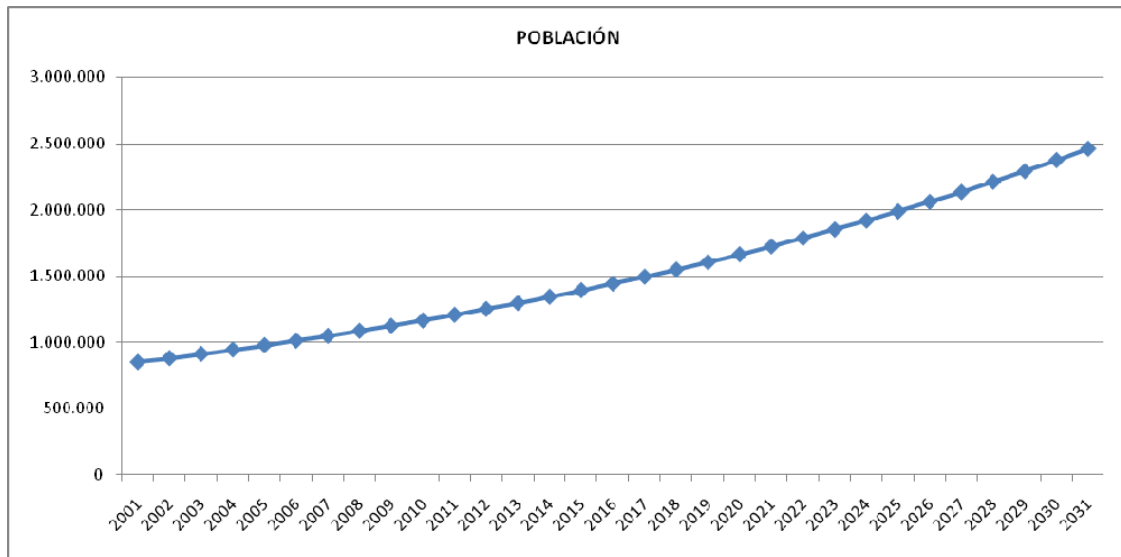
- En el año en curso, el 2011, se estima una población de 1.207.018 habitantes
- El ratio anual de incremento demográfico se estima en un valor de 3,4 aproximadamente

Dichos datos se han utilizado como punto de partida para todos los estudios consecuentes en este Plan Maestro. La proyección futura, hasta el 2031, se muestra en la tabla y grafico siguientes.

<b>AÑO</b>	<b>POBLACIÓN</b>
2001	850.227
2002	880.413
2003	911.671
2004	944.039
2005	977.556
2006	1.012.264
2007	1.048.203
2008	1.085.418
2009	1.123.955
2010	1.164.746
<b>2011</b>	<b>1.207.018</b>
2012	1.250.823
2013	1.296.219
2014	1.343.262
2015	1.392.013
2016	1.442.532
2017	1.494.886
2018	1.549.139
2019	1.605.361
2020	1.663.624
2021	1.724.001
2022	1.786.570
2023	1.851.409
2024	1.918.601
2025	1.988.232
2026	2.060.391
2027	2.135.167
2028	2.212.658
2029	2.292.961
2030	2.376.179
2031	2.462.417

**Tabla Nº 8** Proyecciones de población utilizada para el estudio.





**Figura N°17** Gráfico de proyección utilizada en el estudio.

## 7.2.2 Proyección de la población y su clasificación

El área urbana de Tegucigalpa consiste en varios centenares de vecindarios llamados “barrios” o “colonias” (PCI Consultants, JICA, 2001). Es una buena aproximación considerar el barrio o colonia como la unidad espacial más adecuada para el estudio y desde el punto de vista de resolución y disponibilidad de datos. Esto tiene la ventaja de simplificar el trabajo de clasificación al observarse casi siempre la concentración de población de la misma clase social en una dada colonia.

### 7.2.2.1 Metodología aplicada para la estimación y el pronóstico de la demanda

Considerando los datos de partida estimados en el punto 1, que se refieren a una proyección temporal de la población, queda por definir su distribución espacial que conlleva la consideración de otros aspectos como:

- Los diferentes estratos sociales que componen la población y que son caracterizados por unas diferencias marcadas entre estratos ricos y estratos pobres
- Clasificación poblacional en función del diferente uso del agua: doméstico, comercial, industrial y público

- Clasificación de la población en función del método de suministro: tubería, camionetas o carros cisternas, pozos.

Para la obtención de estas clasificaciones se han utilizado datos proporcionados por el mismo SANAA además de estudios específicos realizados por el Ing. Pedro Ortiz (SANAA, 2006), por la Princeton University (2004) y el ya mencionado informe del PCI Consultants (2001).

### Clasificación por tipo de suministro

Según datos del SANAA (2011) el servicio a la población cubre el 91,4% de la población mientras el porcentaje de población que no tiene servicio de agua de ninguna manera es el 1,6%.

ENTE	Tipo de suministro en año 2011					Porcentajes*		
	SERVICIO DE AGUA	Suministro*	Población					
SANAA	SI	Tubería	1.187.705	1.103.214	940.267	77,9%	98,4%	91,4%
		Camiones cisternas			72.421	6,0%		
		Pozos			54.316	4,5%		
		Llaves o pilas públicas			36.211	3,0%		
No SANAA	NO	Servicio privado*	19.312	103.804	84.491	7,0%	1,6%	8,6%
		No acceso			19.312	1,6%		
Total			1.207.018	1.207.018	1.207.018	100,0%	100,0%	100,0%

**Tabla Nº 9** Clasificación de la población por tipo de suministro.

TABLA RESUMEN			
POBLACION 2011		1.207.018	
Acceso población total		1.187.705	
Cobertura SANAA 2000		1.103.214	
TIPO DE SUMINISTRO	POBLACIÓN ABASTECIDA	DEMANDA ESTIMADA (lppd)	PORCENTAJE
Tubería	940.267	100 - 300	79%
Camiones cisternas*	72.421	15,2	6%
Pozos	54.316	100 -300	5%
Llaves o pilas públicas	36.211	n.r.	3%
TOTAL	1.103.214	-	93%
Servicio privado	84.491	20- 30	7%

**Tabla Nº 10** Población estimada por tipo de suministro con demanda promedio.

**Clasificación por estrato socio – económico**

A este propósito las fuentes de datos han sido diferentes aunque considerándolas en conjunto se ha podido extraer una información actual fiable y proyectada en el horizonte de estudio. Como hipótesis de premisa hay que remarcar que las tasas de consumo de agua de uso domestico difieren ampliamente dependiendo del estilo de vida de los residentes, tales como el método de suministro de agua, nivel de ingreso, tamaños de viviendas y tamaño familiar. Tal y como reportado en el informe del PCI del 2001, en el caso de que exista una gran distinción entre los ricos y pobres como en el caso de Tegucigalpa, es más realista estimar la demanda para el uso doméstico a través de cierta clasificación, que tratarla con la misma tasa de consumo con toda la ciudad (PCI, 2001).

El SANAA, ha tenido hasta la fecha una clasificación de vecindarios según un rango socio – económico y de esta manera se efectúa también la distinción en aspectos tarifarios que aplica el Departamento Comercial. A continuación se muestra dos clasificaciones distintas, una relativa el estudio del PCI del 2001, y la otra relativa a la clasificación actual (2011) tal y como resulta en los números de contratos actualmente registrados en el SANAA. Finalmente se muestra una tabla de relaciones entre las diferentes clasificaciones presentadas. En el 2001 la clasificación de los rangos socio – económicos, necesaria para el diseño de la red de distribución en las nuevas colonias manejada por el SANAA era compuesta por 7 clases.

Clase social	Método de suministro de agua	Tamaño de la vivienda (m2)	Caminos del vecindario	
			Condiciones	Ancho (m)
S (Superior)	Tubería	Mayor que 500	Pavimentado con acera	Mayor que 8
A (Alta)	Tubería	Menor que 300	Pavimentado con acera	7 - 8
M (Media)	Tubería	Menor que 120	Pavimentado	2 - 4
C (Central)	Tubería	Menor que 75	Pavimentado	2 - 4
B (Baja)	Tubería	Menor que 75	Pavimentado	2 - 4
P (Urbanización programada)	Tubería	Menor que 75	Pavimentado	2 - 4
T (Comunidad en desarrollo)	Tubería o pozo	Menor que 75	Sin Pavimento	2 - 4

Fuente: SANAA, 2000

**Tabla Nº 11** Clasificación del SANAA en el 2000.

Además de las clases sociales mostradas en la tabla anterior se consideraban también la clase W que indicaba un vecindario en donde el agua venía proporcionada solamente por pozo, y la clase L, en donde el servicio no era competencia del SANAA. En el 2001 la distribución de la población con su relativa demanda estimada para las diferentes clases era la siguiente.

USUARIOS DOMESTICOS - ESTUDIO PCI AÑO 2001				
Clase	Porcentaje	Población	Demanda de diseño (lppd)	Demanda real medida (lppd)
S	1,6%	13.389	300	262,8
A	3,3%	27.886	230	262,8
M	9,3%	79.052	180	200,5
B	2,3%	19.443	150	200,5
C	8,2%	69.757	150	200,5
P	23,2%	197.502	150	176,1
T	52,3%	445.743	100	130,2
TOTAL	100,0%	852.771	180	161,1
			Promedio	Promedio compensado

Tabla Nº 12 Población estimada por clase social y con demanda promedio estimada.

En el mismo estudio se realizó también una proyección de las diferentes clases sociales hasta el 2015, qué como hemos visto anteriormente consideró un incremento demográfico ligeramente sobre estimado con respecto a los datos obtenidos en este estudio.

Año	Servicio por tubería	Clase S	Clase A	Clase M	Clase C	Clase B	Clase P	Clase T	Servicio por camiones cisternas	Servicio por pozo	Total
2000	852.771	13.994	28.121	76.374	19.770	69.973	198.322	445.718	66.706	13.311	932.289
2001	871.457	14.186	28.507	81.592	20.042	71.315	203.974	451.840	76.966	13.501	961.923
2002	890.642	14.378	28.893	86.811	20.313	72.657	209.627	457.962	87.225	13.692	991.558
2003	909.828	14.570	29.280	92.029	20.585	74.000	215.279	464.085	97.484	13.882	1.021.194
2004	929.013	14.763	29.666	97.248	20.857	75.342	220.932	470.207	107.744	14.073	1.050.832
2005	948.199	14.955	30.052	102.466	21.128	76.684	226.585	476.329	118.003	14.264	1.080.466
2006	959.836	15.138	30.421	103.724	21.387	77.625	229.365	482.175	135.827	14.439	1.110.101
2007	971.473	15.322	30.790	104.981	21.647	78.566	232.146	488.021	153.651	14.614	1.139.738
2008	1.062.327	15.505	31.910	106.239	22.005	79.507	244.672	562.489	92.256	14.789	1.169.372
2009	1.074.902	15.689	32.288	107.496	22.265	80.448	247.568	569.147	109.143	14.964	1.199.008
2010	1.087.476	15.872	32.666	108.754	22.526	81.389	250.465	575.805	126.029	15.139	1.228.645
2011	<b>1.100.051</b>	<b>16.056</b>	<b>33.043</b>	<b>110.011</b>	<b>22.786</b>	<b>82.330</b>	<b>253.361</b>	<b>582.463</b>	<b>142.915</b>	<b>15.314</b>	<b>1.258.279</b>
2012	1.112.625	16.239	33.421	111.269	23.047	83.271	256.257	589.121	159.801	15.489	1.287.915
2013	1.125.200	16.423	33.799	112.526	23.307	84.213	259.153	595.779	176.687	15.664	1.317.551
2014	1.137.774	16.607	34.176	113.784	23.567	85.154	262.049	602.437	193.573	15.839	1.347.186
2015	1.150.348	16.790	34.554	115.042	23.828	86.095	264.945	609.095	210.459	16.014	1.376.822

Tabla Nº 13 Población proyectada por clase social hasta el 2015 (fuente PCI).

Según datos del departamento comercial del SANAA y relativos al año 2011, la clasificación tarifaria para uso domestico se maneja en la actualidad por segmentos (véase apartado relativo a la gestión comercial actual del SANAA), siendo el segmento 1 el correspondiente a los usuarios de estrato social más alto mientras el 4 el correspondiente el estrato social más bajo.

A nivel de diseño de nuevas colonias, y para dimensionar las redes tuberías a instalar se maneja otro tipo de clasificación que se muestra a continuación.

CATEGORÍA	DOTACIÓN	
	Litros por persona por día (lppd)	Galones por persona por día (gppd)
R-1 Altos Ingresos (Área 400 m <sup>2</sup> , frente de 15 m (mínimo))	300	80
R-2 Altos Ingresos (Área 300 m <sup>2</sup> , frente de 15 m (mínimo))	230	60
R-3 Medios Ingresos (Área 120 m <sup>2</sup> , frente de 10 m (mínimo))	190	50
R-4 Bajos Ingresos (Área 75 m <sup>2</sup> , frente de 7 m (mínimo))	150	40
R-5 Barrios en Desarrollo(Área de 60 a 400 m <sup>2</sup> ; frente de 6 a 15 m (mínimo))	100 a 120	25 a 30

**Tabla Nº 14** Clasificación actual del SANAA para diseños (fuente Dep. Normas y Supervisión, 2011).

Frente a diferentes tipos de clasificación merece la pena establecer una relación entre los diferentes rangos clases introducidos con el objetivo de simplificar los estudios siguientes y proyectarlos de manera conjunta en el horizonte de estudio.

Fuente				
SANAA, 2000	Demanda asignada (lppd)	Normas y Supervisión, 2010	Dotación asignada	Dep. Comercial 2011
S, A	300	R1	300	Segmento 1
M, C y B	230	R2	230	Segmento 2
P	180	R3	190	Segmento 3
T	150	R4	150	Segmento 4
	100	R5	100 - 120	-*

\*: Esta clase social no depende del departamento comercial del SANAA

**Tabla Nº 15** Relación entre diferente clases sociales consideradas.

PORCENTAJES DE LA POBLACIÓN TOTAL			
CLASE	SANAA 2001	COMERCIAL 2011*	DATO PARA ESTUDIO
1	4,84%	19,52%	4,84%
2	19,73%	32,44%	19,73%
3	23,16%	33,63%	23,16%
4	52,27%	37,27%	37,27%
5		15,00%	15,00%
	<b>TOTAL</b>	<b>100,00%</b>	<b>100,00%</b>

\*: Se refiere al porcentaje del total de usuarios (113.254 en 2011)

**Tabla Nº 16** Porcentaje de población de las diferentes clases sociales consideradas.

La población servida existente se basa en los cálculos anteriores y considerando una cobertura del SANAA a la ciudad del 91,4%. La población servida futura se estima de acuerdo asumiendo lo siguiente:

- La clase social de cada barrio se mantendrá igual hasta el año 2031
- Los vecindarios existentes de tipo L, de momento no conectados a la red, se prevé que se conecten en los tiempos definidos en el capítulo dedicado a las propuestas de mejoras.

#### **Clasificación por uso del agua**

La demanda de agua se ha pronosticado también de acuerdo a las siguientes categorías:

- Uso doméstico
- Uso comercial
- Uso industrial
- Uso público

La demanda para el uso domestico se ha calculado en función de la clasificación de rango socio – económico descrita anteriormente mientras para las otras categorías se han utilizado datos del SANAA a disposición del Departamento de Operaciones y se han comparado con los datos proporcionados por el PCI – JICA del 2001 y los datos del departamento comercial del SANAA del 2011.

Composición del consumo de agua por uso (Datos 1999 - 2000, Dep. comercial SANAA - PCI) - AÑO 2000					DATOS OPERACIONES 2011	
Uso del agua	Población 2000	Consumo mensual promedio (m3/mes)	Proporción (%)	Dem. Unitaria promedio (lppd o lpcd)	Porcentaje	Dem. Unitaria promedio (lppd o lpcd)
Domestico (incl. grifo público)*	852.771	2.893.582	78,0%	141,38	73,7%	nd
Comercial**	3.979	345.591	9,3%	3618,91	3%	nd
Industrial**	571	87.505	2,4%	6385,36	12%	nd
Público**	792	382.762	10,3%	20136,89	12%	nd
<b>Total</b>	-	<b>3.709.440</b>	<b>100,0%</b>		100,0%	

\*: La población que se alimenta del grifo público se considera incluida en el total

\*\* : Se han considerado tantos usuarios cuanto el numero de acometidas

**Tabla Nº 17** Clasificación de la demanda por tipo de uso de agua.

Porcentajes de uso según diferentes fuentes				
FUENTE	Domestico	Comercial	Industrial	Público
PCI, 2001	78,01%	9,32%	2,36%	10,32%
OPERACIONES, 2011	73,70%	2,70%	11,60%	12,00%
COMERCIAL, 2011	nd	nd	nd	nd
<b>PROMEDIO</b>	75,85%	6,01%	6,98%	11,16%

**Tabla Nº 18** Resumen de clasificación de la demanda por tipo de uso de agua.

### 7.2.3 Proyección de la demanda en el horizonte de estudio

Basándonos en los resultados presentados en los apartados anteriores se estima un incremento de la población tal y como mostrado en las tablas siguientes, cada una relativa a los tres tipos de clasificación utilizadas.

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

AÑO	POBLACIÓN TOTAL	POBLACIÓN CON ACCESO AL AGUA DEL SANAA	RANGO SOCIO - ECONOMICO				
			RANGO 1	RANGO 2	RANGO 3	RANGO 4	RANGO 5*
2001	850.227	778.976	37.702	153.692	180.411	290.324	190.142
2002	880.413	804.698	38.947	158.767	186.368	299.911	196.420
2003	911.671	833.268	40.330	164.404	192.985	310.559	203.394
2004	944.039	862.852	41.762	170.241	199.837	321.585	210.615
2005	977.556	893.487	43.245	176.285	206.931	333.002	218.093
2006	1.012.264	925.209	44.780	182.544	214.278	344.825	225.836
2007	1.048.203	958.057	46.370	189.025	221.886	357.068	233.854
2008	1.085.418	992.072	48.016	195.736	229.764	369.745	242.157
2009	1.123.955	1.027.295	49.721	202.685	237.921	382.873	250.754
2010	1.164.746	1.064.578	51.526	210.041	246.556	396.768	259.855
<b>2011</b>	<b>1.207.018</b>	<b>1.103.214</b>	<b>53.396</b>	<b>217.664</b>	<b>255.504</b>	<b>411.168</b>	<b>269.286</b>
2012	1.250.823	1.143.253	55.333	225.564	264.777	426.090	279.059
2013	1.296.219	1.184.744	57.342	233.750	274.387	441.554	289.186
2014	1.343.262	1.227.742	59.423	242.233	284.345	457.579	299.682
2015	1.392.013	1.272.300	61.579	251.025	294.665	474.186	310.558
2016	1.442.532	1.318.475	63.814	260.135	305.359	491.395	321.829
2017	1.494.886	1.366.326	66.130	269.576	316.441	509.230	333.509
2018	1.549.139	1.415.913	68.530	279.360	327.925	527.711	345.613
2019	1.605.361	1.467.300	71.017	289.498	339.827	546.863	358.156
2020	1.663.624	1.520.552	73.595	300.005	352.160	566.710	371.155
2021	1.724.001	1.575.737	76.266	310.893	364.941	587.277	384.625
2022	1.786.570	1.632.925	79.034	322.176	378.185	608.591	398.584
2023	1.851.409	1.692.188	81.902	333.869	391.911	630.678	413.049
2024	1.918.601	1.753.602	84.874	345.986	406.134	653.567	428.040
2025	1.988.232	1.817.244	87.955	358.542	420.874	677.287	443.575
2026	2.060.391	1.883.197	91.147	371.555	436.148	701.868	459.673
2027	2.135.167	1.951.543	94.455	385.039	451.977	727.340	476.356
2028	2.212.658	2.022.370	97.883	399.014	468.381	753.737	493.644
2029	2.292.961	2.095.767	101.435	413.495	485.380	781.092	511.560
2030	2.376.179	2.171.828	105.116	428.502	502.995	809.440	530.126
2031	2.462.417	2.250.649	108.931	444.053	521.250	838.817	549.365

\*: la población sin acceso a agua potable se ha considerado en el rango 5

**Tabla Nº 19** Proyección de la población en el horizonte de estudio por clase social.



CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

POBLACIÓN TOTAL	POBLACIÓN CON ACCESO AL AGUA DEL SANAA	USO DEL AGUA*				
		DOMESTICO	INDUSTRIAL	COMERCIAL	PÚBLICO	FLOTANTE
850.227	778.976	657.119	15.813	68.005	70.342	38.949
880.413	804.698	680.929	16.335	70.250	72.664	40.235
911.671	833.268	705.104	16.915	72.744	75.244	41.663
944.039	862.852	730.138	17.516	75.327	77.916	43.143
977.556	893.487	756.061	18.138	78.001	80.682	44.674
1.012.264	925.209	782.904	18.782	80.771	83.546	46.260
1.048.203	958.057	810.700	19.449	83.638	86.513	47.903
1.085.418	992.072	839.483	20.139	86.608	89.584	49.604
1.123.955	1.027.295	869.288	20.854	89.683	92.765	51.365
1.164.746	1.064.578	900.837	21.611	92.938	96.131	53.229
<b>1.207.018</b>	<b>1.103.214</b>	<b>933.531</b>	<b>22.395</b>	<b>96.311</b>	<b>99.620</b>	<b>55.161</b>
1.250.823	1.143.253	967.411	23.208	99.806	103.236	57.163
1.296.219	1.184.744	1.002.521	24.050	103.428	106.982	59.237
1.343.262	1.227.742	1.038.905	24.923	107.182	110.865	61.387
1.392.013	1.272.300	1.076.610	25.828	111.072	114.889	63.615
1.442.532	1.318.475	1.115.683	26.765	115.103	119.058	65.924
1.494.886	1.366.326	1.156.174	27.736	119.280	123.379	68.316
1.549.139	1.415.913	1.198.134	28.743	123.609	127.857	70.796
1.605.361	1.467.300	1.241.618	29.786	128.095	132.497	73.365
1.663.624	1.520.552	1.286.679	30.867	132.744	137.306	76.028
1.724.001	1.575.737	1.333.376	31.987	137.562	142.289	78.787
1.786.570	1.632.925	1.381.768	33.148	142.554	147.453	81.646
1.851.409	1.692.188	1.431.916	34.351	147.728	152.805	84.609
1.918.601	1.753.602	1.483.884	35.598	153.089	158.350	87.680
1.988.232	1.817.244	1.537.738	36.890	158.645	164.097	90.862
2.060.391	1.883.197	1.593.546	38.229	164.403	170.053	94.160
2.135.167	1.951.543	1.651.380	39.616	170.370	176.224	97.577
2.212.658	2.022.370	1.711.313	41.054	176.553	182.620	101.118
2.292.961	2.095.767	1.773.421	42.544	182.960	189.248	104.788
2.376.179	2.171.828	1.837.783	44.088	189.601	196.116	108.591
2.462.417	2.250.649	1.904.481	45.688	196.482	203.234	112.532

\*: la población sin acceso a agua potable se ha considerado en uso domestico

**Tabla Nº 20** Proyección de la población en el horizonte de estudio por uso del agua.

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

AÑO	POBLACIÓN TOTAL	POBLACIÓN CON ACCESO AL AGUA DEL SANAA	TIPO DE SUMINISTRO					
			TUBERÍAS	CAMIONES CISTERNAS	POZOS	LLAVES O PILAS PUBLICAS	SERVICIO PRIVADO	NO ACCESO
2001	850.227	778.976	663.919	51.136	38.352	25.568	59.659	13.636
2002	880.413	804.698	685.842	52.825	39.619	26.412	61.629	14.087
2003	911.671	833.268	710.192	54.700	41.025	27.350	63.817	14.587
2004	944.039	862.852	735.407	56.642	42.482	28.321	66.083	15.105
2005	977.556	893.487	761.516	58.653	43.990	29.327	68.429	15.641
2006	1.012.264	925.209	788.553	60.736	45.552	30.368	70.858	16.196
2007	1.048.203	958.057	816.550	62.892	47.169	31.446	73.374	16.771
2008	1.085.418	992.072	845.541	65.125	48.844	32.563	75.979	17.367
2009	1.123.955	1.027.295	875.561	67.437	50.578	33.719	78.677	17.983
2010	1.164.746	1.064.578	907.337	69.885	52.414	34.942	81.532	18.636
<b>2011</b>	<b>1.207.018</b>	<b>1.103.214</b>	<b>940.267</b>	<b>72.421</b>	<b>54.316</b>	<b>36.211</b>	<b>84.491</b>	<b>19.312</b>
2012	1.250.823	1.143.253	974.391	75.049	56.287	37.525	87.558	20.013
2013	1.296.219	1.184.744	1.009.755	77.773	58.330	38.887	90.735	20.740
2014	1.343.262	1.227.742	1.046.401	80.596	60.447	40.298	94.028	21.492
2015	1.392.013	1.272.300	1.084.378	83.521	62.641	41.760	97.441	22.272
2016	1.442.532	1.318.475	1.123.733	86.552	64.914	43.276	100.977	23.081
2017	1.494.886	1.366.326	1.164.516	89.693	67.270	44.847	104.642	23.918
2018	1.549.139	1.415.913	1.206.779	92.948	69.711	46.474	108.440	24.786
2019	1.605.361	1.467.300	1.250.576	96.322	72.241	48.161	112.375	25.686
2020	1.663.624	1.520.552	1.295.963	99.817	74.863	49.909	116.454	26.618
2021	1.724.001	1.575.737	1.342.997	103.440	77.580	51.720	120.680	27.584
2022	1.786.570	1.632.925	1.391.738	107.194	80.396	53.597	125.060	28.585
2023	1.851.409	1.692.188	1.442.248	111.085	83.313	55.542	129.599	29.623
2024	1.918.601	1.753.602	1.494.590	115.116	86.337	57.558	134.302	30.698
2025	1.988.232	1.817.244	1.548.833	119.294	89.470	59.647	139.176	31.812
2026	2.060.391	1.883.197	1.605.044	123.623	92.718	61.812	144.227	32.966
2027	2.135.167	1.951.543	1.663.295	128.110	96.083	64.055	149.462	34.163
2028	2.212.658	2.022.370	1.723.661	132.759	99.570	66.380	154.886	35.403
2029	2.292.961	2.095.767	1.786.217	137.578	103.183	68.789	160.507	36.687
2030	2.376.179	2.171.828	1.851.043	142.571	106.928	71.285	166.333	38.019
2031	2.462.417	2.250.649	1.918.223	147.745	110.809	73.872	172.369	39.399

**Tabla Nº 21** Proyección de la población en el horizonte de estudio por tipo de suministro.

Para estimar la demanda hídrica necesaria y proyectarla en el mismo horizonte consúltese la tabla siguiente.

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

AÑO	Población total	Población con acceso al agua potable	Demanda neta domestica	Demanda neta total	Pérdidas físicas estimadas*	Demanda bruta total promedio	Demanda máxima	Demanda neta domestica	Demanda neta total	Pérdidas físicas estimadas *	Demanda bruta total promedio	Demanda máxima
			m <sup>3</sup> /día	m <sup>3</sup> /día	%**	m <sup>3</sup> /día	m <sup>3</sup> /día	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	%**	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
2001	850.227	778.976	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	880.413	804.698	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	911.671	833.268	138.846,33	184.588,59	28,57%	237.325,55	261.058,10	1,61	2,14	0,61	2,75	3,02
2004	944.039	862.852	143.541,33	190.830,33	28,80%	245.781,27	270.359,39	1,66	2,21	0,64	2,84	3,13
2005	977.556	893.487	148.399,92	197.289,56	29,02%	254.549,29	280.004,21	1,72	2,28	0,66	2,95	3,24
2006	1.012.264	925.209	153.392,31	203.926,67	29,25%	263.580,26	289.938,28	1,78	2,36	0,69	3,05	3,36
2007	1.048.203	958.057	158.483,87	210.695,62	29,48%	272.816,21	300.097,83	1,83	2,44	0,72	3,16	3,47
2008	1.085.418	992.072	163.752,73	217.700,28	29,72%	282.393,15	310.632,47	1,90	2,52	0,75	3,27	3,60
2009	1.123.955	1.027.295	169.155,23	224.882,60	29,95%	292.237,75	321.461,52	1,96	2,60	0,78	3,38	3,72
2010	1.164.746	1.064.578	174.608,14	232.131,96	30,19%	302.207,63	332.428,39	2,02	2,69	0,81	3,50	3,85
<b>2011</b>	<b>1.207.018</b>	<b>1.103.214</b>	<b>180.246,48</b>	<b>239.627,81</b>	<b>30,43%</b>	<b>312.537,80</b>	<b>343.791,57</b>	<b>2,09</b>	<b>2,77</b>	<b>0,84</b>	<b>3,62</b>	<b>3,98</b>
2012	1.250.823	1.143.253	188.720,08	250.893,00	30,67%	327.833,64	360.617,00	2,18	2,90	0,89	3,79	4,17
2013	1.296.219	1.184.744	191.951,61	255.189,15	30,91%	334.065,51	367.472,06	2,22	2,95	0,91	3,87	4,25
2014	1.343.262	1.227.742	198.086,75	263.345,47	31,15%	345.385,91	379.924,50	2,29	3,05	0,95	4,00	4,40
2015	1.392.013	1.272.300	204.285,24	271.586,03	31,40%	356.862,06	392.548,27	2,36	3,14	0,99	4,13	4,54
2016	1.442.532	1.318.475	210.658,91	280.059,48	31,65%	368.690,82	405.559,90	2,44	3,24	1,03	4,27	4,69
2017	1.494.886	1.366.326	217.211,53	288.770,83	31,90%	380.881,04	418.969,14	2,51	3,34	1,07	4,41	4,85
2018	1.549.139	1.415.913	223.948,82	297.727,67	32,15%	393.445,13	432.789,64	2,59	3,45	1,11	4,55	5,01
2019	1.605.361	1.467.300	230.873,92	306.934,22	32,40%	406.391,07	447.030,18	2,67	3,55	1,15	4,70	5,17
2020	1.663.624	1.520.552	237.991,82	316.397,08	32,66%	419.730,14	461.703,15	2,75	3,66	1,20	4,86	5,34
2021	1.724.001	1.575.737	245.307,32	326.122,64	32,92%	433.473,42	476.820,76	2,84	3,77	1,24	5,02	5,52
2022	1.786.570	1.632.925	252.824,95	336.116,91	33,18%	447.631,60	492.394,76	2,93	3,89	1,29	5,18	5,70
2023	1.851.409	1.692.188	260.549,66	346.386,50	33,44%	462.216,24	508.437,86	3,02	4,01	1,34	5,35	5,88
2024	1.918.601	1.753.602	268.486,43	356.937,99	33,70%	477.239,03	524.962,93	3,11	4,13	1,39	5,52	6,08
2025	1.988.232	1.817.244	276.640,07	367.777,81	33,97%	492.711,49	541.982,64	3,20	4,26	1,45	5,70	6,27
2026	2.060.391	1.883.197	285.015,85	378.912,94	34,24%	508.646,08	559.510,69	3,30	4,39	1,50	5,89	6,48
2027	2.135.167	1.951.543	293.619,03	390.350,40	34,51%	525.055,35	577.560,89	3,40	4,52	1,56	6,08	6,68
2028	2.212.658	2.022.370	302.454,58	402.096,79	34,78%	541.951,46	596.146,60	3,50	4,65	1,62	6,27	6,90
2029	2.292.961	2.095.767	311.528,23	414.159,70	35,06%	559.348,01	615.282,81	3,61	4,79	1,68	6,47	7,12
2030	2.376.179	2.171.828	320.874,13	426.584,56	35,33%	577.309,95	635.040,94	3,71	4,94	1,74	6,68	7,35
2031	2.462.417	2.250.649	330.500,35	439.382,10	35,61%	595.855,70	655.441,27	3,83	5,09	1,81	6,90	7,59

\*: Datos Dep. Operaciones 2011

\*\* : Incremento promedio en redes con suministro intermitente

**Tabla Nº 22** Proyección de la demanda en el horizonte de estudio, alternativa 0.

Para las pérdidas se ha considerado un incremento anual del 0,79%, que es un dato estimado en redes con suministro turnado. Para el factor de corrección utilizado en la estimación de la demanda

máxima se ha utilizado el valor de 1,1 (dato del Dep. de Operaciones del SANAA del 2011). Los datos de factores máximos obtenidos en estudios pilotos realizados en colonias de diferente rango socioeconómico, son mayores y muy diferentes según el mismo rango.

Factor de producción máxima	
R-1	1,2
R-2	1,1
R-3	2,2
R-4	2,9
<b>promedio</b>	<b>1,9</b>

**Tabla N° 23** Factores de demanda máxima obtenidos.



\*: Datos SANAA 2010

**Figura N°18** Estado de la cobertura actual del SANAA.

### 7.3 Descripción general del abastecimiento actual

En este apartado se describe el estado general del sistema de abastecimiento existente, dejando los detalles en los apartados siguientes, siendo estos pasos fundamental para la definición de las propuestas de mejoras estructurales y operacionales del sistema, descritas en el siguiente capítulo.

En el Distrito Central existe abundancia de recursos hídricos, bien en términos de aguas subterráneas bien en términos de aguas superficiales. Sin embargo, el agua está mal distribuida sobre todo por la falta de embalses con la capacidad necesaria, la escasa recarga de los acuíferos y la limitada capacidad de potabilización (Ortiz P., 2006). Actualmente en Tegucigalpa existen serios problemas de escasez de agua que lleva a permanentes racionamientos de agua en toda la zona urbana, fenómeno que se acentúa en época de verano. La capacidad de los embalses actuales no permite almacenar suficiente agua en el invierno para hacer frente a la sequía del verano, fenómeno esto que provoca un déficit hídrico que se va acentuando cada año más si no se implementan oportunas medidas de mitigación. A propósito del déficit hídrico, los datos difieren según las fuentes y en realidad, al depender este valor de la estimación de la población, resulta difícil hacer una estimación correspondiente lo más exacta posible.

De todos modos, se puede afirmar con seguridad que la presencia de un servicio intermitente provoca fenómenos que acentúan la misma falta de disponibilidad de agua y las deficiencias estructurales de la red ya que los picos de consumo son excesivamente altos y evidencian aún más los problemas actualmente presentes creando de esta manera un “círculo vicioso” del cual es cada vez más difícil salir a expensas de la implementación de medidas drásticas a corto y largo plazo.

Según el estudio de la Princeton University (2004) para mitigar los actuales problemas de abastecimiento se plantean dos soluciones complementarias, una de tipo técnico y una de tipo administrativo:

- El enfoque más sencillo para mitigar el problema del abastecimiento de la ciudad es implementar un programa eficaz, integrado que permita incrementar la cobertura de la red a los usuarios. Paralelamente a esto se tendrá que ajustar la tarifa para cubrir parcialmente el gasto. Hoy en día el plan tarifario existente no es suficiente para concienciar la población hacia un uso racional del recurso.
- Para mejorar el abastecimiento y su autofinanciación el SANAA debería ser descentralizado a la municipalidad, después de que se haya privatizado.

Este enfoque basado en una doble vertiente técnico-administrativa es demasiado sintético, ya que omite otros aspectos que podría contrarrestar los efectos del déficit hídrico. Estos aspectos pueden ser por ejemplo:

- Necesidad de la construcción de otra represa (este aspecto se profundizará en un apartado posterior).
- Implementación de mejoras estructurales de la red, como por ejemplo la sectorización y el incremento de la capacidad de regulación de la red.
- Extensa campaña de fugas para reducir el índice de pérdidas físicas del sistema.

Los técnicos del SANAA coinciden casi totalmente con esta visión, aunque el mayor conocimiento de la realidad local por su parte le permite extender las propuestas de mitigación del déficit incluyendo mejoras en aspectos comerciales y de recaudo, una mayor concienciación de los usuarios, un plan de sustitución de tuberías, la sectorización hidráulica y finalmente en la ampliación de la red en las zonas marginales que actualmente presentan un descontrol notable en su propio desarrollo.

Es opinión generalizada que precisamente las zonas rurales y marginales de la ciudad representan aquella parte del sistema con mayor nivel de incertidumbre ya que se han solido desarrollarse mediante la delega, por parte del SANAA, a Juntas de Agua o Asociaciones de vecinos, quienes con el apoyo del SANAA y la Secretaría de Salud, son las responsables de administrar, operar y mantener los servicios (OPS, 2003). Es solamente un ejemplo de este fenómeno el rápido desarrollo de la populosa colonia Villanueva, al sureste de la ciudad, que se alimenta de la estación elevadora homónima y abastece los vecinos mediante un sistema independiente de tanques y estaciones elevadoras difícilmente controlable de manera eficiente.

Además, como ya mencionado en el apartado relativo al desarrollo urbanístico de la ciudad, otras colonias se encuentran lugares de difícil acceso y a un nivel superior de la cota de servicio del SANAA (1.150 msnm), lo que encarece aún más la gestión operativa de los servicios de aguas (además de los de saneamiento). Cabe destacar que la situación legal de estos asentamientos no está bien definida, algo que complica la extensión del servicio del SANAA a las mismas colonias. Donde no llega el servicio operan varios operadores privados (aguateros) que compran agua al SANAA y la venden a los

usuarios, fenómeno esto que está ahora en disminución ya que el SANAA proporciona el mismo servicio a un precio más bajo de los competidores privados (fuente: dep. Operaciones del SANAA, 2011).

Las pérdidas de agua en las tuberías, por roturas físicas, representan un problema frecuente de la red que al tener un servicio discontinuo provoca numerosos golpes de ariete que conllevan una ocurrencia de roturas muy elevadas. Aunque este aspecto se analizará con detalle en un apartado específico se puede adelantar que las estimaciones de las pérdidas físicas indican un porcentaje de caudal fugado entre 30 y 40 %. Este valor es obviamente dependiente de la presión y al presentarse más horas de suministro, es una paradoja, el valor de porcentaje está destinado a subir considerablemente.

Con respecto a la parte de operativa del servicio datos del propio SANAA del 2006 muestran valores aún más optimistas de los actuales ya que indican un porcentaje de colonias servidas diariamente igual al 76,6%.

Tipo de Servicio	Invierno		Verano	
	No. Colonias	%	No. Colonias	%
Diario	383	76.6	10	2.0
Día de por medio	94	18.8	426	85.2
3 días por semana	17	3.4	26	5.2
2 días por semana	6	1.2	38	7.6
Total	500	100	500	100

Fuente: Operación año 2006, SANAA.

**Tabla Nº 24** Tipo de servicio por época del año

Los datos observados en los últimos 3 años proporcionan datos más pesimistas ya que se ha observado la sistemática y casi total técnica de abastecimiento a las colonias de “día de por medio” en invierno “dos días de por medio” en verano, siendo las horas de servicio comprendidas entre los valores 10 y 15 horas. Se excluyen de esta medida las colonias más periféricas y marginales que tienen un servicio aún más intermitente.

Es importante mencionar que los hogares de medios y altos ingresos no sufren directamente del racionamiento ya que suelen tener instalados en sus domicilios tanques y cisternas de grandes dimensiones, capaces de almacenar agua inclusive para 3 o 4 días.

Bajo este enfoque se deduce que los más afectados de este sistema son los más indigentes y de menos recursos económicos. Se ha estimado que la población más pobre, cuantificada en un 20% del

total, es la porción de ciudadanos que sufre más el problema de la falta de agua, fenómeno que se suma a otros tipos de problemas cuales la delincuencia común, el mal estado de las calles, la falta de transportes urbanos y de una red de saneamiento adecuada. Un reciente estudio del SANAA muestra que los vecinos de los Barrios en Desarrollo pagan un promedio de 160 lempiras (19 Lps. = 1\$) por metro cubico de agua, frente a un valor de 5,20 Lps. por m<sup>3</sup> en promedio pagado por los usuarios directos del SANAA (30 veces más).

A continuación se describen en detalle las características principales del sistema de abastecimiento.

#### 7.4 Fuentes de abastecimiento y capacidad de producción hídrica

El agua que confluye en la ciudad de Tegucigalpa, que representa el 14,4% del territorio del Distrito Central con una superficie de 1.400 Km<sup>2</sup> aproximadamente, proviene principalmente de fuentes superficiales ubicadas en la cuenca alta del río Choluteca y en menor medida de fuentes subterráneas. Teniendo como núcleo la ciudad de Tegucigalpa se observan varias subcuencas que rodean la cuenca principal del río Choluteca y que se muestran en la tabla y en las figuras siguientes.

SUBCUENCAS ABASTECEDORAS	
1	La Montaña de Yerba Buena
2	La Laguna de Pedregal
3	La Montaña de la Tigra
4	La Montaña de Azacualpa
5	La Montaña de Upare
6	La Montaña de Corralitos
7	La Montaña de Uyuca

Fuente: SANAA, 2006

**Tabla Nº 25** Principales subcuencas abastecedoras de Tegucigalpa.

Como anteriormente mencionado, los embalses actualmente disponibles para la ciudad no tienen una capacidad de almacenamiento para hacer frente a las épocas secas. Sin embargo, y como se muestra en la tabla siguiente, en su conjunto, las subcuencas cercanas a Tegucigalpa cubren alrededor de 837 Km<sup>2</sup> (SANAA, 2006) y tienen una capacidad de producción teórica de 225 Mm<sup>3</sup>/año.



CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

Subcuencas	Área (Km <sup>2</sup> )	Producción Mm <sup>3</sup> /año	%
Guacerique	210	84	37,27%
Concepción	140	31,5	13,98%
Sabacuante	80	8,7	3,86%
Tatumbula	64	11,3	5,01%
Río del Hombre	343	89,9	39,88%
<b>Total</b>	<b>837</b>	<b>225,4</b>	<b>100,00%</b>

Fuente: SANAA, 2006

Tabla Nº 26 Oferta hídrica de las principales subcuencas abastecedoras de Tegucigalpa.



Fuente: SANAA, 2006

Figura Nº19 Fuentes de abastecimiento por sectores de servicio.



Fuente: SANAA, 2006

**Figura N°20** Principales subcuencas abastecedoras de Tegucigalpa.

En el Oeste de la ciudad tenemos las dos subcuencas más importantes, la del Río del Hombre y Guacerique, que cubren en conjunto el 77% de la oferta hídrica para la ciudad. En teoría, con la oferta hídrica de estas subcuencas se podría cubrir la demanda de la población por un horizonte temporal de 25 – 30 años (P. Ortiz, 2006). El problema radica precisamente en la escasa capacidad de almacenamiento actual, en los embalses de Concepción y Los Laureles, limitada a un valor total de 48 Mm<sup>3</sup> anuales frente a una oferta hídrica de las subcuencas bastante mayor. El SANAA anualmente capta de las subcuencas abastecedoras, alrededor de 70 Mm<sup>3</sup> que se vierten por un lado a los dos embalses ya mencionados y por otro a los dos sub sistemas presentes, el plantel Miraflores y el plantel del Picacho. La planta potabilizadora del Picacho se alimenta de 24 fuentes superficiales en la montaña de La Tigra mientras, la planta potabilizadora de Miraflores, de dimensiones más reducidas, se alimenta del agua de los ríos Sabacuante y Tatumbia. Completan el sistema de alimentación del sistema alrededor de 10 pozos de agua subterránea que, aparte de los que están ubicados en la Colonia Satélite, en servicio todos los días, operan sobre todo en verano cuando los niveles de los embalses se reducen drásticamente. Siempre a propósito de los pozos hay que evidenciar la situación relativa a los denominados “pozos de la EPA” (al oeste de la ciudad, cerca del Tanque Mogote y del

plantel Laureles) los cuales originariamente estaban pensado para proporcionar un caudal al cual en realidad nunca han llegado, presentando un rendimiento bastante más bajo de las expectativas. Actualmente, la gestión de estos pozos está pasando por asuntos legales entre privados y el SANAA, con resultados de difícil previsión para los autores de este Plan Maestro. Estamos en presencia entonces de un sistema que se alimenta principalmente mediante cuatro plantas potabilizadoras (siendo el aporte de agua subterránea igual al 1%), 3 de las cuales aportan más del 90% del suministro y que son El Picacho, La Concepción y Los Laureles. La cuarta, la Planta Miraflores, aporta el 3% de este. En la siguiente tabla se presentan las capacidades máximas de producción de cada fuente.

Fuente	Producción máxima l/s (l/s)	% (%)
Concepción	1.500	49.4 %
Los Laureles	700	20.6 %
Picacho	1.100	24.7 %
Sabacuante - Miraflores	75	3.1 %
El Chimbo	25	1.0 %
Agua Subterránea y EPAS	150	1.2 %
Total	3.550	100 %

**Tabla Nº 27** Capacidad total de producción del sistema (SANAA).

La escasa capacidad de almacenamiento de los dos embalses principales se puede comprobar con los datos disponibles de los últimos dos años y particularmente del año 2009 dónde la sequia ha sido particularmente fuerte (cf. Tabla siguiente). Podemos constatar que el déficit hídrico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa ha llegado a alcanzar los 1.604 l/s (46.8% de la producción media requerida).

PRODUCCIONES		DOTACIÓN REQUERIDA	DÉFICIT (L/S)
2009	2632,2	3460,6	828,4
2010	1520,8	3460,6	1939,9

**Tabla Nº 28** Déficit hídrico en 2009 y 2010.

Como es de esperar, el déficit hídrico suele crecer en épocas de verano. Un promedio de estas producciones se muestra en la siguiente tabla (fuente SANAA).

PRODUCCIÓN ÉPOCA CRÍTICA		
	Producción máxima l/s	%
Fuente	(l/s)	(%)
Concepción	1.450	49.4 %
Los Laureles	350	20.6 %
Picacho	344	24.7 %
Sabacuante - Miraflores	37	3.1 %
El Chimbo	15	1.0 %
Agua Subterránea y EPAS	53	1.2 %
<b>Total</b>	<b>2.249</b>	<b>100,00%</b>

**Tabla Nº 29** Capacidad de producción del sistema en etapas críticas (SANAA).

Las 4 plantas de tratamiento de potabilización utilizan clásicos métodos de purificación como la filtración, alcalinización o desinfección, floculación, decantación, cloración, empleando varias sustancias químicas tales como la cal hidratada, sulfato de aluminio, cloro, gas y flúor.

A continuación se describen brevemente las características principales de cada planta de tratamiento.

#### 7.4.1 Embalse “Los Laureles”

Se encuentra en la cuenca del río Guacerique, al suroeste de la ciudad. La cuenca tiene una extensión aproximada de 210 Km<sup>2</sup>, mientras el mismo embalse se extiende por 1 Km<sup>2</sup>. “Los Laureles” fue construido en los años ’70 (1976 – 1978) con un financiamiento de 25.000.000 de Lps. por parte del Banco Interamericano de Desarrollo (BID). Tiene una capacidad máxima de almacenamiento de 12 millones de metros cúbicos y cubre el servicio de agua para el 30% de la población, dentro del cual se incluye el centro de Comayagüela, una de las áreas más populosas de la ciudad. Este embalse es el más vulnerable hoy en día, siendo sujeto a fenómenos de urbanización incontrolada en sus alrededores, fenómenos de contaminación y de sedimentación en su fondo, algo que limita aún más la capacidad de almacenamiento misma.

Según mismas fuentes del SANAA en enero del 2005, el agua cruda del embalse Los Laureles presentó altos niveles de turbiedad (32) y color (109,78) que excedieron notablemente los valores máximos permitidos por la norma vigente en el país.

#### **7.4.2 Sub sistema “La Concepción”**

El embalse “La Concepción” fue construido entre el 1989 y el 1992, financiado por los gobiernos de Italia, Francia y en parte con financiamiento local (por un total de 110 millones de US\$). Se encuentra en el sur de la ciudad, en la subcuenca del Río Grande, y alimenta aproximadamente la mitad de la población de Tegucigalpa. Su protección ambiental es vital considerando la expansión urbanística futura en el sur de la ciudad.

La principal amenaza a la que se enfrenta este sub sistema es la deforestación de la cuenca alta producto de la extracción de leña por consumo, venta y producción de carbón, propiciando un incremento en la erosión y reducción del volumen efectivo de almacenamiento (P. Ortiz, 2006).

#### **7.4.3 Sub sistema “San Juancito – La Tigra – Picacho”**

Este sistema fue el primero a ser construido cuando, en el 1946, la ciudad de Tegucigalpa estaba limitada solamente a la actual parte Norte de la misma. Se alimenta de 24 fuentes superficiales, ríos y quebradas, mediante presas de desviación que componen una cuenca de 73 Km<sup>2</sup> en el sector de San Juancito, La Tigra y Picacho. Cuenta con tanques de almacenamiento y cuatro líneas de conducción que convergen en la planta de tratamiento homónima. Las cuatro líneas de conducción principales se denominan:

- San Juancito - Picacho
- Jutiapa – Picacho
- Jucuaras – Picacho
- Carrizal – Chimbo – Picacho

Su influencia cubre las necesidades hídricas del 20% de la población. Como en los casos anteriores sus principales amenazas son la presión urbana procedente de la ciudad, la agricultura y los incendios forestales en la época de verano.

#### 7.4.4 Sub sistema “Sabacuante - Tatumbla”

Este sistema alimenta la planta Miraflores, ubicada en el centro de la ciudad, y se alimenta mediante presas de desviación de los ríos Sabacuante y Tatumbla, al suroeste de la capital. La subcuenca relacionada sufre amenaza de deforestación e incendios forestales.

#### 7.5 Red de alta del sistema

Desde las plantas potabilizadoras el agua se suministra a tuberías de conducción que, salvo raras excepciones, transportan el agua a depósitos de almacenamiento o estaciones elevadoras, siendo estas últimas imprescindibles para alimentar los mismos centros de tanques de distribución presentes, y responsables de alimentar por gravedad las respectivas colonias conectadas a la red.

##### 7.5.1 Centros de almacenamiento y estaciones elevadoras

La peculiar y accidentada topografía del territorio de la ciudad ha llevado a tener un sistema de abastecimiento excesivamente fragmentado, que junto a la falta de una correcta planificación, dificulta enormemente el trabajo del departamento de Operaciones del SANAA.

A continuación se muestra el elenco de los tanques y cisternas presentes en la red.

No. Centro	No. Tanque	CENTRO	FORMA	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )
1	1	Tanque residencial Suyapita	rectangular	292
2	2	Tanque Yaguacire	circular	141
3	3	Tanque Palma Real	rectangular	199
4	4	Tanque La Cañada	circular	187
5	5	Tanque La Fuente	circular	554
6	6	Centro Calpules	circular	290
6	7	Centro Calpules	circular	147
7	8	Centro Suyapita	circular	1.853
8	9	Tanque Las Cascadas	circular	339
9	10	Centro Las Hadas	circular	357
9	11	Centro Las Hadas	rectangular	43
10	12	Centro San Francisco	rectangular	715
10	13	Centro San Francisco	rectangular	31

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

11	14	Centro Nueva Suyapa # 2	circular	206
11	15	Centro Nueva Suyapa # 3	rectangular	19
12	16	Centro Nueva Suyapa # 1	circular	139
12	17	Centro Nueva Suyapa # 2	rectangular	22
13	18	Tanque San José del Loarque	circular	32
14	19	Tanque Residencial Concepción	rectangular	SD
15	20	Tanque El Molinon	rectangular	349
16	21	Tanque 14 de Marzo	rectangular	2.626
17	22	Tanque San Juan	rectangular	1.060
18	23	Centro Hato II	circular	938
18	24	Centro Hato II	circular	73
18	25	Centro Hato II	cuadrado	54
19	26	Planta Concepción	circular	3.558
19	27	Planta Concepción	circular	4.999
20	28	Centro Universidad Norte	circular	218
20	29	Centro Universidad Norte	rectangular	32
20	30	Centro Universidad Norte	rectangular	692
21	31	Tanque 19 de Septiembre # 2	circular	20
22	32	Tanque Francisco Morazán	circular	421
23	33	Tanque 19 de Septiembre # 1	circular	43
24	34	Centro La Leona	Irregular	1.087
24	35	Centro La Leona	Irregular	1.240
24	36	Centro La Leona	rectangular	1.889
25	37	Tanque Residencial Centro América Este	circular	1.125
26	38	Centro Monterrey Los Llanos	circular	340
26	39	Centro Monterrey Los Llanos	circular	37
27	40	Tanque Nueva Orocuina	circular	152
28	41	Centro Lomas	rectangular	840
28	42	Centro Lomas	rectangular	860
29	43	Centro Loarque	circular	106
29	44	Centro Loarque	rectangular	3.146
30	45	Centro Las Uvas	rectangular	84
30	46	Centro Las Uvas	rectangular	546
31	47	Centro Los Robles	circular	650
31	48	Centro Los Robles	rectangular	382
32	49	Centro Roble Oeste Parte Alta	circular	30
32	50	Centro Roble Oeste Parte Alta	rectangular	0
33	51	Tanque Las Mesitas	rectangular	596
34	52	Centro Estiquirín	rectangular	6.013
34	53	Centro Estiquirín	circular	3.653
34	54	Centro Estiquirín	circular	3.771

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

35	55	Centro Lomas de Toncontín	circular	191
35	56	Centro Lomas de Toncontín	circular	273
35	57	Centro Lomas de Toncontín	rectangular	133
35	58	Centro Lomas de Toncontín	rectangular	382
35	59	Centro Lomas de Toncontín	rectangular	95
36	60	Lomas Segunda Etapa	Octagonal	643
37	61	Tanque La Sosa	circular	2.511
38	62	Centro El Hatillo	rectangular	779
38	63	Centro El Hatillo	rectangular	45
39	64	Planta de Tratamiento Miraflores	rectangular	1.061
39	65	Planta de Tratamiento Miraflores	rectangular	686
39	66	Planta de Tratamiento Miraflores	rectangular	735
40	67	Centro Kennedy 3	rectangular	123
40	68	Centro Kennedy 3	circular	4.978
40	69	Centro Kennedy 3	circular	781
40	70	Centro Kennedy 3	circular	57
40	71	Centro Kennedy 3	rectangular	108
41	72	Tanque El Dorado	circular	634
42	73	Tanque Venecia	rectangular	254
43	74	Centro La Travesía	rectangular	1.059
44	75	Centro Mogote	circular	726
44	76	Centro Mogote	circular	800
45	77	Olimpo 1	rectangular	42
45	78	Olimpo 1	circular	1.573
46	79	Tanque Cerro Grande	circular	1.805
47	80	Planta de Tratamiento Laureles	rectangular	7.272
48	81	Planta Picacho	rectangular	2.341
48	82	Planta Picacho	rectangular	2.400
48	83	Planta Picacho	Irregular	2.557
48	84	Planta Picacho	Irregular	2.552
48	85	Planta Picacho	rectangular	619
49	86	Olimpo 2	circular	1.187
49	87	Olimpo 2	circular	1.187
49	88	Olimpo 2	circular	862
49	89	Olimpo 2	circular	984
50	90	Centro Centroamérica Oeste		1.249
50	91	Centro Centroamérica Oeste		40
51	92	Centro Los Filtros	circular	3.543
51	93	Centro Los Filtros	rectangular	294
51	94	Centro Los Filtros	rectangular	42
52	95	Centro Linderos	circular	704



## CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

---

52	96	Centro Linderos	rectangular	578
52	97	Centro Linderos	circular	378
53	98	Tanque El Rincón	circular	67
54	99	Tanque El Trapiche	rectangular	195
55	100	Tanque El Porvenir	rectangular	56
56	101	Centro Villas del Real	rectangular	454
56	102	Centro Villas del Real	circular	64
57	103	Centro Canal 11	rectangular	1.715
57	104	Centro Canal 11	rectangular	921
58	105	Centro Juan A. Laínez	rectangular	641
58	106	Centro Juan A. Laínez	rectangular	1.151
59	107	Centro Altos de Loarque	circular	24
59	108	Centro Altos de Loarque	circular	37
60	109	Tanque Guillen	circular	245
VOLUMEN TOTAL ALMACENAMIENTO				102.029

**Tabla Nº 30** Tanques de almacenamiento.

Para alimentar las porciones de red más altas y solventar de esta manera las bruscas variaciones de cota existentes el sistema tiene un número considerable de estaciones elevadoras que proporcionan al servicio la presión necesaria. Cada estación elevadora contiene en casi todos los casos una cisterna antes del bombeo para asegurarse de que la bomba no opere en seco (el operador enciende la bomba solamente cuando la cisterna esté llena).

No.	ESTACIÓN ELEVADORA	FORMA	VOLUMEN CISTERNA (m <sup>3</sup> )
1	Residencial Las Uvas	rectangular	108
2	Estiquirín	rectangular	43
3	San Francisco	rectangular	ND
4	La Fuente	rectangular	138
5	Universidad Norte	rectangular	69
6	Altos del Loarque	rectangular	25
7	Suyapita	rectangular	209
8	El Trapiche	NTD	ND
9	Linderos	NTD	ND
10	Loma Linda	rectangular	24
11	Canteras	rectangular	204
12	Cerro Grande #2	rectangular	38
13	Centroamérica #1	rectangular	38
14	El Hato	rectangular	112
16	Venecia	rectangular	82
17	El Carrizal	rectangular	497
18	Los Robles	rectangular	53
19	Centroamérica #2	rectangular	138
20	Francisco Morazán	rectangular	100
21	19 de Septiembre	rectangular	31
22	Mogote	rectangular	164
23	La Soledad	NTD	ND
24	Juan A. Laínez	rectangular	29
25	Villa Nueva	rectangular	148

**Tabla Nº 31** Estaciones elevadoras de la red.

### 7.5.2 Operatividad de la línea de alta

La línea de alta del sistema de Tegucigalpa, que desde los puntos de producción alimentan los tanques y las estaciones elevadoras, se ha modelado y detallado mediante un software GIS (en concreto el software corporativo de la empresa WASSER, GGS®).

En este apartado se evidenciarán las características más destacadas de la línea de alta con particular hincapié en los detalles útiles para los objetivos de este Plan Maestro. El procedimiento operativo de la red está a cargo del Departamento de Operaciones del SANAA. Los puntos de inyección a la red son, como hemos visto antes, las cuatros plantas potabilizadoras:

- Concepción

- Laureles
- Picacho
- Miraflores

A las plantas hay que añadir el papel, como hemos visto bastante marginal, que ejercen los pozos de extracción de agua subterránea presentes en la red, que a parte el caso de los pozos EPA conectados al tanque el Mogote, inyectan el agua directamente a la red de distribución. Estos pozos son:

- Pozos EPA
- Travesía
- Almendros
- 21 de octubre
- Satélite

#### 7.5.2.1 Planta Concepción

La planta dispone de 2 tanques de almacenamiento situados en salida de la planta, estos tanques están interconectados tanto en entrada como en salida, así que hidráulicamente funcionan como uno solo de dimensiones equivalentes a la suma de los dos. El tanque de referencia para quien opera la red es el tanque más grande, y está establecido que su nivel mínimo es de 3.5 m. Cuando el nivel del tanque alcanza este nivel mínimo todos los tanques presentes en la línea de alta y conectados a la planta cierran su entrada para permitir que el tanque recupere un nivel más alto. La tubería de salida del tanque, de 40 pulgadas y permanece abierta normalmente 24 horas al día.

#### 7.5.2.2 Planta Los Laureles

La planta Los Laureles, solo dispone de un tanque que se usa para distribuir el agua a otros tanques de distribución. Si en Concepción el nivel crítico se considera en metros, en Laureles se maneja en términos de porcentaje de su capacidad máxima de almacenamiento (100%).

Si el porcentaje de volumen alcanza el valor de 40% de su capacidad máxima se hace necesaria una recuperación del mismo. Las horas pico en las que el tanque sufre el mayor estrés hídrico son por la

mañana cuando están operativos los servicios para los Filtros que tienen una demanda relativamente alta.

En la actualidad del SANAA dispone de varios métodos para poder recuperar el nivel operativo del tanque de Los Laureles, al igual que los tanques de Concepción, el primer método es cerrar las entradas de los tanques de distribución que depende del tanque, pero también se puede usar una conexión directa con el mismo tanque de La Concepción (cuya válvula está en tiempos normales de operación) para que el tanque de Concepción inyecte agua al tanque de Laureles y éste mismo entonces se recupere hasta un nivel aproximado del 80%. Como en el caso de Concepción la tubería de salida del tanque de Laureles está constantemente abierta para inyectar el agua a la red de alta.

#### 7.5.2.3 EPAS y Tanque Mogote

Adicionalmente a las fuentes principales de Laureles, el sistema dispone de otra fuente de alimentación los pozos de las EPAS. La alimentación del plantel Laureles, se debería hacer a través del tanque del Mogote (existe una conexión en doble sentido con Laureles). Estos pozos ahora no están en funcionamiento por razones desconocidas para el autor de esta tesis.

#### 7.5.2.4 Llenadero los Laureles

En el plantel de Laureles está en función un servicio de llenaderos de cisternas que alimentan aquellas colonias no conectadas a la red de distribución o para emergencias. El tubo de alimentación para los llenaderos se ubica en una derivación de la línea de salida para los Robles, a unos metros del tanque. Los otros servicios de llenaderos están en el centro de los Filtros y en el centro Lomas de Toncontín.

#### 7.5.2.5 Plantel Picacho

La Planta Picacho consta de 4 tanques, todos conectados a un “*manifold*” que tiene la función de inyectar el agua a diferentes siguientes líneas:

- Línea 16: esta línea opera con su válvula de regulación a la salida totalmente abierta
- Línea 22: igual que en el caso anterior, solamente que está sujeta servicio turnado
- Línea de alta para el tanque Guillen: tanque que alimenta la colonia Reparto, igual que en el caso de la línea 22

- Línea 7: para el barrio Viera, válvula totalmente abierta cuando está operando
- Línea 23: para el tanque Porvenir, válvula totalmente abierta cuando está operando
- Línea 12: para la colonia el Bosque, válvula totalmente abierta cuando está operando
- Línea La Leona: para la zona de La Leona, la válvula de regulación se regula a 15-18 vueltas cuando está operando
- Línea de Barrios en Desarrollo (Picachito, Japón, la Cueva, Mirador etc.): válvula totalmente abierta cuando está operando
- Línea para Olimpo II: cuando hay excedencia de agua en Picacho se alimenta el tanque Olimpo II según necesidades, válvula totalmente abierta cuando está operando

De todas estas líneas solo la línea 16 opera las 24 horas (24 horas al día todos los días), las otras están sujetas a rotaciones en función de las planificaciones de servicios y las necesidades de operativas del Departamento de Operaciones.

#### 7.5.2.6 Plantel Miraflores

Esta planta dispone de tres tanques de almacenamiento. Las entradas a los tres tanques proceden de la misma planta, pero estos también pueden ser alimentados a partir de la línea de alta procedente de Concepción. Las tres entradas de provenientes de Concepción, disponen todas de una válvula de llenado (una de las cuales está en mala condición) y se utilizan solamente en casos de emergencia o en verano.

A diferencia de las otras plantas, las cuales sus tanques alimentan otros tanques, en este caso las salidas de los tanques se inyectan directamente a la línea de distribución (y no a las líneas primarias). Las colonias abastecidas son: Miraflores Norte y Sur, La Joya, Altos de la Joya, Los Llanos parte baja.

#### 7.5.3 Características de la línea de alta

Según la fuente de alimentación se pueden clasificar las tuberías que componen la línea de alta en la siguiente manera:

- Línea de Concepción
- Línea de Laureles

- Línea de Picacho
- Línea de bombeo
- Línea Sabacuante – Tatumbra

#### 7.5.3.1 Inventario de elementos de la línea de alta

El total de elementos actualmente existentes en la línea de alta se caracteriza en las siguientes tablas, clasificado por tipología. Hay que recordar que están incluidos también los elementos instalados en las plantas, centros o estaciones elevadoras, que suelen tener una mayor concentración de elementos de control y regulación, mientras se aprecia en general una cierta escasez de elementos en las líneas de tuberías.

<b>No.</b>	<b>Elementos</b>	<b>Cantidad</b>
1	Macromedidores	136
2	Cloradores	2
3	Filtros	31
4	Hidrantes	1
5	Tomas de Presión	335
6	Bombas	198
7	Calderines	10
8	Válvulas de Limpieza	423
9	Válvulas de Aire	269
10	Válvulas de Llenado de Tanque	82
11	Válvulas Antiretorno	232
12	Válvulas Especiales	4
13	Válvulas Reguladoras de Presión	25
14	Válvulas de Control	1341
	<b>TOTALES</b>	<b>3089</b>

**Tabla Nº 32** Inventario general de los elementos en la línea de alta.

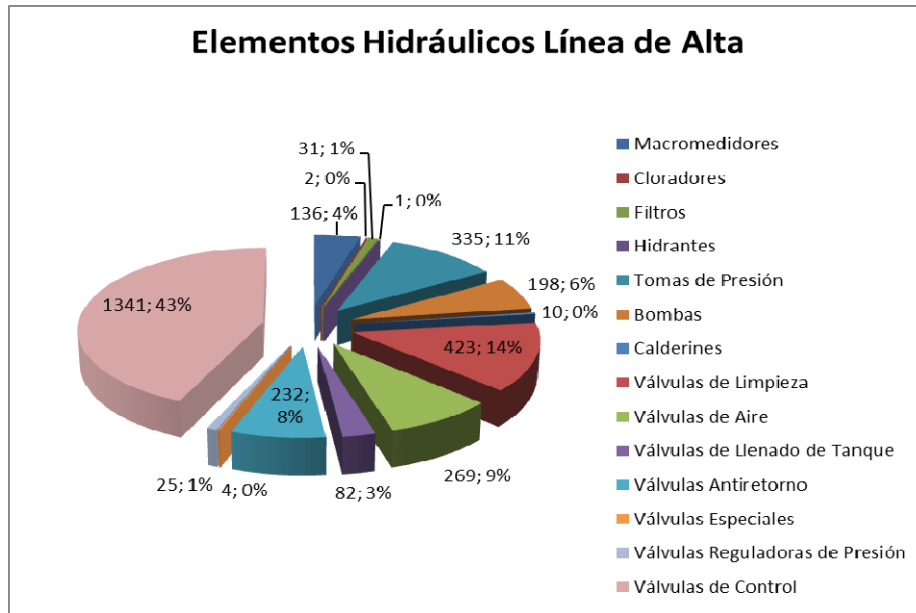
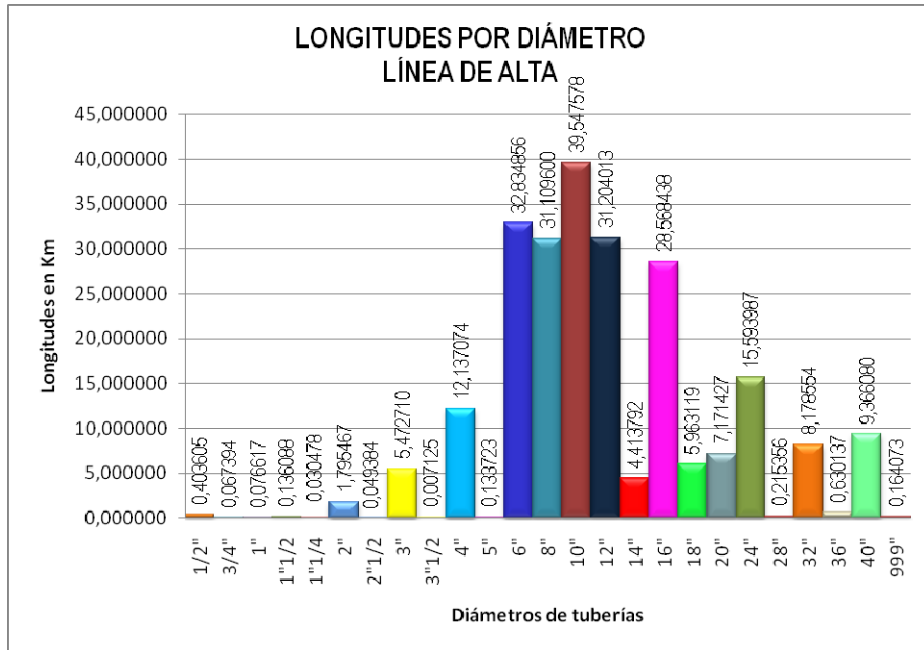


Figura N°21 Gráfico del inventario de elementos en la línea del alta.

DIÁMETRO	LONGITUD DE TUBERÍA POR MATERIAL (Km)						PORCENTAJES POR DIÁMETRO	
	ACERO	FIBRO-CEMENTO	FUNDICIÓN DÚCTIL	HIERRO GALVANIZADO	PVC	SIN DETERMINAR		
1/2"	0,018958			0,034445	0,350202		0,403605	0,1715%
3/4"				0,063705	0,003689		0,067394	0,0286%
1"				0,058547	0,01807		0,076617	0,0326%
1"1/2"				0,083252	0,052836		0,136088	0,0578%
1"1/4"				0,026213	0,003842	0,000423	0,030478	0,0130%
2"	0,003579		0,144112	0,742557	0,904822	0,000397	1,795467	0,7631%
2"1/2"				0,049384			0,049384	0,0210%
3"				2,240389	3,232321		5,472710	2,3261%
3"1/2"			0,007125				0,007125	0,0030%
4"	0,068437		2,090069	0,744481	9,233302	0,000785	12,137074	5,1588%
5"	0,049324		0,075628	0,002324	0,006447		0,133723	0,0568%
6"	0,163678		9,734025	1,659344	21,277809		32,834856	13,9562%
8"	0,163178	0,012985	20,014971	0,110187	10,808279		31,109600	13,2229%
10"	0,033888	0,279126	34,750544	0,045246	4,438774		39,547578	16,8094%
12"	0,284672		29,850149	0,057465	1,011727		31,204013	13,2630%
14"	0,251889	0,05427	4,066976		0,040657		4,413792	1,8760%
16"	0,029304		28,539134				28,568438	12,1428%
18"		0,012314	5,950805				5,963119	2,5346%
20"			7,171427				7,171427	3,0482%
24"	0,005741		15,588246				15,593987	6,6281%
28"	0,039841		0,175515				0,215356	0,0915%
32"			8,178554				8,178554	3,4762%
36"			0,630137				0,630137	0,2678%
40"			9,36608				9,366080	3,9810%
999"	0,068536		0,018891			0,076646	0,164073	0,0697%
<b>TOTALES</b>	<b>1,181025</b>	<b>0,358695</b>	<b>176,352388</b>	<b>5,917539</b>	<b>51,382777</b>	<b>0,078251</b>	<b>235,270675</b>	<b>100,00%</b>

**Tabla N° 33** Inventario de tuberías de la línea de alta.



**Figura N°22** Gráfico del inventario de conducciones en la línea del alta.

La red de tuberías con sus elementos se ha delineado tras las actividades de campo en el software GGS®. El trabajo de campo se ha llevado a cabo con 6 cuadrillas compuestas por un jefe y un auxiliar y con el apoyo de un supervisor y un coordinador que han constituido el enlace con el trabajo de oficina. La metodología de trabajo junto a los equipos utilizados se describe en el anexo n° 1.



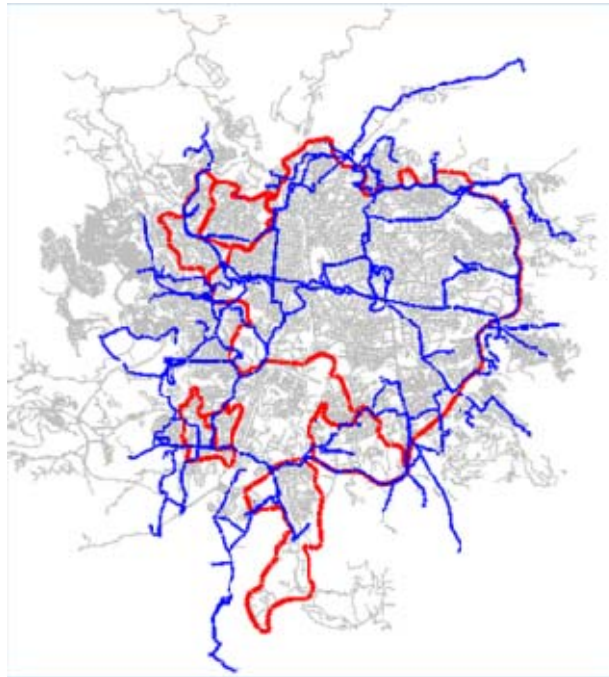


Figura N°23 Línea de alta del sistema en GGS®.

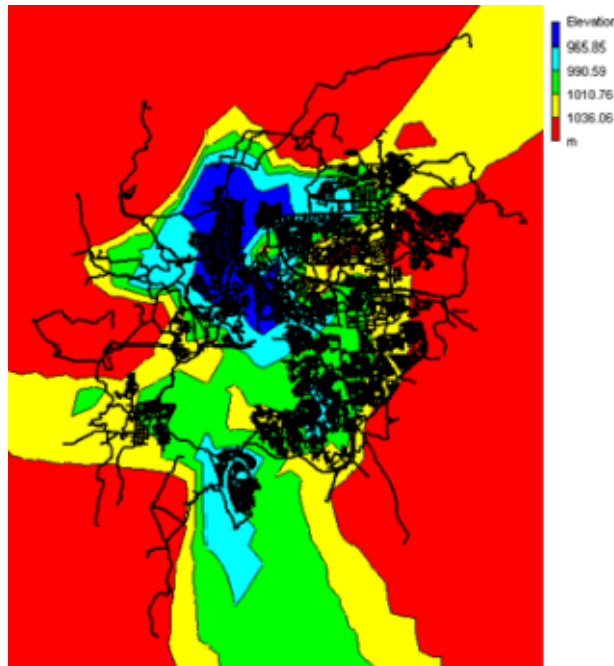
## 7.6 Red de distribución del sistema

### 7.6.1 Descripción general de la red de distribución

La accidentada topografía de la ciudad hace que las operaciones diarias sobre el sistema sean numerosas, al ser las cotas de los sistemas de Concepción y Laureles inferiores a las del sistema Picacho. Este aspecto conlleva la utilización de estaciones elevadoras en muchos lugares, sobre todo en épocas de escasa producción en Picacho, complicando de esta manera aún más las operaciones, elevando los costos, haciendo el sistema más vulnerable a los fallos del sistema eléctrico y de los equipos electromecánicos. A este aspecto se añaden también:

- Una deficiente configuración de las redes de distribución que lleva a no respetar zonas de presión y adecuadas sectorizaciones donde estas últimas ya se han implementado.
- La obsolescencia de muchas instalaciones.
- El derroche de agua en acciones de operación y mantenimiento.

- El tiempo de respuesta, que suele ser elevado como veremos más adelante, para la reparación de las fugas visibles.
- La falta de medición y falta de cultura para el uso racional del agua por los usuarios.



**Figura Nº24** Isolíneas de cotas en la zona de estudio.

El sistema tiene un inventario complejo en su variedad y en cantidad de cada elemento. No obstante el sistema considerado en el proyecto abarque únicamente 1500 Km del sistema de Tegucigalpa (se estima que el total esté por encima de los 2000 Km., siendo esto un dato de difícil verificación) estamos en presencia de una cantidad de elementos elevada aunque en el cálculo general están incluidos los centros de potabilización y almacenamiento que suelen tener una cantidad notable de accesorios hidráulicos necesarios para la regulación y la operación de la red.

El sistema está sectorizado naturalmente en 6 zonas de presión principales para atender alrededor de 500 – 550 barrios y colonias en la zona de cobertura del sistema, que es aproximadamente un 91,4% (considerando la cobertura de los camiones cisternas). Si por un lado, el porcentaje de cobertura es bastante alto, lo mismo no se puede afirmar por la continuidad de servicio que es sumamente baja, menor del 25% (SANAA, 2006).



Sistema Actual de Abastecimiento de Agua

Fuente: SANAA

Figura N°25 Sistema actual de abastecimiento de agua.

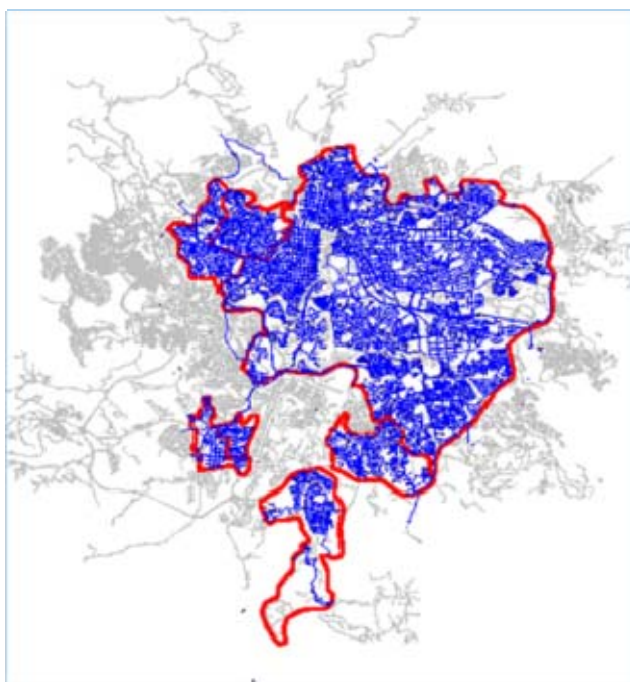
### 7.6.2 Inventario del sistema de agua potable de Tegucigalpa

En este apartado se describe la metodología realizada para obtener el inventario de elementos presentes en el sistema de agua potable de Tegucigalpa. Esta actividad ha incluido también la línea de alta descrita anteriormente y que tiene una longitud de alrededor 180 Km.

Esta campaña de inventario, denominada Catastro de redes del acueducto, consta de una parte de trabajo realizada en campo y otra en oficina, mediante la delineación digitalizada de todos los elementos en el software corporativo de la empresa GRUPO WASSER S.A., el Gestired Global Solution®, que ha pasado a convertirse en el GIS corporativo de la empresa SANAA, tras el arranque del Proyecto en cuestión.

Mediante el empleo de 5 brigadas durante 12 meses, y empleando como apoyo modernos equipos de detección de tuberías y tapas de registro, se ha realizado un inventario geo-referenciado y técnico de todos los elementos que constituyen el sistema de abastecimiento, recogiendo la información en fichas de campo, para posteriormente levantar la cartografía que refleja la interconexión hidráulica entre ellos, conformando de esta forma los planos de la red de abastecimiento.

Posteriormente toda la información obtenida en esta campaña se introduce en bases de datos informatizadas en la aplicación GIS.



**Figura N°26** Zona completa de actuación del proyecto, GGS®.

No.	Elementos	Cantidad
1	Macromedidores	26
2	Filtros	29
3	Hidrantes	606
4	Tomas de presión	57
5	Bombas	4
6	Válvulas de Limpieza	75
7	Válvulas de Aire	88
8	Válvulas de Llenado de Tanque	3
9	Válvulas Antiretorno	14
10	Válvulas Especiales	6
11	Válvulas Reguladoras de Presión	62
12	Válvulas de Control	5647
	<b>TOTALES</b>	<b>6617</b>

Tabla Nº 34 Inventario general de los elementos en la línea de distribución.

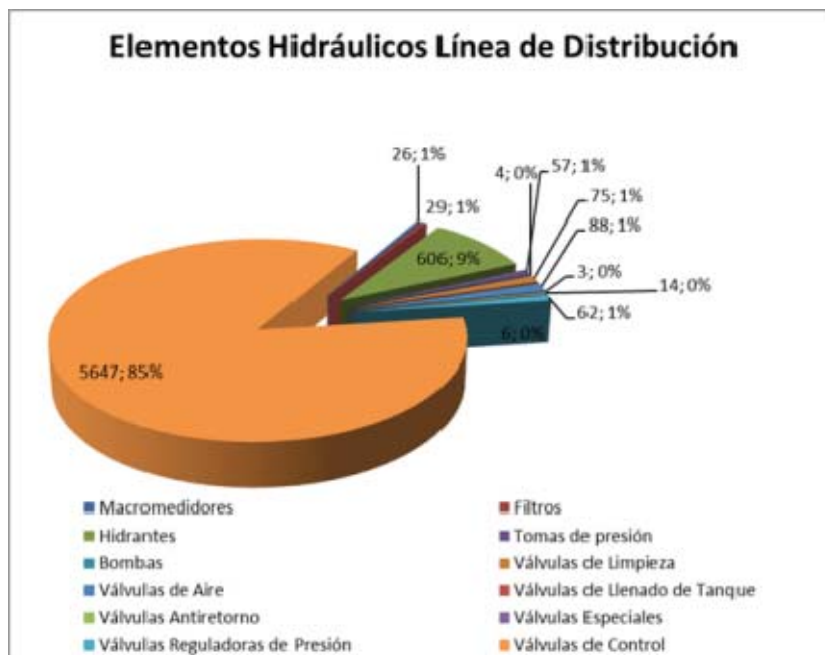
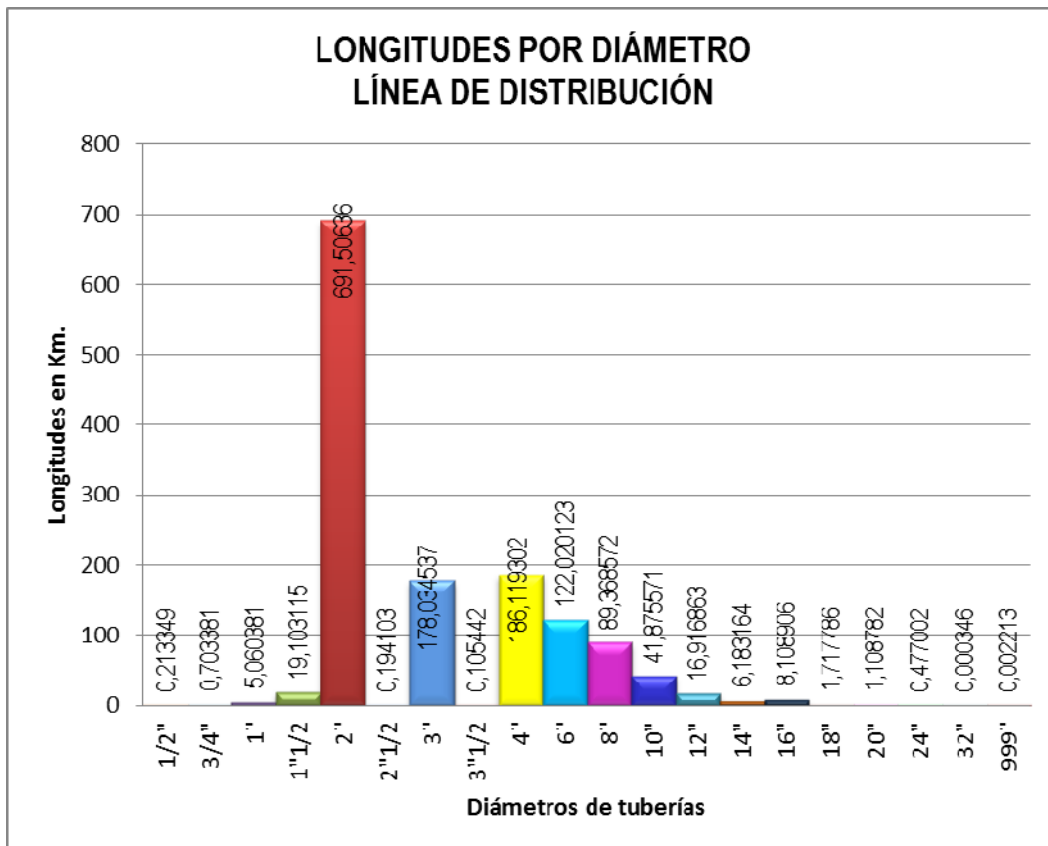


Figura Nº27 Gráfico del inventario de elementos en la línea de distribución.

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

DIÁMETRO	LONGITUD DE TUBERÍA POR MATERIAL (Km)							PORCENTAJES POR DIÁMETRO
	ACERO	FIBRO- CEMENTO	FUNDICIÓN DÚCTIL	HIERRO GALVANIZADO	PVC	SIN DETERMINAR	TOTALES	
1/2"	0,015024				0,198325		0,213349	0,0156%
3/4"				0,382232	0,321149		0,703381	0,0514%
1"				2,447051	2,61333		5,060381	0,3697%
1"1/2"				4,249352	14,853763		19,103115	1,3956%
2"		7,527566	0,741018	90,01117	592,824671	0,401935	691,50636	50,5185%
2"1/2"				0,006371	0,187732		0,194103	0,0142%
3"		3,741403	0,453645	28,600545	145,238944		178,034537	13,0064%
3"1/2"			0,105442				0,105442	0,0077%
4"	0,004062	3,166573	12,733201	75,042857	95,158773	0,013836	186,119302	13,5971%
6"		2,820159	39,714216	9,217142	70,268606		122,020123	8,9143%
8"	0,00211	3,170228	67,378146	1,401116	17,416972		89,368572	6,5289%
10"		1,361886	38,750831	1,215724	0,54713		41,875571	3,0592%
12"			16,374781		0,542082		16,916863	1,2359%
14"		0,536406	5,646758				6,183164	0,4517%
16"			8,108906				8,108906	0,5924%
18"			1,717786				1,717786	0,1255%
20"			1,108782				1,108782	0,0810%
24"			0,477002				0,477002	0,0348%
32"			0,000346				0,000346	0,0000%
999"		0,002213					0,002213	0,0002%
<b>TOTALES</b>	<b>0,021196</b>	<b>22,326434</b>	<b>193,31086</b>	<b>212,57356</b>	<b>940,171477</b>	<b>0,415771</b>	<b>1368,819298</b>	<b>100,00%</b>

**Tabla Nº 35** Inventario de tuberías de la línea de distribución.



**Figura N°28** Gráfico del inventario de conducciones en la línea de distribución.

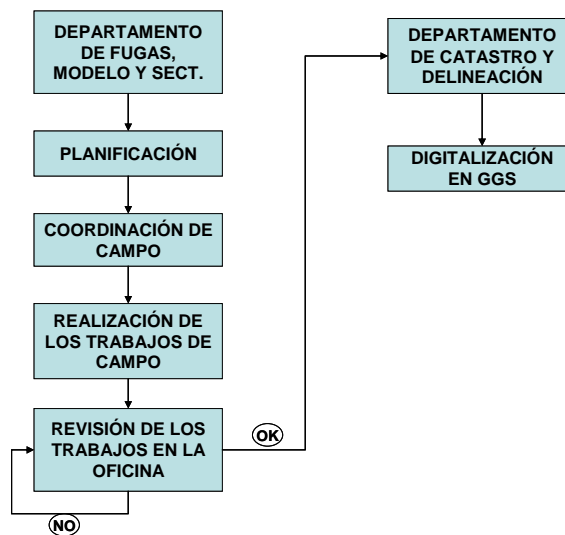
#### 7.6.2.1 Campaña para el levantamiento de centros de tanques y estaciones elevadoras

Dentro del inventario y caracterización de elementos del sistema de abastecimiento cabe también el levantamiento de todos los centros de distribución y estaciones elevadoras que se realizó como actividad aparte considerando su considerable complejidad. Tal y como las labores realizadas para el levantamiento del catastro de redes, se organizaron las tareas de oficina y campo de manera sincronizada, dibujando los elementos en el GIS usando como soporte todas las fichas correspondientes redactadas en terreno. Las actividades desarrolladas para alcanzar dicho objetivo se pueden resumir en los puntos siguientes:

- Caracterización física e hidráulica de todos los elementos y accesorios existentes en cada centro de tanques, planta potabilizadora o estación elevadora: tanques, bombas, válvulas, macro medidores, tomas de presión, corladores etc. Por cada elemento se ha rellenado una

ficha previamente elaborada con todas las características necesarias para su correcta caracterización en el modelo (línea de alta en este caso). A cada elemento se le ha asignado un código identificativo según la misma metodología utilizada en el departamento de delineación.

- Realización de un croquis de campo, donde todos los elementos y accesorios han sido ubicados y acotados entre sí. Posteriormente el croquis ha sido entregado, junto a todas las fichas de los elementos correctamente codificados, al departamento de Delineación para su digitalización en el GIS.
- Recopilación de las informaciones relativas a todas las operaciones realizadas en el mismo centro por parte del operario del SANAA. Estas informaciones han sido de suma importancia para la creación de las leyes de control en el modelo matemático a realizar.



**Figura N°29** Esquema simplificado para el levantamiento de tanques y estaciones elevadoras.

#### 7.6.2.2 Levantamiento de puntos GPS

En todas las visitas realizadas para el levantamiento catastral de los puntos de producción, almacenamiento e impulsión se han realizado levantamiento GPS en coordenadas UTM, con el objetivo de disponer de una mayor precisión en la ubicación de los centros en el GIS.



A continuación se muestra un ejemplo de toma de datos UTM para la estación elevadora Alto de Loarque.

Versión 2:CSV			
Datum:	WGS-84		
Name	Easting	Northing	Altitude (Feet)
EEAL1	476585.749	1552066.06	3401.113595
EEAL2	476579.183	1552070.65	3409.786675
EEAL3	476584.642	1552081.65	3395.5948
EEAL4	476595.757	1552073.94	3402.690737

**Tabla N° 36** Datos GPS de la Estación Elevadora Alto de Loarque.

## 7.7 Pérdidas físicas y estado de las conducciones

### 7.7.1 Antecedentes

No obstante el bajo nivel de macro y micro medición en el sistema, y por lo tanto sea complicado realizar balances hidráulicos fieles a la realidad, se cree que el nivel de pérdidas físicas en el sistema sea alrededor del 30% del total de agua inyectado en la red (SANAA, 2010). Naturalmente, siempre que este dato sea correcto, al controlar las fugas en la red se podría reducir el déficit hídrico de manera consistente que se presenta hoy en día en el sistema.

A pesar de los datos cualitativos hasta ahora disponibles, existe poca información con fundamento técnico y a larga escala sobre la difusión de las fugas en la red, a expensas de algunos estudios específicos como el del JICA – PCI del 2001 y de los trabajos realizados por el Departamento de Optimización Operativa del SANAA, antes conocido como PRO.CO.PE (Programa de Control de Perdidas). Este Departamento ha desarrollado a lo largo de los últimos años una metodología específica mirada en la fase inicial hacía la estimación de un índice de pérdidas en un dado sector, y en un segundo momento, al observarse un índice con un valor anómalo (en  $m^3/Km*h$ ), en la detección sonora de las fugas físicas mediante varilla acústica.

Este tipo de trabajo, aunque suportado por una buena base teórica, es muy dependiente de la correcta estimación de la demanda teórica que, comparada con la medición en la entrada, proporciona el índice de pérdida anteriormente definido. Además, su aplicación queda restringida solamente a aquellos sectores naturalmente aislados (con una sola entrada) y requiere, para que

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

proporcione valores de consumo representativo, de un servicio de agua continuo de por lo menos 12 horas. En el año 2010, por ejemplo, al radicalizarse las medidas de racionamiento el consumo ha tenido picos muy elevados sobre todo en las horas tempranas de servicio dificultando la aplicación de otras técnicas como por ejemplo la medición del caudal mínimo nocturno.

Dentro de este marco, la red de distribución es sujeta entonces a repetidos fenómenos de golpes de ariete que provocan un elevado número de roturas físicas en la red, sobre todo en las juntas y en las conexiones domiciliarias, que representan los puntos más sensibles de un sistema de abastecimiento. Con este tipo de sistema el Departamento de Mantenimiento del SANAA se enfrenta a una cantidad elevada de quejas y reclamos por tubos rotos que en épocas críticas alcanzan hasta los 1000 - 2000 reclamos mensuales (dato no oficial, información verbal proporcionada por el personal del Departamento de Mantenimiento en el 2010 al personal de WASSER). Otros datos más antiguos, del 1998 y del 1999 (SANAA, 2001) indican en 5000 – 6000 el número de reparaciones anuales que, aunque representa un valor más bajo del precedente, no deja de asombrar por su magnitud.

OCURRENCIA DE FUGAS POR TAMAÑO DE TUBERÍA, MATERIAL Y CAUSA											
Diámetro de tuberías (pulgadas)	Materiales de tuberías				Origen de la FUGA				Total por D de tubo		
	PVC	Acero	HFD	Asbesto	Presión	Instalación	Edad tubo	Otros	No.	%	% Acumulado
1/2	1171	344	0	0	127	458	536	394	1515	25,76	25,76
3/4	167	288	0	0	12	45	276	122	455	7,74	33,49
1	52	59	0	0	10	16	58	27	111	1,89	35,38
1 1/2	92	66	0	1	10	20	78	51	159	2,70	38,08
2	1589	350	7	130	157	498	803	618	2076	35,29	73,38
2 1/2	13	6	4	0	0	3	10	10	23	0,39	73,77
3	441	80	3	84	63	148	222	175	608	10,34	84,10
4	279	56	28	28	47	110	87	147	391	6,65	90,75
6	187	14	29	8	35	64	45	94	238	4,05	94,80
8	74	0	70	7	12	46	39	54	151	2,57	97,36
10	11	0	40	8	8	6	10	35	59	1,00	98,37
12	14	0	37	0	5	6	5	35	51	0,87	99,23
14	0	0	4	2	1	3	3	2	6	0,10	99,34
16	7	0	20	0	3	11	0	10	27	0,46	99,80
18	0	0	3	0	1	0	1	1	3	0,05	99,85
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	99,85
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	99,85
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	99,85
26	0	0	7	0	1	3	0	3	7	0,12	99,97
28	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0,02	99,98
30	0	0	1	0	0	0	1	0	1	0,02	100,00
Total	4097	1263	254	268	493	1437	2174	1778	5882		
Proporción (%)	69,7	21,5	4,3	4,6	8,4	24,4	37,0	30,2	100,0		

Fuente: SANAA, JICA, 2001

Tabla Nº 37 Registro de reparaciones del SANAA, 1999.

Según el estudio que realizó el J.I.C.A. (Agencia de Cooperación Internacional de Japón), en el Estudio del Sistema de Abastecimiento de Agua para el Área Urbana de Tegucigalpa en la República de

Honduras (año 2001), resultó que aproximadamente un 70% de las fugas habían ocurrido en tubería de PVC, y 21% en tuberías de acero. Sin embargo, esto no significa necesariamente que el tipo de tubería afecte las ocurrencias de fugas porque más del 90% de la tubería son de PVC. Asimismo, la mayoría de las fugas ocurren en tubos de pequeño diámetro, dato tampoco significativo visto que más del 90% de la tubería es menor de 8 pulgadas.

El estudio consistió en reconocimientos de campo para efectuar mediciones reales del flujo y presiones de agua, así como para detectar fugas subterráneas en las áreas seleccionadas de distribución de agua y para analizar los registros de las obras de reparación de fugas de SANAA.

El reconocimiento de campo se llevó a cabo para:

- Estimar las fugas actuales de agua por medio de mediciones reales de la diferencia entre las tasas de aporte y las tasas de consumo de agua con fluctuaciones de tiempo serial del flujo de agua y presión en las áreas de distribución de agua seleccionadas
- Localizar los puntos de fugas actuales por medio de la detección sonora.

Para dicho reconocimiento se seleccionaron diez (10) áreas de distribución de agua de aproximadamente 40 áreas de distribución, considerando oportunas condiciones de homogeneidad de la zona y otros datos de interés particular (condiciones de vida del entorno urbano, material y edad de las tuberías).

Nº	Nombre del área de estudio	Longitud Total de la Tubería enterrada (Km.)
1	Colonia América	6.0
2	Colonia Pradera	5.2
3	Colonia Satélite	7.7
4	Colonia Las Colinas	6.0
5	Colonia Los Girasoles	3.5
6	Colonia Cerro Grande	13.0
7	Colonia Loma Linda Norte	5.0
8	Colonia La Rosa	3.3
9	Colonia Bella Oriente	9.0
10	Colonia El Modelo	5.5

Fuente: SANAA, JICA, 2001

**Tabla N° 38** Colonias seleccionadas para el estudio del JICA, 2001.

A la entrada de cada área se instaló un medidor de caudal, y las mismas áreas se convirtieron herméticas, donde fuera necesario, mediante la instalación de oportunas válvulas de cierre. Es decir, se realizó una sectorización de control de fugas no permanente.

Las tasas de consumo de agua se estimaron en las áreas de estudio seleccionadas basándose en las cantidades de consumo de agua tomadas de la lectura de los contadores de agua de las casas seleccionadas. El número de casas seleccionadas es aproximadamente un 10% del total de las casas. La tasa de consumo de agua de cada casa se calculó por balance entre la lectura inicial, la cual se leyó al inicio de las mediciones del flujo de agua y la lectura final, la cual se leyó al momento en que fueron completadas las mediciones de flujo.

Dentro de las causas de las fugas, el estudio indicó como principal causa la edad y obsolescencia de las tuberías, además de que la mayoría de las instalaciones ser habían realizado de forma inapropiada. El número de fugas localizadas fue de 26 en los 46,5 Km. de tuberías de distribución inspeccionadas, valor bastante bajo considerando los valores en términos de caudal fugado y definidos a continuación. En efecto, siempre según el mismo estudio, y considerando macro índices, la cantidad real de fugas en el mes más seco durante diez años se estimó en 41,757 m<sup>3</sup>/día (483 l/s) que era equivalente al 30% de la tasa de producción disponible entonces de 139,190 m<sup>3</sup>/día (1,611 l/s).

La metodología llevada a cabo y explicada anteriormente tenía ciertas similitudes con la metodología adoptada por el Departamento de Optimización Operativa, aunque la muestra seleccionada para la estimación del índice de pérdidas no fue muy representativa, al abarcar colonias de un estrato social más elevado (que coinciden con las colonias provisionadas de medidores domiciliarios).

## **7.7.2 Campaña de detección y localización de fugas realizada**

### **7.7.2.1 Introducción**

El Consorcio AQUARUM ha sido la primera organización privada en realizar una extensa campaña de fugas a larga escala en la ciudad. La campaña se ha llevado a cabo entre enero 2010 y febrero 2011 y ha sido dificultada por la coyuntura negativa consecuenta a una sequía prolongada y acentuada que ha llevado a racionamientos extremos por varios meses en la primera parte del año.

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

Realizar una campaña de detección y localización de fugas “metro per metro” en un servicio que alimenta de manera turnada centenares de colonias y mediante aproximadamente 150 tuberías de salidas en los tanques ha constituido un trabajo de logística, administración y seguridad considerable además de la variabilidad de los horarios en el día (y en los días de semana) y del hecho que los mismos no siempre se respetan, siendo muchas veces estos improvisados. En efecto, a pesar de la existencia de un plan mensual (que en épocas críticas es de 15 días), que el SANAA pública con los horarios de servicio por colonias y por tanques, muchas veces las operaciones cambian según las urgencias del día a día con consecuentes inconvenientes y malestares para los vecinos.

**Servicio Autonomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados**  
**Departamento de Operaciones**  
 Administración Eficiente de el Suministro y Consumo del agua potable  
**Periodo: Martes 1 al Jueves 31 de Marzo de 2011**

Sect.	Centro de Distribucion	HORARIO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
			Ma	Mi	Ju	Vi	Sa	Do	Lu	Ma	Mi	Ju	Vi	Sa	Do	Lu	Ma	Mi	Ju	Vi	Sa	Do	Lu	Ma	Mi	Ju	Vi	Sa	Do	Lu	Ma	Mi	Ju
4	Loarque																																
1	1.1 Loarque	4AM-3PM																															
	1.2 Barrios en Desarrollo (Altos d Loarque)	10AM-12PM	X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X
	1.3 Barrios en Desarrollo (Aldea Germana)	10AM-12PM	X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X
4	Loarque Sur	6AM-10AM																															
4	La Cañada Cerro Grande																																
3	Yaguacire	6AM-6PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4	Villeda Morales	6AM-6PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
5	Concepcion	6AM-6PM																															
6	4 Toncontin																																
7	0.1 Lomas y Altos de Toncontin	12MN-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
8	0.2 Residencial Toncontin	12MN-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
9	0.3 Palma Real	12MN-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
10	0.4 Res. Concepcion	7AM-2PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
11	0.5 Villas Corinto y San Jorge	12MN-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
12	14 de Marzo	6PM-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
13	Calpules	6PM-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
14	La Popular	12MD-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4	Peña Vieja y San Isidro	10AM-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
16	4 Monterrey y Los Llanos parte alta	12MN-1PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
3	Miraflores																																
17	5.1 Lomas de Miraflores Sur	6AM-2PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
18	5.2 Los Llanos	4PM-6AM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
19	5.3 La Joya (BIVA)	4AM - 4PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
20	5.4 Altos de la Joya	4AM - 4PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
21	5.5 Miraflores Norte y Sur	4AM - 4PM	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
22	4 Meaitas																																
	4.1 RES. LA CAÑADA	5AM - 2PM		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X	
	4.2 ALDEA LA CAÑADA. ZONA 1	5AM - 12MD		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X	

Tabla Nº 39 Ejemplo de hoja de servicio mensual del SANAA.

7.7.2.2 Metodología general

La metodología propuesta se ha basado en un sistema jerárquico de actuaciones y ha necesitado de una planificación minuciosa de los trabajos debido a la intermitencia del servicio. Se ha ocupado un equipo de trabajo de 15 elementos, también estructurado jerárquicamente en función de las responsabilidades. La coordinación con el SANAA ha sido prácticamente diaria y se ha obtenido el apoyo del personal técnico del organismo para fines de socialización hacía los usuarios de los objetivos requeridos.

Con respecto a las técnicas utilizadas en dicha campaña, pues estas han sido básicamente las siguientes:

- Técnicas acústicas, basada en la captación del sonido de fuga mediante campanas acústicas y correlación
- Análisis de balance de caudales en aquellos tramos de tuberías donde resultó imposible el paso físico con las técnicas convencionales arriba mencionadas
- Confirmación de las fugas no visibles previamente localizadas con técnicas de prospección geofísica mediante un radar de subsuelo (GPR)

La campaña ha empezado en el mes de febrero de 2010 y se ha terminado en el mes de febrero de 2011. Posteriormente se ha realizado un repaso en aquellos sectores cuyo caudal entrante fue considerado “anómalo” hasta que su índice de pérdidas físicas se considerase demasiado elevado. En el anexo nº 3 se describe de manera detallada la metodología propuesta y llevada a cabo en Tegucigalpa.

#### 7.7.2.3 Síntesis de los resultados obtenidos

El total de fugas encontradas en 1.500 Km. de longitud de tuberías ha sido 1.141 fugas, siendo la mayoría visibles. A continuación se muestran dichas fugas clasificadas según diferentes criterios.

TIPO DE MATERIAL	CANTIDAD
PVC	986
HG	83
FD	70
FIBROCEMENTO	2
<b>TOTAL</b>	<b>1141</b>

**Tabla Nº 40** Clasificación de las fugas localizadas por material.

DIÁMETRO(PULGADAS)	CANTIDAD
½	655
1	6
1 ½	3
2	281
2 ½	1
3	75
4	55
6	25
8	17
10	9
12	7
16	4
24	3
<b>TOTAL</b>	<b>1141</b>

**Tabla Nº 41** Clasificación de las fugas localizadas por diámetro de tuberías.

Considerando los resultados mostrados en las tablas anteriores, se obtiene un índice de fugas global por kilómetro de 0,75.

Mes	Kilómetros	Nº fugas	Nº Fuga/Km.
<b>feb-10</b>	88	43	<b>0,49</b>
<b>mar-10</b>	83	54	<b>0,65</b>
<b>abr-10</b>	17	22	<b>1,29</b>
<b>may-10</b>	85	62	<b>0,72</b>
<b>jun-10</b>	161	194	<b>1,21</b>
<b>jul-10</b>	206	256	<b>1,23</b>
<b>Aug-2010</b>	160	151	<b>0,94</b>
<b>sep-10</b>	148	89	<b>0,60</b>
<b>oct-10</b>	14	16	<b>1,17</b>
<b>nov-10</b>	170	78	<b>0,46</b>
<b>dic-10</b>	152	82	<b>0,54</b>
<b>ene-11</b>	90	48	<b>0,53</b>
<b>feb-11</b>	113	46	<b>0,41</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1524</b>	<b>1141</b>	<b>0,75</b>

**Tabla Nº 42** Índice de fugas por kilómetros en los diferentes meses de la campaña

Se ha realizado un repaso de la campaña en determinados sectores pilotos, objeto de estudios integrados con diferentes objetivos, cuyos resultados se describen en un apartado específico más adelante.

## **7.8 Modelación Matemática del sistema**

### **7.8.1 Metodología utilizada**

En los párrafos siguientes se describen todos los pasos necesarios para modelar un sistema de abastecimiento en el esquema clásico y matizando aquellos detalles que han sido “personalizados” para el sistema de Tegucigalpa.

#### **7.8.1.1 Topología de la red**

Para que se pudiese proceder a la modelación matemática de la red de distribución presentada ha sido necesario verificar su coherencia hidráulica tubería por tubería y nudo por nudo. De esta manera se han eliminado eventuales errores del catastro de redes que no permitían una correcta simulación del modelo. Una vez corregidas las eventuales incoherencias hidráulicas se ha procedido al traspaso de la red de distribución a modelar en otro proveedor distinto de GGS® y enlazado a un motor Epanet. La operación de control de topología descrita anteriormente ha sido llevada a cabo en el mismo GIS el cual, dentro de sus potencialidades específicas, permite encontrar eventuales errores en la topología de la red y permite la creación de los así llamados POLÍGONOS DE CORTES, que han sido fundamentales para verificar la influencia hidráulica de una dada tubería y analizar de manera gráfica las múltiples zonas de mezcla existentes hoy en día en la red de Tegucigalpa.

#### **7.8.1.2 Asignación de cotas**

Con objeto de poder asignar cotas altimétricas a las entidades presentes en el sistema de agua potable, se ha procedido a la generación del Modelo Digital de Terreno (MDT). También en este caso el GIS utilizado dispone de herramientas disponibles para la creación del modelo del terreno. Un MDT consiste en una entidad gráfica de tipo *raster*, la cual describe la representación digital de una



superficie terrestre. Se dispone como una matriz, donde cada una de sus unidades mínimas (píxeles) lleva asociada una información de elevación. El MDT resulta de una interpolación de curvas de nivel con cota conocida y puntos acotados. Las curvas de niveles utilizadas presentan una tolerancia entre ellas de 5 metros y han sido proporcionadas al Consorcio por parte del organismo PATH (Programa de Administración de Tierra de Honduras, 2009).



**Figura N°30** Red de línea de alta sobre MDT.

La mayor ventaja de generar el MDT es poseer la cobertura total de datos de elevación de la superficie tratada. Al obtener toda esta información, se obtiene de forma inmediata el valor de la cota altimétrica de cualquier punto de la cartografía. Esta información altimétrica ha sido utilizada para dar cota a los nudos o elementos de unión entre tuberías en los que está compuesta la red de agua potable.

### 7.8.1.3 Asignación de rugosidades

La pérdida de carga que tiene lugar en una conducción representa la pérdida de energía de un flujo hidráulico a lo largo de la misma por efecto del rozamiento. Para evaluar este tipo de pérdidas de carga continuas (que se diferencian de las pérdidas de carga localizadas) se ha utilizado en la modelación del sistema la fórmula de Hazen-Williams:

$$H_L = \frac{10,674 \cdot L \cdot Q^{1,852}}{C^{1,852} \cdot d^{4,871}}$$

$H^L$  = pérdida de carga, en mca

$Q$  = caudal, en m<sup>3</sup>/s

$L$  = longitud de la tubería, en metros

$d$  = diámetro de la tubería, en metros

$C$  = coeficiente de rugosidad (factor de Hazen-Williams)

La fórmula de Hazen - Williams tiene la característica, y esto la diferencia de las fórmulas de Darcy – Weisbach y de Manning, de que su coeficiente  $C$  no es función ni de la velocidad ni del diámetro de la tubería, o, por decirlo de otra manera, depende solamente del material de la misma y del tiempo que este lleva de uso. Otro aspecto que lo caracteriza, consecuencia de lo anterior, es su menor influencia con respecto a las otras posibles fórmulas, al ser cambiado, en los resultados de presiones y caudales en el modelo. Es decir, los resultados de presiones y caudales son menos sensibles al valor del coeficiente  $C$ . La decisión de adoptar esta fórmula se enmarca dentro de la gran incertidumbre de la vetustez actual de las tuberías que dificulta la asignación precisa de los coeficientes de rugosidad en las tuberías. En este contexto resulta más apropiado utilizar el factor  $C$  para minimizar los riesgos debido a la incertidumbre anteriormente descrita. Los coeficientes de rugosidades utilizados en la modelación matemática del sistema de Tegucigalpa se muestran en la siguiente tabla.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD	
Material	Coefficiente
Acero	110
Hierro galvanizado	110
Hierro fundido	110
Asbesto-cemento	110
PVC	110

**Tabla Nº 43** Coeficientes de rugosidad adoptados en el modelo

#### 7.8.1.4 Campaña de mediciones de parámetros hidráulicos

Para la realización de un correcto modelo matemático que refleje de manera fiel la realidad, es imprescindible llevar a cabo una extensa campaña de mediciones de parámetros hidráulicos en puntos estratégicos de la red. La campaña de mediciones se ha realizado con una doble vertiente:

- Mediciones de parámetros hidráulicos en las plantas, tanques y estaciones elevadoras para una correcta parametrización del modelo de línea de alta.
- Mediciones de parámetros hidráulicos en la red de distribución para efecto de calibración y modelación de los sectores hidráulicos propuestos.

#### 7.8.2 Modelación matemática de la línea de alta

La red de alta se ha modelado según la metodología descrita en un CAPÍTULO anterior. La operatividad de la red y su funcionamiento difiere según la época de año, siendo el Plantel Picacho y Los Laureles los más vulnerables a la época de escasez de agua. El plantel Picacho por ser más dependiente de las precipitaciones y Los Laureles por la limitada capacidad de su embalse.

El modelo matemático obtenido se ha sometido a una serie de hipótesis de funcionamiento para poder observar el comportamiento de las magnitudes hidráulicas en todo el sistema. En concreto, se ha procedido a la simulación y comprobación del funcionamiento hidráulico en hipótesis de caudal medio y también en hipótesis extrema (caudales máximos).

La línea de alta analizada tiene la característica fundamental de no estar conectada, a expensas de pocos casos aislados, a la red de distribución. Es esto el caso por ejemplo de la inyección de la

estación elevadora Canteras hacía algunas colonias de la zona de Olimpo y del by pass de la línea 22 que de Linderos alimenta la colonia Esperanza. Pero normalmente sus puntos terminales representan los tanques de almacenamiento o las estaciones elevadoras que impulsan el líquido a los tanques más elevados, y por lo tanto se pudo modelar de manera separada de la red de distribución. En el modelo matemático, a las salidas de los tanques se han puesto nudos ficticios con demanda concentrada igual al valor promedio de las mediciones de caudal obtenidas en campo.

Estos nudos son los únicos en la red a los cuales está asociada una demanda, mientras aquellos ubicados entre las plantas y los tanques no tienen ningún tipo de demanda de consumo (a expensas de algunas excepciones), es decir son nudos que tienen una función meramente topológica.

Cada modelo de simulación matemática tiene la opción de cambiar el así llamado “Factor de Demanda”, que permite multiplicar todas las demandas por el factor indicado, con lo que fácilmente se puede verificar el comportamiento de la red para las condiciones de máximo consumo en un futuro. Su valor por defecto es 1.

Si se eligiese un factor de demanda más alto, 1.5 por ejemplo (150% de la demanda media), esto afectaría principalmente los tanques, con estos últimos teniendo un vaciado mucho más rápido. Pero, debido a la dependencia del funcionamiento de la red de los horarios de bombeo y de servicio establecido por el Departamento de Operaciones del SANAA, se ha considerado más útil el estudio de caudales medios, bajo diferentes escenarios de horario y funcionamiento, dejando el factor de demanda igual a 1 (caudal promedio).

Para completar la explotación del modelo se ha estudiado también el comportamiento de la red bajo otros tres escenarios, dejando para siguientes informes la elaboración de más escenarios según también las exigencias que se plantearán por el SANAA.

Resumiendo, los escenarios planteados son los siguientes:

- Escenario 1: producción media, se analiza el comportamiento de la red variando en estos casos los escenarios de funcionamiento en horarios de servicio
- Escenario 2: producción máxima, en este caso se analiza la red con los máximos caudales inyectados en los puntos de producción

- Escenario 3: con la producción de las plantas media y a 24 horas (según las mediciones obtenidas) se analiza el caso de que la planta Concepción alimente el tanque de Laureles en el caso de que este sea a un nivel bajo.
- Escenario 4: se considera la producción de Laureles mínima, 454 m<sup>3</sup>/h según las mediciones, y las producciones de Concepción y Picacho medias. Se cierran los bombeos de la línea de Laureles en las estaciones elevadoras de Juan A. Laínez y de Loma Linda. Se analiza el comportamiento a 24 horas de esta parte del sistema alimentado solo con la línea de Concepción.
- Escenario 5: siempre en el caso de una baja producción de la planta Laureles se ha analizado el comportamiento de la red “eliminando” la estación elevadora de Loma Linda (alimentada por Laureles) abasteciendo el Centro Lomas y Centro Canal 11 solamente con la línea de Concepción.

El periodo extendido de simulación elegido de los primeros dos escenarios ha sido de 72 horas, forzando el arranque de algunas estaciones elevadoras y el servicio de los tanques en horario no real. Se ha tomado este tipo de decisión para no tener una simulación aún más larga y que hubiese llevado a un tiempo de cálculo mayor del que ya tenemos. En el caso de que se quisiera hacer más realística aún la simulación se pueden fácilmente cambiar las leyes de control, que contienen los arranques y paradas de las bombas y los horarios de servicio, y extender el tiempo de simulación (96 o 120 horas). El estudio hidráulico de la red se irá a centrar en estudios futuros en las grandes infraestructuras, como son los depósitos, las redes de transporte y las estaciones elevadoras. El objetivo más importante fue localizar y evidenciar las debilidades del sistema bajo todos los escenarios, de manera que se pudiesen proponer mejoras estructurales en la red para un mejor servicio en general. Se ha analizado la respuesta del sistema ante las situaciones más desfavorables estudiando los rangos de presiones, caudales, pérdidas de carga y velocidad bajo los que trabaja la red.

Plantel	Caudal medio (MCH)
Plantel Concepción	4205
Plantel Laureles	1662
Plantel Picacho	2450

**Tabla Nº 44** Caudales de salida en las plantas principales. Escenario de caudal medio

Plantel	Caudal máximo (MC/H)
Plantel Concepción	6284
Plantel Laureles	2907
Plantel Picacho	3281

**Tabla Nº 45** Caudales de salida en las plantas principales. Escenario de caudal máximo

#### 7.8.2.1 Resultados más destacados de la modelación matemática de la línea de alta

Con una producción media de las plantas se extrae que la distribución de presiones es adecuada en la gran mayoría de la red. No se registran presiones inferiores a 15 mca en ningún punto de la red. Pese a lo anterior, existen aspectos específicos que contribuyen a conferir al sistema unas peculiaridades únicas. A continuación se describen solamente las más relevantes:

- En la línea que llega al centro la Sosa, se registran valores de presión elevados, por lo que se podría considerar la colocación de una válvula reductora de presión para corregir lo anterior. Sin embargo, esta línea alimenta directamente (sin tanque intermedio que viene by paseado) a colonias incluidas en la zona de influencia de la Sosa, que están ubicadas a una cota elevada. Se concluye que el tanque La Sosa, construido por la Cooperación de Japón no tiene ni suficiente capacidad de almacenamiento para hacer frente a la demanda, ni la suficiente altura total para poder alimentar con presiones adecuadas algunas colonias conectadas al tanque.
- En la línea procedente de Concepción y que llega al cruce para el Centro Kennedy III, se observan presiones muy ajustadas para que el agua llegue con gravedad al mismo centro (del orden de 45 mca. siendo la diferencia de cotas poco más de 40). Se piensa que esto afecte la alimentación con la misma línea, y siempre por gravedad, al centro Canal 11, aunque en este

caso existe otra alimentación mediante impulsión de agua en la estación elevadora Loma Linda.

- Como ya mencionado, el embalse Laureles es más vulnerable a las épocas de sequías por sus reducidas dimensiones, y se ha estimado que cada año se pierden alrededor de 15 y 18 Mm<sup>3</sup> (millones de metros cúbicos) que rebosan del embalse sin ser aprovechados. Por otro lado, dentro del sistema de alta existe una conexión directa entre la Concepción y Laureles, que viene mantenida cerrada casi constantemente mediante una válvula. Se ha realizado a este propósito una simulación matemática probando el refuerzo posible de Laureles mediante el tanque de Concepción. Se ha verificado en este caso que esta posibilidad afecta negativamente la alimentación del tanque Kennedy III que, aparte del problema explicado anteriormente, tiene una zona de influencia muy elevada en términos de extensión y de número de usuarios conectados.
- Con respecto a los centros Canal 11 y Centro Lomas, estos se alimentan por un lado mediante la línea de Laureles que alimenta la estación elevadora Loma Linda, y por otro lado por gravedad mediante la línea de Concepción. En el caso de Canal 11, estamos en presencia de un caso parecido al caso de Kennedy III, aunque en este caso los datos de presiones son más aún preocupantes. Diferente resulta la situación del Centro Lomas, en donde si llega agua desde Concepción, en vista de que este mismo centro se encuentra a cota más baja con respecto al punto de conexión con la línea de Concepción.
- La línea de Concepción, que hoy en día ya alcanza el casi 50% de influencia en términos de población servida, será cada vez más importante ya que una de la más probables expansiones urbanísticas se encuentra en el sureste, es decir en las cercanías del mismo plantel. Actualmente en el sureste de la ciudad están instalados varios tanques de almacenamiento de dimensiones reducidas (algunos con sus respectivas estaciones elevadoras) que conforme aumente la carga urbanística serán insuficientes para hacer frente a la demanda. Con el objetivo de ahorrar energía eléctrica (necesarias para los varios bombeos), pero también para disminuir el volumen de operaciones requeridas a diario, se presentará en el apartado específico una propuesta de mejoras para incrementar la capacidad de almacenamiento en la zona.

- La línea de Concepción, a partir del Bulevar la Hacienda, que alimenta la estación elevadora Universidad Norte resulta de diámetro subdimensionado (de 8”), sobre todo con respecto al tanque Lomas II Etapa, de volumen insuficiente para el consumo diario requerido. Se verán más detalle en el apartado referente al incremento de la capacidad de regulación.

### **7.8.3 Modelación matemática de la red de distribución**

Se ha visto que el sistema de abastecimiento es complejo en su operatividad al requerir la manipulación diaria, por parte del SANAA, de una gran cantidad de elementos hidráulicos para compensar la escasez de agua, las deficiencias estructurales de la red y la accidentada topografía de la ciudad. Además, y como se detallará en el apartado relativo a la capacidad de almacenamiento y regulación del sistema, se evidencia el número elevado de depósitos presentes, la mayoría de volumen reducido lo que limita la capacidad de regulación del sistema para hacer frente a la gran variabilidad de la demanda hídrica en la ciudad.

Al tener un servicio intermitente y variable en el suministro, en el espacio y en el tiempo, mucho de los pilares que rigen la modelación clásica de los sistemas de abastecimiento vienen mermados en sus fundamentos, obligando al modelador a buscar soluciones alternativas para representar de una mejor manera la realidad.

#### **7.8.3.1 Mediciones de parámetros hidráulicos en la línea de alta**

Al tener el inventario de todos los centros de distribución y estaciones elevadoras, se ha procedido a realizar una extensa campaña de mediciones de parámetros hidráulicos, con los siguientes objetivos:

- Obtener datos cuantitativos y fiables del volumen de agua inyectado a la red de distribución secundaria, mediante mediciones de caudal a la salida de los tanques;
- Caracterizar hidráulicamente el funcionamiento de los equipos de bombeo presentes en las estaciones elevadoras mediante la medición combinada de valores de caudal y de presión. De esta manera se han obtenido las curvas características de las bombas hoy en día en funcionamiento.



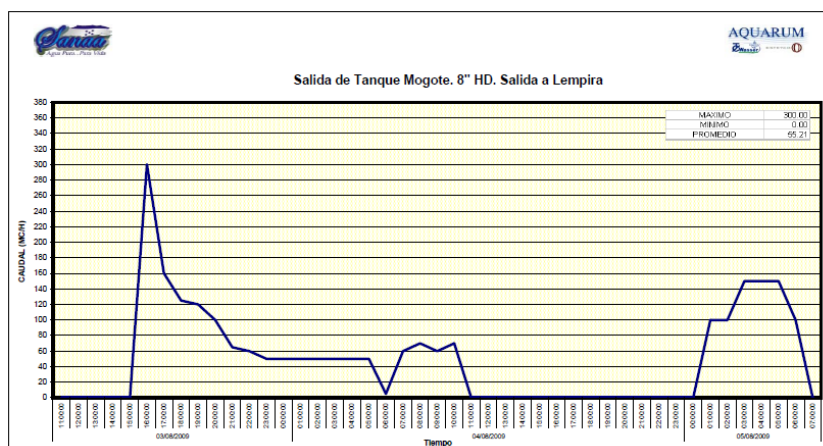
Para las mediciones de presión se usaron data logger con sondas de presión de 0-16 y 0-20 bar, que se colocaron en tomas en carga, acometidas, etc. Internamente estos equipos van registrando la presión, a intervalos previamente definibles en el aparato, durante el período programado. Posteriormente se vuelcan sus datos a un ordenador donde son procesados.

Para las mediciones de caudal se emplearon medidores Panametrics PT-878, que registraron los caudales en las salidas de los depósitos y los bombeos y aquellos puntos necesarios para la fase de calibración.

Estos medidores funcionan con un mecanismo no intrusivo, están constituidos por dos emisores/receptores de señal que se sitúan abrazando la tubería en el punto donde se quiere medir el caudal que circula. Cada emisor/receptor envía una señal ultrasónica al otro, y por diferencia de tiempo en recibir la señal se calcula el caudal circulante.

En cuanto a prestaciones es capaz de medir en cualquier fluido y en cualquier material y dimensión de tubería desde 12 mm hasta 5 metros de diámetro y en temperaturas desde criogénicas hasta 400°C con una precisión del 1% de lectura.

Los datos son almacenados en un registrador, a intervalos definibles por el usuario y durante todo el período que dura la medición. Posteriormente, los datos almacenados en el registrador son volcados de forma automática a un ordenador, donde posteriormente son procesados. En la oficina, se procesan los resultados obtenidos con ayuda de un software de tratamiento de datos, generando de esta forma fichas de medición, en las cuales se adjuntan gráficos, como los que se muestran a continuación, a título de ejemplo, facilitando así el análisis de los datos.





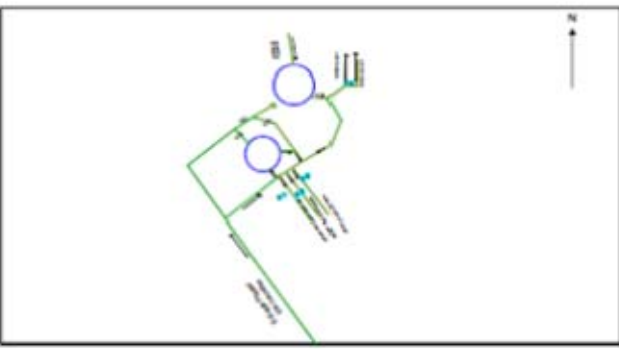
OPTIMIZACIÓN DE LOS SERVICIOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE TEGUCIGALPA Y LA REDEFINICIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE TEGUCIGALPA Y SU DISTRIBUCIÓN EN TEGUCIGALPA		PROGRAMA DE MEDICIONES	
			
<b>FICHA DE MEDICIONES</b>			
Nº de Medición: 8	ELEMENTO: TANQUE	Parámetro: Caudal	
Municipio: Tegucigalpa/Comayagua		Salida a Limpia	
Ubicación: Colonia el Mogote			
INICIO DE MEDICIÓN	01:00:00	HORA	11:00:00
FINAL DE MEDICIÓN	01:00:00	HORA	01:00:00
EQUIPO ENCARGADO: CONTROLTRON 1010/AQUARUM			
ESCENARIO DE FUNCIONAMIENTO: Caudal saliendo de tanque 1 de estación de tanque Mogote/Santa Laura. Esta línea se abre normalmente entre las 18 horas y las 22 horas los días Martes, Jueves y Sábado. Línea de 8" Horno Cuñil.			
<b>CROQUIS DE SITUACION</b>			
			

Figura N°33 Croquis del Tanque Mogote en la ficha correspondiente.



Figura N°34 Equipo registrador de caudal.



Figura N°35 Equipo registrador de presión.

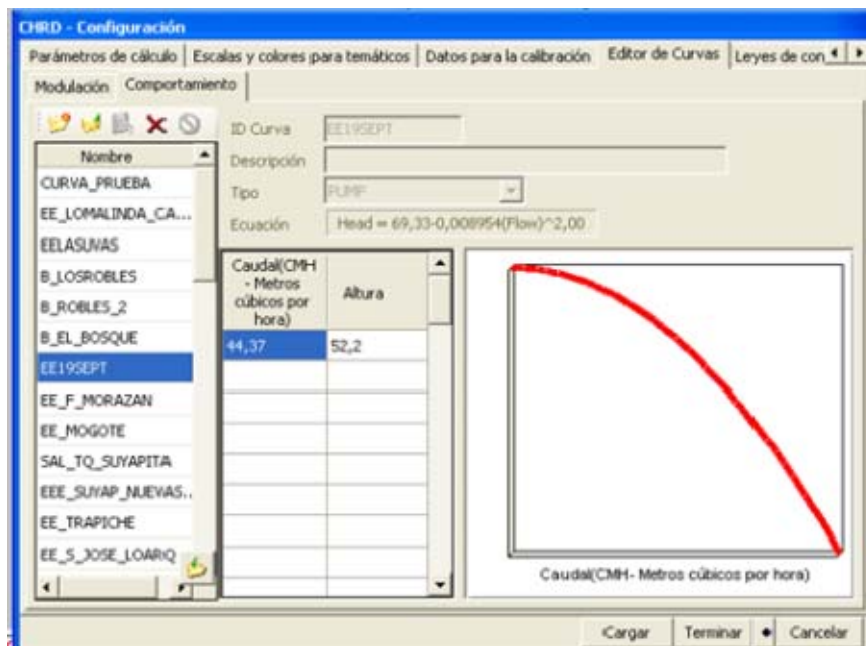
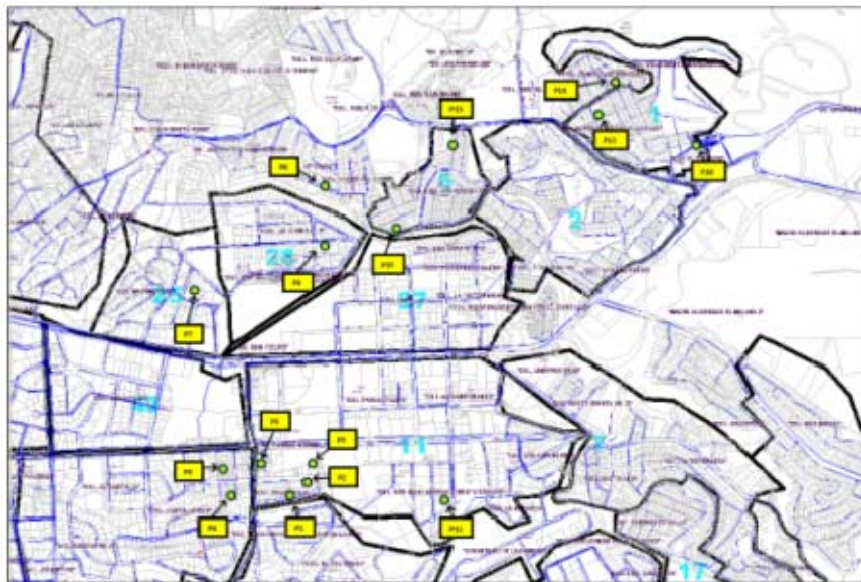


Figura N°36 Ejemplo de curva característica de una bomba

### 7.8.3.2 Mediciones de parámetros hidráulicos en la línea de distribución

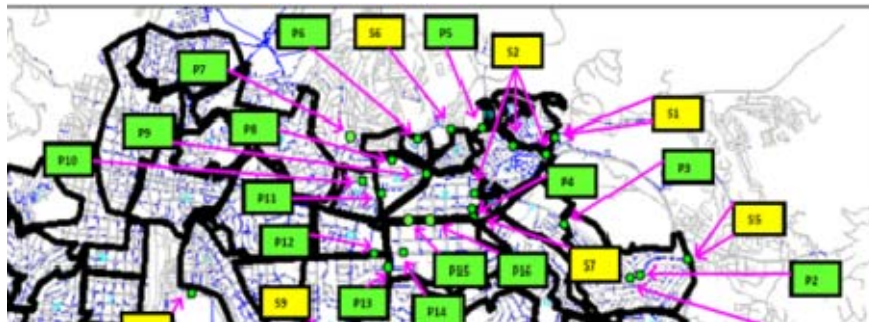
Una extensa campaña de mediciones se ha realizado también en la red de distribución, compuesta por las líneas secundarias y terciarias del sistema. Esta actividad ha permitido obtener un mayor nivel de detalle en lo que concierne la modelación de las macro zonas hidráulicas estudiadas y por ende de los sectores hidráulicos propuestos.

Las mediciones realizadas para obtener las presiones en la red se ha realizado en las instalaciones domiciliarias de los usuarios, previamente informados por el Departamento de Comunicación del Consorcio AQUARUM. El tiempo de medición ha variado en función de las exigencias puntuales y del horario de servicio, siendo el tiempo promedio de medición igual a 72 horas. En la figura siguiente se muestra como ejemplo la ubicación de puntos de presión en la macro zona de influencia del Centro Linderos, al noreste de la ciudad.



**Figura N°37** Puntos de la zona de Linderos donde se han tomado datos de presión.

Las mediciones de caudal han resultado muy útiles no solamente a fines de calibración general sino también para solventar dudas en zonas de mezcla y para la calibración de los sectores hidráulicos propuestos mediante la medición en la entrada correspondiente.



**Figura N°38** Puntos de la zona de Linderos donde se han tomado datos de caudal.

En la gran mayoría de los casos se ha tenido el apoyo del Departamento de Obras para la realización de catas en el terreno necesarias para el descubrimiento del tubo.

Como en el caso de la campaña de Detección y Localización de fugas, para una correcta realización de la campaña de medición se ha tenido que establecer un canal de comunicación directo con el Departamento de Operaciones del SANAA con el fin de corroborar los datos obtenidos y verificar su completa fiabilidad.

A este respecto hay que considerar la gran variabilidad observada en campo para los horarios de servicio. Aunque el Departamento de Operaciones del SANAA emite cada mes un horario de servicio por cada centro y por cada salida de cada tanque existen una serie de variables que pueden influir en las operaciones de la red como por ejemplo:

- Roturas imprevistas de tubos de distribución en la red que, también por la falta de una sectorización hidráulica ya implementada, tienen su desemboque en el cierre de la salida general del tanque, provocando cortes en zonas más amplias de lo que en realidad haría falta.
- Excedente en las plantas de tratamiento principales: llevan a extensiones no programadas del servicio.
- Niveles bajos de los embalses principales: llevan a racionamientos más rígidos de los servicios que en medidas extremas se soluciona con el abastecimiento por carros cisternas en las zonas más altas del sistema de agua potable.
- Otros aspectos debido a causas diferentes.

Aunque el horario de servicio emitido mensualmente por el SANAA sea completo y se hayan implementado a menudo cambios repentinos y no planificados en los servicios, se han observado algunos patrones que se siguen constantemente. Estos patrones se detallan en las leyes de control que se han elegido para la simulación matemática en cuestión. A continuación se muestran a título de ejemplo las leyes de control utilizadas para la zona de influencia del centro Linderos.

```

;=====MANIPULACION VALVULAS ZONA LINDEROS=====
;-----SERVICIO LA ESPERANZA-----
; Válvula de Bypass línea 22
LINK VAL181E6476 CLOSED AT TIME 6
; Válvula de la Izaguirre
LINK VAL181E2648 OPEN AT TIME 6
LINK VAL181E2648 CLOSED AT TIME 12
; Válvula de la Bambino
LINK VAL181E4376 OPEN AT TIME 6
; Válvula de la Bambino #2
LINK VAL181E4362 OPEN AT TIME 6
; Válvula CONTROL Esperanza
LINK VAL181E4377 CLOSED AT TIME 6
;-----SERVICIO 21 - BULEVARES-----
; Válvula CONTROL 21 - Bulevares
LINK VAL181E6310 OPEN AT TIME 6
LINK VAL181E6310 CLOSED AT TIME 17
; Válvula de la Bambino
LINK VAL181E4376 CLOSED AT TIME 12
; Válvula de la Bambino #2
LINK VAL181E4362 CLOSED AT TIME 12
; Válvula de salida a la esperanza
LINK VAL181E6311 CLOSED AT TIME 12
;-----SERVICIO LINEA 6-----
; Tubería CONTROL Línea 6
LINK TUB103E30290 OPEN AT TIME 12
LINK TUB103E30290 CLOSED AT TIME 17
;-----SERVICIO SOSA SAN MIGUEL-----
; Tuberías CONTROL
LINK TUB103E29394 OPEN AT TIME 19
LINK TUB103E29395 OPEN AT TIME 19
;-----SERVICIO FRATERNIDAD-----
; Tuberías CONTROL
LINK TUB103E25758 OPEN AT TIME 19

```

### 7.8.3.3 Asignación de demandas a los nudos

Se estima que la cobertura de micro medición de los usuarios en el sistema sea de un 45 % (SANAA, 2011). Si a este porcentaje, ya bastante reducido, se le suma el mal estado de un número considerable de aparatos y el uso extenso de tarifa fijas, se entiende que los datos a disposición y

procedentes del Departamento Comercial del SANAA, no proporcionan la fiabilidad necesaria para asignar la demanda en los nudos.

Por esta razón, para la asignación de la demanda se ha aplicado una metodología alternativa, que mejor se adapta las peculiaridades del sistema y que consiste en la distribución a los nudos dependiente de las tuberías en las cuales se realizó medición de caudal.

A un primer nivel de avance, conforme al avance de modelación matemática en las zonas estudiadas, se utilizó como referencia el caudal concentrado a cada salida de cada tanque. Posteriormente a una verificación del catastro de redes y a pruebas hidráulicas en paralelo (al realizar con la manipulación de válvulas y mediciones contemporáneas), se obtuvo una definición de la zona hidráulica conectada a cada salida. Finalmente, utilizando las potentes herramientas del GIS, se distribuyó en los nudos de la red comprendidos en la zona el caudal concentrado en el nudo inicial.

Resumiendo, la distribución del caudal a los nudos pertenecientes a la zona se realizó aplicando los siguientes pasos:

- Medición de caudal concentrada en la salida del tanque
- Trabajos de campo para la verificación de la zona de influencia conectada a la salida
- Conteo de los nudos comprendidos dentro de la zona
- Verificación de la correcta asignación de la demanda, limpiando de los consumos los nudos conectados a las tuberías de grandes diámetros de conducción

Estos pasos se aplicaron a todas las salidas de los tanques que alimentan la zona de Actuación del Proyecto, y donde estaba entonces disponible en el GIS la red de distribución y el resto de inventario de elementos. En aquellas salidas de tanques que alimenten colonias fuera de la Zona de Proyecto se ha dejado la demanda concentrada tal y como modelada en la línea de alta.

#### 7.8.3.4 Asignación de curva de modulación de consumo

El servicio intermitente es basado en un cuidadoso trabajo de planificación y se concreta en una complicada serie de operaciones como por ejemplo las siguientes:

- Arranque/paro de las bombas en las estaciones elevadoras que alimentan los tanques que tienen que distribuir agua a las colonias conectadas (normalmente el arranque de las bombas en las estaciones elevadoras coincide con el abertura del servicio en el tanque respectivo)
- Abertura / cierre de válvulas a las salidas de los tanques
- Manipulación / Regulación de válvulas en la red de distribución

Para representar fielmente estos aspectos en la modelación matemática hemos visto que se han definido: leyes de control, para los horarios de apertura y cierre de válvulas, y arranque/paro de las bombas; curvas características de las bombas, que describen el funcionamiento hidráulico de las mismas.

Para completar una representación realística en la modelación matemática de la red en cuestión, se ha profundizado con particular énfasis la variabilidad de la demanda en los nudos en el tiempo. En una red con suministro continuo este proceso es más sencillo al tener en las literaturas ya diferentes curvas de modulación existentes. Luego, estas curvas se pueden perfeccionar mediante mediciones apropiadas para obtener una curva de consumo lo más precisa posible.

En el sistema de Tegucigalpa, como ya se ha adelantado, este proceso no se puede llevar a cabo ya que las horas en las que los usuarios disponen de agua son limitadas a 10 – 13 horas por servicio y dos – tres días por semana. Entonces, los patrones clásicos de modulación de consumo dejan de ser válidos obligando al modelador a considerar otras perspectivas.

A este respecto en esta contribución se ha desarrollado una metodología específica, mirada a crear tantas curvas de modulación cuantos diferentes servicios de agua, y correspondiente a las salidas de los tanques, que hoy en día operan en el sistema. Como se puede fácilmente entender este tipo de enfoque es el más sensible a variaciones visto la gran variabilidad del “modus operandi” de la red, sobre todo entre épocas de invierno y verano. No obstante eso, al tener en el GIS la estructura organizada e implantada y una metodología sólida bien establecida, no constituye una carga de trabajo excesiva el cambiar los parámetros característicos de cada época.

Las curvas de modulación de consumo, cuya metodología se expresa a continuación, representan el escenario típico del invierno, y los factores multiplicadores se han extraído de las mediciones obtenidas en los años 2009 y 2010.

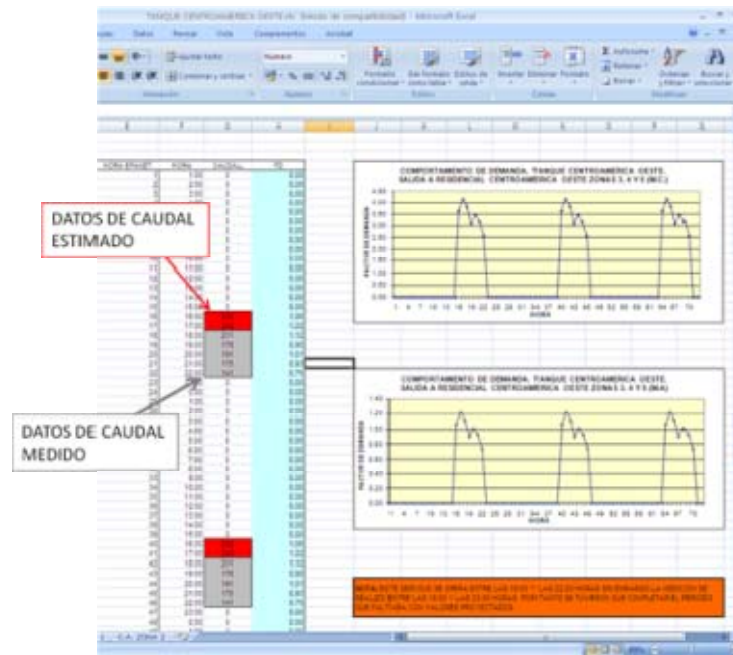


**Metodología de creación de las curvas de demanda**

La base de la metodología han sido las mediciones en las salidas de los tanques que representan la variable relacionada con el consumo de los usuarios. En el caso de que la medición se pudo realizar a lo largo de todo el servicio se obtuvieron datos reales de variabilidad de consumo completos, en el caso de que esto no se pudiese implementar, por límites de tiempo y de logística, se tomaron mediciones de 5 horas extrayendo de manera teórica los datos de caudales no medidos según los siguientes aspectos:

1. Determinación exacta del horario de servicio en fase de estudio mediante comunicación verbal y/o telefónica con el personal del departamento de Operaciones del SANAA
2. Verificación de la ubicación de las horas de medición (normalmente 5) dentro del suministro completo
3. Extensión del caudal teórico a las horas no cubiertas por medición según:
  - a. La hora en el día, siendo las horas de 6 – 8 am, 12 – 1 pm y 6 – 8 pm momentos que reflejan picos de consumo relativos mayores
  - b. El trend de la curva real obtenida
  - c. Otros aspectos como caudal mínimo admisible o caudal máximo admisible en función de la población estimada
4. Cálculo del promedio del caudal total obtenido (real y teórico estimado) y determinación de los factores multiplicadores horarios, cuyo promedio debe ser igual a 1.
5. Siempre de acuerdo a las operaciones del servicio, elección del arco temporal elegido para la simulación (múltiplo de 24 horas) y ubicación en el mismo de los factores obtenidos; en las horas correspondiente a no tener servicio, el factor se puso igual a 0.

De esta manera se han obtenido alrededor de 300 curvas de consumos, mediante un oneroso trabajo de oficina en hojas MS EXCEL. A continuación se muestra un ejemplo de esta metodología.



**Figura N°39** Puntos de la zona de Linderos donde se han tomado datos de caudal.

#### 7.8.3.5 Explotación del modelo matemático de las zonas de influencias hidráulicas

Frente a un modelo tan complejo como el sistema de Tegucigalpa y Comayagüela cuyo tiempo de simulación se ve incrementado notablemente por la excesiva presencia de tanques de almacenamiento, de estaciones de bombeo, y de leyes de control, ha sido necesario tomar medidas no convencionales a la hora de explotar el modelo matemático implementado.

De esta manera, así como el IMTA realizó el estudio en redes hidráulicas complejas como es el caso de las ciudades de Guadalajara y Ciudad de México (México), se ha procedido al análisis por zonas hidráulicas cuya explotación matemática ha resultado más manejable de cara a la obtención de resultados significativos que conllevaran la posibilidad de definir las propuestas estructurales y operacionales definidas en este mismo estudio.

Gracias a la herramienta GIS y sus herramientas, se han podido extraer las diferentes zonas hidráulicas previamente delimitadas y estudiarlas así a parte con el fin del diseño de la sectorización hidráulica y a la vez evidenciar otras debilidades relevantes. El estudio detallado de cada zona ha sido entregado en cada progreso de sectorización hidráulica y entregado al SANAA conforme a los

avances. La definición de las zonas hidráulicas, además de su lógica separación por centro de alimentación, se han definido también considerando las mezclas de servicios existentes que se han tratado de solventar mediante el proceso de sectorización. De esta manera se han estudiado zonas que en su globalidad, presentan mezclas de diferentes centros.

Las zonas estudiadas han sido las siguientes:

- Zona de influencia de los centros Linderos – La Sosa
- Zona de influencia del centro Universidad Norte
- Zona de influencia del centro Lomas II Etapa,
- Zona de influencia de los centros Lomas, Canal 11, Juan A. Laínez y Suyapita
- Zona de influencia del centro Kennedy III
- Zona de influencia de la Planta Miraflores
- Zona de influencia del centro Loarque
- Zona de influencia del centro Estiquirín aledañas a la colonia 15 de Septiembre con adicionalmente las siguientes colonias: Modelo, América, Las Torres
- Zona de influencia del centro Monterrey – Los Llanos
- Parte de la zona de influencia del plantel Los Filtros sobre todo el centro de Tegucigalpa
- Zona de influencia del centro Las Mesitas, en específico en la colonia La Cañada
- Zona de influencia de los centros 14 de Marzo y Calpules
- Zona de influencia del centro La Leona y Picacho
- Zona de influencia del centro Olimpo I y II e inyección Canteras

Entonces, y resumiendo, la metodología utilizada para la modelación ha sido básicamente a tres niveles que se pueden describir como:

- Nivel 1 - Estudio de la línea de alta
- Nivel 2 - Estudio del modelo general en todos los 1500 Km. de la red previstos por contrato con todas las características necesarias para el modelo como: curvas características de bombas, curva de modulación de consumo; demanda asignada en los nudos; leyes de control; niveles de los tanques; cotas de nudos etc.

- Nivel 3 – Estudio por zona hidráulica: se extrajeron del modelo general las zonas hidráulicas estudiadas conforme al avance y modelación matemática con consecuente explotación de detalle

Dentro de este marco se han podido obtener informaciones acerca de las principales debilidades del sistema que se muestran en este apartado mientras las propuestas de mejoras para solventarlas se mostrarán en el siguiente capítulo.

#### 7.8.3.6 Porciones de red con diámetro de tuberías subdimensionado

La red de Tegucigalpa se ha desarrollado en los años casi siempre bajo una perspectiva de emergencia mirada más a solventar problemas del día a día sin una efectiva planificación a largo plazo que de manera integrada considerase todos los aspectos involucrados.

Es bastante común en la red encontrar colonias o barrios alimentados por diámetros excesivamente reducidos ya que fueron instalados en momentos anteriores de la expansión demográfica de los últimos años, expansión demográfica que no fue contemplada adecuadamente en el momento mismo de la instalación de la red misma. Esta falta de provisión provoca a menudo zonas con bajas presiones en la red precisamente por las excesivas pérdidas de carga obtenidas en los tramos sub dimensionados (al tener un caudal mayor se incrementan las velocidades y ende las pérdidas continuas por rozamiento en la tubería).

Dentro del conjunto de propuestas de mejoras incluidas en el estudio cabe entonces un planteamiento de renovación de redes que mire a minimizar las partes de la red alimentadas con diámetros no aptos para que el recurso llegue a los usuarios con las presiones mínimas necesarias.

Antes de entrar en el detalle de la descripción y cuantificación en términos de Km. de estos tramos de tuberías (cfr. CAPÍTULO siguiente) merece la pena mencionar a título de ejemplo la técnica de renovación anual utilizada en otros países (Cabrera et al., 2004). Mírese a este propósito la tabla a continuación.

Tamaño del abastecimiento	Campañas encuestadas	Longitud de sus redes	Renovación actual red	Rehabilitación anual red	Renovación anual de acometidas
<i>Hm<sup>3</sup>/año</i>	<i>Número</i>	<i>Km.</i>	<i>%</i>	<i>%</i>	<i>%</i>
> 20	19	41.000	0,40	1,10	1,20
5-20	23	15.700	0,70	0,70	1,50
< 5	15	3.800	1,00	2,00	0,90
Suma	57	60.500	0,50	1,05	1,30

**Tabla Nº 46** Situación de ciudades alemanas en el 1993.

La tabla anterior es relativa a una muestra de ciudades de Alemania, en una encuesta del 1993. La cultura anglosajona es muy sensible a este tema, y ha previsto ya desde hace unos 20 años un cierto porcentaje de renovación y reparación anual de tuberías. Donde está política a priori no ha sido adoptada con tiempo, la rehabilitación/renovación total de tuberías a gran escala (gran porcentaje de red) resulta una técnica atractiva y en muchos casos seguramente recomendable.

#### 7.8.3.7 El papel real de los centros de almacenamiento en el sistema

Considerando las modelaciones matemáticas realizadas, línea de alta y zonas hidráulicas, y cruzando los resultados obtenidos se han detectado otras deficiencias estructurales. La escasa capacidad de regulación presentes en los depósitos y consecuencia de la accidentada topografía de la ciudad es un problema intrínseco del sistema que, visto el desarrollo de la red en los últimos 50 años, resulta difícilmente solucionable. Sin embargo, se recomienda la ampliación de aquellos centros de distribución que presentan los mayores problemas en su capacidad de responder a las altas demandas de los usuarios y sus fluctuaciones.

TANQUE	CONSUMO TOTAL (mc/h)	VOLUMEN (M3)	Horas de capacidad
LOARQUE	265,59	3251,75	12,24
LOMAS II ETAPA	334,93	642,93	1,92
HATO II	221,69	1064,96	4,8
SAN JUAN	32,84	1059,94	32,28

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

14 DE MARZO	202,52	2625,54	12,96
19 DE SEPTIEMBRE	36,53	63,53	1,74
ALTOS DE LOARQUE	44,81	208,76	4,66
TONCONTIN	240,38	1074,46	4,47
CENTRO AMERICA ESTE	157,05	1125,32	7,17
CENTRO AMERICA OESTE	394,16	1248,88	3,17
CALPULES	45,93	436,91	9,51
CANAL 11	838	2636,59	3,15
CENTRO LOMAS	577,5	1700,28	2,94
CERROGRANDE	937,71	1805,16	1,93
ESTIQUIRIN	2559,25	13437,13	5,25
FILTROS	1192,33	3879,04	3,25
FCO. MORAZAN	103,21	99,88	0,97
HADAS	224,43	399,95	1,78
JUANA LAINEZ	253,95	1791,52	7,05
KENNEDY III	2987,8	6047,81	2,02
LA FUENTE	92,08	554,23	6,02
LAS CASCADAS	55,7	338,66	6,08
LAS MESITAS	72,75	595,67	8,19
LEONA	939,55	4215,45	4,49
LINDEROS	847,56	1659,48	1,96
MIRAFLORES	381,71	2482,14	6,5
MOGOTE	627,36	1526,12	2,43
MOLINON	41,35	349,04	8,44
MONTERREY - LLANOS	100	377,23	3,77
NUEVA OROCUINA	36,78	151,9	4,13
OLIMPO II	1094,48	4220,67	3,86
OLIMPO I	1573,87	1573,48	1
PICACHO	923,34	10469,77	11,34
PORVENIR	90,01	56,36	0,63
RESIDENCIAL SUYAPITA	11,7	292,28	24,98
RINCON	94,71	66,51	0,7
ROBLE ALTO	8,48	29,52	3,48
SAN FCO.	225,18	746,35	3,31

SAN JOSE LOARQUE	34,48	31,63	0,92
SOSA	1380,05	2511,11	1,82
SUYAPITA	442,6	1852,99	4,19
RES. TRAPICHE	40	195,2	4,88
TRAVESIA	243,1	1058,94	4,36
LAS UVAS	142,97	629,93	4,41
UNIV. NORTE	184,16	941,69	5,11

**Tabla Nº 47** Capacidad de regulación en los centros de almacenamiento.

En la tabla anterior se puede apreciar la capacidad de regulación de todos los centros de almacenamiento del sistema medida en horas. El resultado se obtuvo dividiendo el caudal horario medido de todas las salidas por el volumen total de almacenamiento.

#### 7.8.3.8 Otros aspectos de deficiencias estructurales

Otro aspecto detectado ha sido la mezcla antinatural entre las aguas circulantes en la línea de alta del sistema y la red de distribución. Antinatural porque la línea de alta debería llevar en teoría el agua hacia los tanques de almacenamiento que aprovechando de su cota podrían proporcionar el vital líquido a los usuarios bajo los estándares de presión y caudal adecuados.

Sin entrar en ulteriores detalles que se profundizarán en el apartado relativo a la sectorización se hace mención de dos casos emblemáticos de este aspecto, cuales son el caso de la inyección Canteras, hacia la zona de influencia del centro Olimpo I y del by pass de la línea 22 de Picacho para la colonia La Esperanza (zona hidráulica Linderos y Lomas II Etapa, cfr. propuesta de mejoras).

Otras necesidades detectadas son:

- Cambio y reubicación de las válvulas reductoras de presión
- Instalación y cambio de válvulas de corte
- Cambio de bombas que actualmente presentan una escasa eficiencia energética

## **7.9 Gestión comercial e índice del Agua No Contabilizada (ANC)**

### **7.9.1 Introducción**

Para una correcta auditoría de la red se necesitaría de un nivel de macro y micro medición adecuado. Aunque en las plantas se controla, dentro de un cierto margen, la producción (y de esta manera el caudal inyectado en la red) el nivel de macromedición es carente por el escaso mantenimiento de los pocos caudalímetros presente en las tuberías de gran diámetro.

Con respecto a la presencia de medidores domiciliarios (micromedición) se estima una cobertura del 42% (Princeton U., 2004) aunque se observa también en este caso un mantenimiento deficiente de los mismos con el problema adicional de que son a menudo objeto de robos.

A parte de esto, la gestión del SANAA se descentraliza a menudo por la difusión de Juntas de Aguas, Patronatos u otros entes autónomos que gestionan el agua con sus propios medios sin que la información llegue de manera adecuada al departamento correspondiente del SANAA.

### **7.9.2 Método de facturación actualmente existente en el SANAA**

Como ya planteado en apartados anteriores la variabilidad socio-económica de la población de Tegucigalpa es muy variada, complicando el establecimiento de tarifas justas a los varios rangos poblacionales. Se ha visto también que además de la clasificación del consumo según su uso, comercial, industrial, público y domestico, este último se diferencia a su vez en sub-categorías que tienen en cuenta precisamente las diferencias de su estatus socio – económico. La unidad en la que se clasifica el consumo es la “colonia” (o “barrio”). A nivel catastral cada colonia de la ciudad de Tegucigalpa está clasificada por rango, de 1 a 5, y así se maneja a nivel de diseño de redes en nuevas urbanizaciones para la asignación de la demanda teórica y el consecuente dimensionamiento de los diámetros de las tuberías.

El Departamento comercial del SANAA, responsable de la implementación de la gestión de facturación del SANAA, se alinea con esta clasificación a expensas del rango R-5 que a nivel catastral identifica aquellas colonias llamadas “Barrios en desarrollo” y gozan de una cierta autonomía a nivel comercial con respecto al SANAA.



CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

De esta manera en la Gerencia comercial se maneja una clasificación de usuarios por segmento y que aborda un régimen tarifario mostrado en la siguiente tabla (fuente SANAA, 2011).

SERVICIO AUTORIZADO NACIONAL DE AGUAS POTABLES Y ALCANALILLADOS SANAA DEPARTAMENTO COMERCIAL TARIFA APROBADA DICIEMBRE 2010							
CATEGORÍA SUBCATEGORÍA	RANGO m³/Mes	Consumo actual mínimo por usuario	TARIFA 2009 Lps m³/Mes	TARIFA 2010 Lps m³/Mes	VARIACION	CODIGO FMI	FORMA DE CÁLCULO
SEGMENTO 1	0-30	31.80	0.65	1.89	0.74	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 1)
	31-39		1.75	3.17	1.42		Para agua de 30.00 Lps. 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		3.20	5.29	2.09		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	50-59		4.65	7.80	3.15		Mantenimiento de medidor
	60-69		6.10	9.91	3.81		Cable Fija Por Conexión (RESIDENTE)
SEGMENTO 2	0-30	89.80	0.65	2.79	2.14	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 2)
	31-39		1.75	5.00	3.25		Para agua de 30.00 Lps. 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		3.20	8.15	4.95		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	50-59		4.65	11.30	6.65		Mantenimiento de medidor
	60-69		6.10	14.45	8.35		Cable Fija Por Conexión (RESIDENTE)
SEGMENTO 3	0-30	89.80	0.65	3.79	3.14	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 3)
	31-39		1.75	7.00	5.25		Para agua de 30.00 Lps. 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		3.20	10.15	6.95		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	50-59		4.65	13.30	8.65		Mantenimiento de medidor
	60-69		6.10	16.45	10.35		Cable Fija Por Conexión (RESIDENTE)
SEGMENTO 4	0-30	141.80	0.65	4.89	4.24	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 4)
	31-39		1.75	8.10	6.35		Para agua de 30.00 Lps. 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		3.20	11.25	8.05		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	50-59		4.65	14.40	9.75		Mantenimiento de medidor
	60-69		6.10	17.55	11.45		Cable Fija Por Conexión (RESIDENTE)
CATEGORÍA COMERCIAL	0-30	119.80	5.00	5.85	0.85	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 5)
	31-39		8.00	11.95	3.95		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		11.00	17.17	6.17		Mantenimiento de medidor
	50-59		14.00	22.40	8.40		Cable Fija Por Conexión (RESIDENTE)
	60-69		17.00	27.61	10.61		
CATEGORÍA INDUSTRIAL	0-30	399.80	19.00	19.89	0.89	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 6)
	31-39		12.00	19.87	7.87		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		15.00	24.12	9.12		Mantenimiento de medidor
CATEGORÍA DOMESTICO	0-30	399.80	9.00	14.86	5.86	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 7)
	31-39		12.00	19.87	7.87		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)
	40-49		15.00	24.12	9.12		Mantenimiento de medidor
CATEGORÍA INDUSTRIAL	0-30	119.80	1.00	2.80	1.80	RESIDENTE	PARA UN CONSUMO DE 30.00 (SEGMENTO 8)
	31-39		1.50	3.80	2.30		Agua potable 30.00 Lps. 1.00+ Abastecimiento Tarifario 1.00 (RESIDENTE)

Fuente: SANAA, 2011

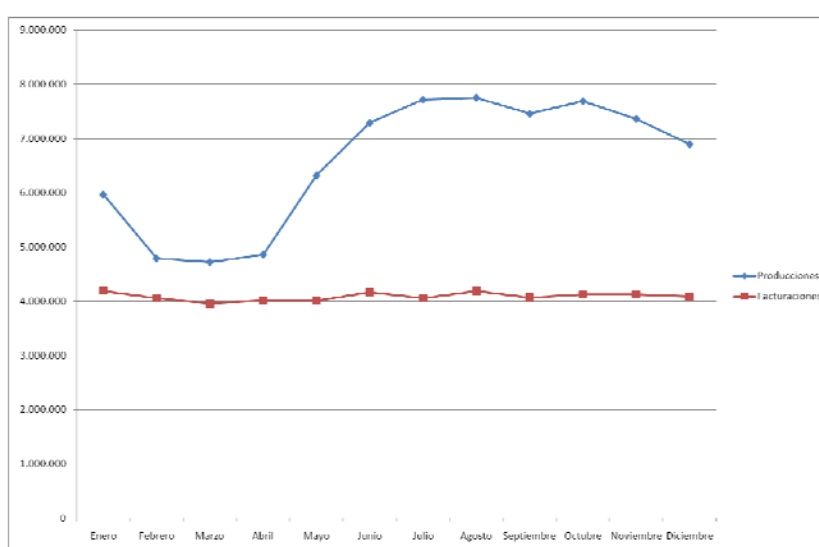
Tabla Nº 48 Clasificaciones de tarifas por segmento.

Como se aprecia en la tabla anterior a parte de la clasificación por segmento, dentro un mismo segmento, existen umbrales de consumo abajo de los cuales se aplica a los usuarios una tarifa fija. La aplicación extensa y generalizada de tarifas fijas a los usuarios junto a mal estado de un gran número de medidores domiciliarios, tiene como consecuencia un alto índice de Agua No Contabilizada que, como se puede ver en la siguiente tabla, no es proporcional a la cantidad de agua producida e inyectada a la red.

Mes	Metros cúbicos		ANC (%)
	Producciones	Facturaciones	
Enero	5.970.868	4.189.929	29,83%
Febrero	4.791.144	4.055.085	15,36%
Marzo	4.723.283	3.956.408	16,24%
Abril	4.864.203	4.015.201	17,45%
Mayo	6.318.575	4.011.261	36,52%

<b>Junio</b>	7.290.515	<b>4.165.643</b>	42,86%
<b>Julio</b>	7.719.196	<b>4.056.836</b>	47,44%
<b>Agosto</b>	7.754.395	<b>4.184.126</b>	46,04%
<b>Septiembre</b>	7.459.090	<b>4.067.890</b>	45,46%
<b>Octubre</b>	7.690.129	<b>4.132.026</b>	46,27%
<b>Noviembre</b>	7.365.320	<b>4.130.256</b>	43,92%
<b>Diciembre</b>	6.896.411	<b>4.085.426</b>	40,76%
<b>TOTAL</b>	78.843.131	49.050.087	37,79%

**Tabla N° 49** Datos de ANC del 2010.



**Figura N°40** Producción vs Facturación en el 2010.

El número de usuarios actuales conectados al servicio, desglosado por segmentos, se muestra en la tabla siguiente.

Nivel socioeconómico	Número de contratos
Segmento 1	22.106
Segmento 2	36.739
Segmento 3	38.085
Segmento 4	16.324
<b>TOTAL:</b>	<b>113.254</b>

Fuente: SANAA, 2011

**Tabla N° 50** Contratos en el 2010.

Siempre según los datos proporcionados por el Departamento Comercial SANAA resulta un importe pendiente, discriminado por segmento, tal y como mostrado en la siguiente tabla.

<b>Nivel socioeconómico</b>	<b>Importe pendiente</b>
Segmento 1	50.480.097,67
Segmento 2	130.853.909,77
Segmento 3	248.898.913,68
Segmento 4	111.771.248,37
<b>TOTAL:</b>	<b>542.004.169,49</b>

*Fuente: SANAA, 2011*

**Tabla Nº 51** Importes pendientes por segmento en Lps.

#### 7.9.2.1 Consideraciones finales acerca de la Gestión Comercial

Los usuarios conectados al servicio son hoy en día 113.254, que no cubren claramente la totalidad de las conexiones domiciliarias existentes, que según estudios anteriores rodea los 200.000 usuarios (Princeton University, 2004). Con respecto a la cobertura de micro medición en la red, esto es entonces un dato de difícil estimación aunque se estima un número de medidores igual a 62.000 (Princeton Univ., 2004). De este total, un buen porcentaje (37.000 de 62.000) está dañado o ilegible de manera que dificulta el trabajo del recaudo comercial.

Además, para el manejo y el control de los datos, se ha detectado una gestión deficitaria que como hemos visto en la tabla de importes pendientes carece de una política de concienciación de los ciudadanos hacia una buena relación cliente – usuario. Para una gestión más eficiente del servicio resulta urgente la aplicación de las siguientes medidas:

- Implantación definitiva del sistema de gestión comercial y eficaz y enlazado al software GIS ya a disposición del SANAA
- Instalación de nuevos medidores en las zonas que carecen de cobertura de micro medición
- Campaña de verificación extensa del estado actual de los medidores y reposición de aquellos en mal estado
- Planificación de una campaña de mantenimiento permanente de los medidores

En uno de los capítulos siguientes, relativo a las propuestas de mejoras a implementar se profundizarán todos estos aspectos.

## **7.10 Estudio energético de los equipos de bombeo en la red**

### **7.10.1 Introducción**

El sistema objeto del estudio se compone de aproximadamente 109 depósitos y 25 estaciones elevadoras. Estas últimas se componen generalmente de bombas impulsoras en paralelo cuyo funcionamiento es alternado en función del suministro. Según estimaciones del SANAA el parque de bombas a disposición del organismo alcanza una potencia total de 1200 HP (caballos de fuerza) y rangos de potencia entre 50 y 500 HP.

Dado el gran impacto del costo de la energía y el grave déficit operativo mensual que este produce, se inicia una serie de acciones concurrentes para mejorar la situación financiera de SANAA, entre ellas la revisión de la eficiencia energética tanto de los equipos de bombeo, como del sistema hidráulico. A las condiciones antes señaladas se agrega la grave crisis internacional energética, todos los países e instituciones en general han tomado medidas para paliar, en lo posible, los efectos directos en la economía, principalmente aquellos donde su matriz energética depende principalmente de los derivados del petróleo. Honduras es uno de estos Países y particularmente la Empresa SANAA enfrenta uno de sus más grandes retos al hacer frente al aumento constante de los precios de los combustibles y sus efectos en los costos directos que esto conlleva.

Dicho estudio pretende servir como herramienta de apoyo a la toma de decisiones a corto y medio plazo, con objeto de incrementar las actuaciones encaminadas al ahorro energético en el abastecimiento de agua.

Se contemplaron todas las estaciones de bombeos incluidas en la zona de proyecto y en todas las bombas se llevó a cabo la medición de los parámetros hidráulicos y eléctricos, al menos en tres puntos de operación. La metodología empleada se ha descrito en el CAPÍTULO anterior.

Como resultado del estudio, se han proporcionado informes para cada estación y un análisis global. En estos informes se incluyeron los resultados de las mediciones, las curvas experimentales halladas en cada bomba, los problemas encontrados durante el estudio y una serie de recomendaciones que vemos a continuación.

#### **7.10.2 Resultados principales obtenidos con el estudio**

A continuación se muestra la tabla resumen del promedio de eficiencia energética obtenido en el estudio.

CAPÍTULO 7: Diagnóstico del sistema de abastecimiento de Tegucigalpa

ITEM	UBICACIÓN	DESTINO	NOMBRE BOMBEO	EFICIENCIA ENERGÉTICA E (%)
1	EE Las Uvas	Centro Las Uvas	BOMBEO A CENTRO LAS UVAS	0,58
2	EE Las Uvas	Centro Las Hadas	BOMBEO A CENTRO LAS HADAS	0,29
3	EE Los Robles	Centro Los Robles	BOMBEO A CENTRO LOS ROBLES	0,71
4	EE Portal de Bosque	Colonia Portal del Bosque	BOMBEO PORTAL DEL BOSQUE	0,78
6	EE 19 de Septiembre	Tanques 19 de Septiembre 1 y 2	BOMBEO A TANQUES 19 DE SEPTIEMBRE 1 Y 2	0,67
7	EE Mogote	Centro Mogote	BOMBEO MOGOTE	0,77
8	EE La Fuente	Tanque La Fuente	BOMBEO A TANQUE LA FUENTE	0,4
10	EE Centroamérica 1	EE Centroamérica 2	BOMBEO A EE CENTROAMERICA 2	0,15
11	EE Centroamérica 2	Centro Centroamérica Oeste	BOMBEO A CENTRO CENTROAMERICA OESTE	0,76
12	EE Centroamérica 2	Centro Centroamérica Esta	BOMBEO A TANQUE CENTROAMERICA ESTE	0,14
14	EE Canteras	Centro Olimpo 1	BOMBEO A CENTRO OLIMPO I - bomba 1	0,64
15	EE Canteras	Centro Olimpo 1	BOMBEO A CENTRO OLIMPO I - bomba 4	0,83
16	EE Olimpo 2	Olimpo 2	BOMBEO A CENTRO OLIMPO 2	0,67
17	EE Cerro Grande 1	EE Cerro Grande 2	BOMBEO CERRO GRANDE 1	0,89
18	EE Cerro Grande 2	Tanque Cerro Grande	BOMBEO A TANQUE CERRO GRANDE	0,66
19	EE Loma Linda	Centro Canal 11	BOMBEO CANAL 11	0,57
20	EE Universidad Norte	Tanque Lomas Segunda Etapa	BOMBEO A TANQUE LOMAS SEGUNDA ETAPA	0,49
21	EE Universidad Norte	Centro Universidad Norte	BOMBEO A CENTRO UNIVERSIDAD NORTE	0,3
22	EE Suyapita	Centro Suyapita	BOMBEO A TANQUE SUYAPITA	0,75
23	EE Suyapita	Nueva Suyapa 1	BOMBEO NUEVA SUYAPA 1	0,71
24	EE Residencial Suyapita	Tanque Residencial Suyapita	BOMBEO RESIDENCIAL SUYAPITA	0,72
26	EE El Hato	Centro El Hato 2	BOMBEO A CENTRO HATO 2	0,51
27	EE El Hato	Tanque San Juan	BOMBEO A TANQUE SAN JUAN	0,63
28	EE Los Pinos	Tanques de Los Pinos	BOMBEO LOS PINOS	0,42
29	EE Los Pinos	Tanques Altos de Los Pinos	BOMBEO ALTOS DE LOS PINOS	0,44
30	EE El Dorado	colonia el dorado	BOMBEO EL DORADO	0,79
33	EE Residencial Concepción	Tanque Residencial Concepción	BOMBEO A TANQUE RESIDENCIAL CONCEPCION	0,7
34	EE Villa Nueva	Tanques Villa Nueva	BOMBEO A TANQUES VILLA NUEVA	0,47
35	EE Estiquirín	Centro Estiquirín	BOMBEO A CENTRO ESTIQUIRIN	0,57
<b>PROMEDIO</b>				<b>0,59</b>

**Tabla Nº 52** Resultados generales del estudio energético en las bombas.

Se recomiendan intervenciones urgentes en aquellas bombas que presentan un índice de rendimiento energético más bajo del promedio obtenido en el estudio. Dichas intervenciones se refieren básicamente a las siguientes medidas:

- Incrementar el mantenimiento de la estación de bombeo realizando estudios eléctricos más detallados enfocados hacia la presencia o no de bancos de compensación. En el caso de que no estén, realizar estudio de factibilidad para su instalación, necesaria para incrementar el factor de potencia.
- Sustitución de aquellas bombas que presentan menor eficiencia energética y en general un dimensionamiento de toda la estación elevadora inadecuado.

Es esto el caso sobre todo de la estación Villanueva, la estación Universidad norte, Centro América y de las Uvas hacia el tanque Las Hadas, que está funcionando como medida temporal.

ITEM	UBICACIÓN	DESTINO	NOMBRE BOMBEO	EFICIENCIA ENERGÉTICA E (%)
12	EE Centroamérica 2	Centro Centroamérica Esta	BOMBEO A TANQUE CENTROAMERICA ESTE	0,14
10	EE Centroamérica 1	EE Centroamérica 2	BOMBEO A EE CENTROAMERICA 2	0,15
2	EE Las Uvas	Centro Las Hadas	BOMBEO A CENTRO LAS HADAS	0,29
21	EE Universidad Norte	Centro Universidad Norte	BOMBEO A CENTRO UNIVERSIDAD NORTE	0,3
8	EE La Fuente	Tanque La Fuente	BOMBEO A TANQUE LA FUENTE	0,4
28	EE Los Pinos	Tanques de Los Pinos	BOMBEO LOS PINOS	0,42
29	EE Los Pinos	Tanques Altos de Los Pinos	BOMBEO ALTOS DE LOS PINOS	0,44
34	EE Villa Nueva	Tanques Villa Nueva	BOMBEO A TANQUES VILLA NUEVA	0,47
20	EE Universidad Norte	Tanque Lomas Segunda Etapa	BOMBEO A TANQUE LOMAS SEGUNDA ETAPA	0,49
26	EE El Hato	Centro El Hato 2	BOMBEO A CENTRO HATO 2	0,51
19	EE Loma Linda	Centro Canal 11	BOMBEO CANAL 11	0,57
35	EE Estiquirín	Centro Estiquirín	BOMBEO A CENTRO ESTIQUIRIN	0,57
1	EE Las Uvas	Centro Las Uvas	BOMBEO A CENTRO LAS UVAS	0,58

**Tabla Nº 53** Intervenciones urgentes para el parque de bombas.

## **7.11 Estudio integrado en sectores pilotos**

### **7.11.1 Metodología utilizada**

Cómo se ha hecho mención en un apartado anterior, el suministro intermitente provoca una serie de externalidades que afectan negativamente el sistema en los siguientes aspectos:

- Difusión de sistema de almacenamiento domiciliarios, sean estos cisternas o tanques elevados
- Calidad del agua: el uso difuso y generalizado de sistemas de almacenamiento caseros produce un decaimiento de la calidad por la excesiva estanqueidad del agua en los mismos; a esto hay que añadir los fenómenos de intrusión patógena en tuberías (cfr. estudio de López et al. de la Politécnica de Valencia)
- El micro sistema domiciliar en gran mayoría difundido entre los usuarios se puede definir como el siguiente: acometida-cisterna/tanque-calderín-bomba. Al ser dependiente de la energía eléctrica provoca un gasto respectivo adicional sin considerar los problemas de corte de energía, frecuentes en Tegucigalpa según la temporada. Este costo puede ser considerado como una externalidad a cargo de los usuarios pero en realidad asumible al costo total del agua.
- La energía hidráulica del agua, presente en la red por la gravedad proporcionada por los tanques elevados, no se aprovecha en su totalidad por el efecto rompe – carga de los sistema domiciliarios anteriormente mencionados

Teniendo presentes los puntos anteriores, se ha realizado un estudio integrado en diferentes sectores hidráulicos del sistema de características socio-económicas distintas. Gracias a la contribución del Departamento de Comunicaciones del consorcio AQUARUM se ha obtenido el apoyo de los usuarios en brindar colaboración con respecto a la recolección de los siguientes datos:

- Cubicación de las cisternas o tinacos domiciliarios
- Evaluación cualitativa y si posible cuantitativa del estado de las redes intra-domiciliarias
- Descripción técnica y precisa del sistema interno presente
- Cuantificación del gasto eléctrico adicional en el caso de uso de una bomba de impulsión adicional (en caso de tener tanque o tinaco elevado)



- Nivel de satisfacción cualitativo del cliente

Además de las encuestas, y paralelamente a las mismas, se ha realizado una lectura de los medidores dentro del sector antes y después de cada servicio. La muestra realizada en este caso ha sido sensiblemente más elevada de la muestra de encuestados, al ser una actividad menos invasiva de cara a los usuarios. Con la inferencia de las lecturas de los medidores a toda la población se ha podido estimar el índice de Agua No Medida de cada sector analizado. Este índice, aunque significativo, carece del soporte de ulteriores datos comerciales que, es bien sabido, tiene implementado un cobro extendido por tarifa fija que lógicamente no se refleja en el consumo medido realmente por los usuarios. El dato es indirectamente relacionado con el porcentaje de cobertura. La normativa técnica diferencia las colonias según la tabla mostrada a continuación.

CATEGORÍA	DOTACIÓN	
	Litros por persona por día (lppd)	Galones por persona por día (gppd)
R-1 Altos Ingresos (Área 400 m <sup>2</sup> , frente de 15 m (mínimo))	300	80
R-2 Altos Ingresos (Área 300 m <sup>2</sup> , frente de 15 m (mínimo))	230	60
R-3 Medios Ingresos (Área 120 m <sup>2</sup> , frente de 10 m (mínimo))	190	50
R-4 Bajos Ingresos (Área 75 m <sup>2</sup> , frente de 7 m (mínimo))	150	40
R-5 Barrios en Desarrollo (Área de 60 a 400 m <sup>2</sup> ; frente de 6 a 15 m (mínimo))	100 a 120	25 a 30

**Tabla Nº 54** Dotaciones hídricas según el ranking socio-económico.

Teniendo en cuenta que la categoría R-5 abarca las colonias denominadas Barrios en Desarrollo y que todas estas colonias no están incluidas en la Zona de Actuación del Proyecto, al cual se refiere el presente estudio, se hará referencia solamente a las primeras 4 categorías.

En diferentes sectores hidráulicos previamente diseñados en la red de Tegucigalpa se ha llevado a cabo entonces un estudio de campo y de oficina para cuantificar todos los tipos de impacto que pueda provocar el suministro intermitente haciendo particular hincapié en los gastos energéticos adicionales y en la sobredemanda de caudal necesaria para llenar las tuberías en la horas tempranas de servicio que conlleva un retraso importante en la presurización de las tuberías.

La metodología general empleada se puede resumir en lo siguiente:

- Elección de los sectores hidráulicos “pilotos” que caractericen todos los rangos socio-económicos
- Muestreo de las casas de los usuarios para la instalación de las sondas de presión y para la realización de una encuesta (cfr. fig. siguiente)
- Medición de caudal en la entrada del sector a lo largo de todo el servicio
- De manera contemporánea al punto anterior realización de la campaña de campo de detección y localización de fugas e mediciones de presión en puntos de control específicos
- Realización de fichas de medición y resultados de la campaña de fugas mediante la recopilación de los datos de campo
- Análisis y recopilación de los resultados

ENCUESTA PLAN MAESTRO TEGUCIGALPA

NUMERO DEL SECTOR: \_\_\_\_\_ TIPO DE ZONA: \_\_\_\_\_ CLAVE DE CAMPO: \_\_\_\_\_

UBICACIÓN  
 CARRERA: \_\_\_\_\_ FECHA: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_  
 DIRECCIÓN: \_\_\_\_\_

1) Cantidad de pisos en vivienda:

2) Cantidad de habitantes por vivienda:

3) Tipo de sistema de abastecimiento para agua potable: Cisterna   
 Tanque   
 Cisterna - Tanque   
 Convencional (Pila, Buse)

4) Volumen de cisterna: Largo (m): \_\_\_\_\_ Ancho (m): \_\_\_\_\_ Alto (m): \_\_\_\_\_ Volumen (m<sup>3</sup>): \_\_\_\_\_  
 Volumen de tanque: Largo (m): \_\_\_\_\_ Ancho (m): \_\_\_\_\_ Alto (m): \_\_\_\_\_ Volumen (m<sup>3</sup>): \_\_\_\_\_  
 Cota (mts): \_\_\_\_\_  
 Volumen de pila: Largo (m): \_\_\_\_\_ Ancho (m): \_\_\_\_\_ Alto (m): \_\_\_\_\_ Volumen (m<sup>3</sup>): \_\_\_\_\_  
 Cantidad de Buse:

5) ¿Tiene bombeo en vivienda? Si  No  Potencia Bomba:  Borneo Cisterna-Frío   
 Borneo Cisterna-Tanque   
 Borneo Muro

6) ¿Cuánto es su costo mensual en electricidad? Lps \_\_\_\_\_

7) ¿Cuánto es su costo mensual en agua potable? Lps \_\_\_\_\_

8) ¿Su lectura de consumo mensual es por medio de: Medidor   
 Tarifa fija

9) ¿Cuál es su nivel de satisfacción respecto al servicio de agua potable? Bueno   
 Regular   
 Malo

10) ¿Cuál es la frecuencia de tuberías rota en la zona? Siempre   
 Frecuente   
 Nunca

Observaciones: \_\_\_\_\_

Figura N°41 Formulario tipo para la encuesta a los usuarios.

Los datos obtenidos se han elaborado enfatizando los aspectos socio-económicos a utilizar en el análisis costo-beneficio que constituye la herramienta conclusiva de la metodología propuesta.

### 7.11.2 Resultados destacados obtenidos

Frente a una red tan fragmentada y compleja en sus operaciones diarias y en las problemáticas que influyen en la misma son muchas y variadas las vertientes que se pueden abordar para un correcta análisis del funcionamiento interno de los micro-sectores hidráulicos propuestos. Además la fragmentación extrema provoca que los resultados singulares obtenidos en cada sector puedan diferir notablemente el uno del otro, tal y como se verá a continuación.

- Como resultado de las lecturas de los medidores antes y después del servicio se han obtenido resultados discordantes, precisamente por lo mencionado anteriormente. En general se ha observado una escasa cobertura de micro-medición encarecida por el mal estado general de los aparatos instalados. En los sectores R-1 Y R-2 la cobertura es elevada (60-75%) aunque el número de medidores en mal estado o ilegible es bastante alto. En los otros dos rangos, la cobertura es muy baja, hasta el valor casi nulo del sector R-4. El índice de ANC que se pudo sacar se ve mermado en su utilidad por la falta de datos comerciales que podrían proporcionar la cantidad de metros cúbicos mensuales que se les asigna a los usuarios que no disponen de medidores. Por esta razón, y para evitar confusiones, se ha llamado el índice obtenido como Agua No Medida (ANM), que proporciona de manera cualitativa y cuantitativa las deficiencias del control que el SANAA opera en sus usuarios.

RANGO	ANM
R-1	51,00%
R-2	66,45%
R-3	81,41% y 86,82
R-4	ND*

\*: En este caso no se sacó el índice por el escaso número de medidores levantados (1 en la muestra)

**Tabla Nº 55** Estimación del ANM en los sectores pilotos.

- El volumen total estimado de las instalaciones domiciliarias de los usuarios también en este caso proponen datos no constantes, aunque se han podido extraer algunas conclusiones representativas. En general se aprecia que para los sectores de rango más elevado (R-1 y R-2)

la capacidad de almacenamiento es mucho más elevada (y esto es lógico por la mayor capacidad económica de los mismos) que en los sectores de rango R-3 y R-4. En este último caso la capacidad de almacenamiento estimada es del mismo orden de magnitud del caudal promedio inyectado en un día, hecho esto que retrasa la presurización de las tuberías sobre todo en las horas tempranas de servicio. El parámetro de referencia en este caso es el índice de almacenamiento que proporciona el número de días en los que los usuarios disponen de agua a pesar de que no llegue el servicio por tuberías.

RANGO	Caudal inyectado en un día (m <sup>3</sup> )	Cubicación domiciliaria estimada (m <sup>3</sup> )	Índice de almacenamiento (días)
R-1	1.900,00	8.336,45	4,39
R-2	393,41	1.929,07	4,9
R-3	1629,79	2068,93	1,27
	2269,2	2240,54	0,59
R-4	738,97	671,86	0,91

**Tabla Nº 56** Estimación del volumen de almacenamiento vs caudal inyectado.

- Según los datos encuestados e implementando la metodología descrita en el anexo nº 2 se ha extraído para cada sector el gasto adicional energético estimado que proporciona en parte de una medida del costo que los usuarios tienen que soportar para aprovechar del recurso hídrico en sus hogares.

RANGO	Hp bombas							TOTAL (\$/mes)
	1/4	1/2	3/4	1	2	3	nd	
R-1	\$31,57	\$1.412,90	\$1.689,34	\$1.641,56	\$505,09	\$378,82	\$2.990,89	\$8.650,17
R-2	\$16,54	\$450,70	\$491,83	\$330,87	\$0,00	\$0,00	\$1.649,87	\$2.939,81
R-3	\$0,00	\$408,22	\$259,86	\$69,93	\$0,00	\$0,00	\$348,69	\$1.086,70
	\$0,00	\$388,99	\$99,05	\$266,53	\$0,00	\$0,00	\$332,27	\$1.086,84
R-4	\$0,00	\$0,00	\$0,00	\$0,00	\$0,00	\$0,00	\$86,64	\$86,64

**Tabla Nº 57** Estimación del gasto energético adicional en los sectores pilotos.

- Tomando en cuenta el caudal diario teórico estimado y el volumen total medido en la entrada de los sectores se han podido estimar las proyecciones de caudales y volúmenes en los dos

casos por semana y por mes. Este último índice al ser extendido por 30 días ha permitido sacar conclusiones más precisas acerca del volumen de agua efectivamente inyectado en el sector y si esto es suficiente para cubrir la demanda existente. En este caso se observan resultados discordantes al tenerse un déficit marcado en los sectores de rango 1, 2 y 4 y un déficit más reducido en los dos sectores de rango R-3.

COMPARACIÓN DE CAUDALES MENSUALES PROYECTADOS	
RANGO	Déficit /plus (m3/mes)
R-1	18.492
R-2	7.046
R-3	4.080
	3.331
R-4	1.176,00

**Tabla Nº 58** Comparación del caudal mensual teórico vs el caudal medido.

- Con respecto al índice de fuga por kilometro se ha observado en general un promedio bajo con respecto al valor de la campaña general (0,7). Esto se debe a la época de extremos racionamientos que ha ocurrido en coincidencia de estas pruebas, debido a la escasez de agua típica de los primeros 5 meses del año, siendo los más críticos los meses de febrero hasta mayo.

RANGO	Índice fuga/Km.
R-1	0,39
R-2	0,32
R-3	0,15
	0,1
R-4	0,2

**Tabla Nº 59** Comparación del caudal mensual teórico vs el caudal medido.

Finalmente, aunque estas tablas resumen de manera sintética aquellos aspectos inducidos por tener un servicio intermitente hay otras consideraciones que merecería la pena de profundizar de manera

cuantitativa y que hasta el momento se han podido estimar solamente de manera cualitativa. Estas consideraciones son por ejemplo:

- Los efectos rompe-carga de las instalaciones domiciliarias no permiten aprovechar las presiones en la red, siendo esto un despilfarro energético interno al sistema.
- Las mismas instalaciones internas en las casas de los usuarios, en algunos casos verdaderos micro-sistemas de abastecimiento (toma domiciliar – cisterna/tanque – calderín - bomba etc.) constituyen un gasto adicional ulterior totalmente a cargo de los usuarios del sistema.

## **8 CAPÍTULO 8: PROPUESTAS DE MEJORAS A CORTO-MEDIO PLAZO**

A lo largo de más de dos años de actividades de consultoría realizadas en Tegucigalpa se ha estudiado a fondo el sistema de alimentación y distribución de agua potable y se han evidenciado a la par sus principales debilidades y características esenciales. Una vez obtenido el diagnóstico del sistema se han podido definir una serie de propuestas de mejoras, en diferentes lapsos de tiempo, a implementar en el sistema para mejorar su rendimiento en general. A continuación se detallan dichas mejoras cada una en un apartado específico.

### **8.1 Sectorización hidráulica**

#### **8.1.1 Metodología empleada**

Se evidencia, una vez más, que la sectorización se convierte en el primer paso para una mejora significativa en la gestión de la operación de la red de Tegucigalpa, acoplada a un moderno centro de control. La misma permitirá, además de una mejora en la gestión del suministro de agua en la ciudad, reducir las pérdidas en línea. Lo anterior se logrará al permitir la pre-localización de las fugas y por tanto una rápida repuesta de parte de la institución. La metodología empleada se rige básicamente según lo planteado en el capítulo 3 aunque se han considerado aspectos específicos del sistema en cuestión. En general los criterios utilizados para la sectorización han sido los siguientes:

- Se ha tenido en cuenta una previa sectorización de la red. Esto incluye la división de la misma en pisos de presión.
- Para que la explotación de la red en su conjunto resulte suficientemente operativa y eficaz, conviene considerar la longitud de cada sector. Siempre que esto sea posible, esta no debería ser superior a 20 Km de red de tuberías y no debería contener un número de acometidas domiciliarias mayor a 2000. En caso que uno de los criterios previamente mencionados supere el límite establecido, no se contaría con la suficiente "sensibilidad" para poder detectar valores anómalos de presión y caudal en coincidencia con variaciones de consumo o de caudal de fugas conforme éstas aparezcan.

- Se debe prever la alimentación en algunos sectores por varios puntos. Dado que en algunos casos la alimentación de la red por un único punto puede crear problemas, será necesario prever la posibilidad de doble alimentación mediante la abertura de una (o varias) de las válvulas de sectorización.
- Uniformidad de presiones en los puntos interiores en cada sector, es decir, minimizar lo posible las variaciones espaciales de presión en el interior de los sectores.
- Aspectos sociales: para la definición de cada sector es muy importante también tener en cuenta de la homogeneidad socio-económica dentro del mismo.

Las ventajas obtenidas, una vez que se finalicen las actividades de obra para la sectorización, se pueden resumir en los siguientes:

- Independencia de las zonas de abastecimiento: realizando las pertinentes operaciones sobre las válvulas. De esta forma se mejora el control sobre los parámetros hidráulicos y la independencia entre las distintas zonas de abastecimiento, de modo que al proceder a la reparación de un determinado sector, cuando se produzcan problemas de funcionamiento, estas operaciones no afecten al resto de la red.
- Mejora en el control operacional del acueducto: pudiendo racionar agua en determinado momento a determinados sectores, con el fin de mejorar la distribución o atender casos de emergencia, tales como grandes incendios que requieran mucho volumen de agua.

### **8.1.2 Fases implementadas para la sectorización**

Las fases realizadas para el diseño de cada sector han sido las siguientes:

- Recopilación de la información existente: análisis de la información y de la consistencia de los datos.
- Pruebas hidráulicas: cierre temporal de las válvulas y medición de presión en varios puntos de la red para una primera delimitación de los sectores.



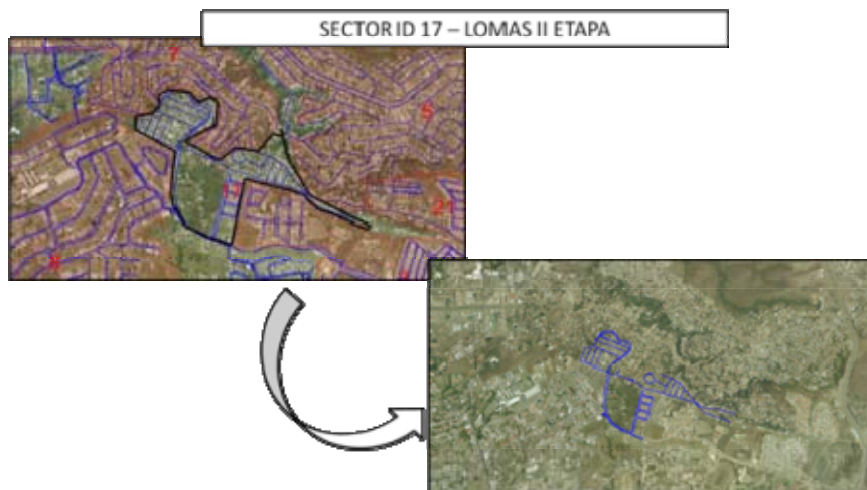
- Anteproyecto de diseño por cada sector: Incluye, asignación de cotas a los nudos, rugosidades en las tuberías, demanda en los nudos, curva de modulación para la demanda y para la presión en la entrada.
- Conformación y calibración: actividades sobre el modelo de simulación por cada sector.
- Construcción de la unidad de control en la entrada y ulterior revisión en campo y en la oficina para determinar la viabilidad técnica del cierre del sector mediante la instalación de las válvulas de corte oportunas que permitan lograr pruebas satisfactorias.

#### 8.1.2.1 Recopilación de la información existente

Como primer paso para la sectorización ha sido necesario realizar un trabajo previo de recopilación de la información de partida que normalmente va a determinar el éxito o fracaso del diseño del sistema sectorizado.

En el caso del diseño de la sectorización de la red de Tegucigalpa - Comayagüela, estas informaciones se han extraído del GIS, sobre el cual se ha realizado el catastro y la modelación de la zona de actuación.

Mediante las herramientas del GIS se han extraído el conjunto de elementos hidráulicos (tuberías, nudos, válvulas etc.) que componían cada sector, cada uno enlazado a una base de datos específica en Access.



**Figura N°42** Ejemplo de extracción del GIS de un sector de la red de distribución.

#### 8.1.2.2 Pruebas hidráulicas

Para un buen diseño de sectorización hidráulica es preciso realizar un estudio previo de delimitación de las zonas de servicio tal y como están en la actualidad. Este paso, necesario para el éxito del trabajo ha contemplado las siguientes actividades:

- Análisis del catastro de redes en la zona
- Recopilación de informaciones acerca del horario de servicio en el sector considerado
- Manipulación de válvulas de corte en tramos de tuberías con el fin de averiguar los límites de suministro involucrados (límite de sector). De manera simultánea a cada manipulación de válvulas se ha realizado una campaña de campo basada por un lado en la instalación de sondas de presión en los domicilios de los usuarios, por otro en la recolección “puerta a puerta” de informaciones acerca del suministro de agua.

Con todos los datos obtenidos, se ha procedido luego a la definición teórica de los límites de los sectores. El escenario teórico deberá ser sometido posteriormente a verificación del “cierre”, mediante pruebas de estanqueidad y una vez que las obras hayan finalizados.

#### 8.1.2.3 Modelación matemática de los sectores

Una vez extraído el sector de la red completa, disponible en el GGS y asociado a los resultados de las pruebas hidráulicas, se ha procedido a realizar la modelación matemática del sector. La metodología es la misma de aquella utilizada en la modelación matemática de la línea de alta y línea de distribución detallada anteriormente. Sin embargo, hay que estigmatizar otros detalles más concretos que se describen a continuación.

Para simular la entrada del sector se ha insertado un embalse ficticio, cuyo dato esencial para la modelación es la cota altimétrica. La determinación de la cota se realiza mediante los siguientes datos:

- La altura piezométrica del punto de entrada
- La diferencia de cotas entre el punto de entrada y el punto de medición de presión.
- El promedio de presión registrado en el punto de medición.

La altura piezométrica equivale al valor de cota “corregido” en la entrada (se suma o resta la diferencia con respecto a la cota del punto de medición) más el valor de presión promedio registrado en la medición. Para aproximar la modelación a la realidad se ha asociado a cada embalse una curva de modulación de altura siempre de acuerdo a las variaciones de presión observadas en la medición.

Paralelamente a eso se ha asociado a cada nudo de demanda una curva de modulación de consumos, calculada en función de las mediciones de caudal realizadas en el punto de entrada del sector.

### 8.1.3 Equipos de medición utilizados

Para la realización de las mediciones de caudal en las entradas de los sectores, así como mediciones de presión en un promedio de tres o cuatro puntos por sector se han utilizado los equipos descritos en el apartado relativo a la modelación matemática. A continuación se muestran algunas fotos relativas a la campaña de mediciones.



**Figura N°43** Medición de presión.



**Figura N°44** Medición de caudales para la sectorización-

#### **8.1.4 Construcción de la obra civil**

##### **8.1.4.1 Unidad de control a la entrada del sector**

La sectorización de la red se concreta de forma física con la creación de zonas hidráulicamente independientes, que serán abastecidas por un solo punto, donde se instala una Unidad Operativa de Control, consistente en una batería de equipos (válvulas, filtro, contador) agrupados en una arqueta visitable, por medio de los cuales se controlará el funcionamiento hidráulico del sector (caudales de aportación).

Periódicamente, los datos de los medidores son leídos y analizados por los técnicos, que pueden de esta forma analizar el consumo del sector y detectar aumentos o disminuciones del consumo inesperados respecto a los patrones normales. El análisis continuo de la evolución temporal de los datos de caudales aportados a cada sector permitirá a SANAA no sólo conocer de forma inmediata la aparición de fugas en la red monitorizada, sino su pre-localización (sector) y cubicación de las mismas.

A lo largo del Proyecto “PROYECTO DE OPTIMIZACIÓN DE LOS SERVICIOS DE ABASTECIMIENTO DE TEGUCIGALPA Y RENOVACIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE LAS COLONIAS 15 DE SEPTIEMBRE Y

21 DE OCTUBRE DE TEGUCIGALPA” se ha planteado la instalación de 75 UOC como las que se muestran a continuación:



**Figura N°45** Modelo de UOC a la entrada de los sectores sin by pass.

En referencia a la Unidad de Control, en su diseño se ha hecho la distinción entre los casos que el sector presente una o más entradas. Si el sector está naturalmente aislado desde el punto de vista hidráulico, se hace necesaria la instalación de un by pass en la entrada, eso para garantía de suministro en el caso de que se deba dar algún tipo de mantenimiento a los accesorios hidráulicos instalados (filtro, macro medidor etc.). Por otro lado, en el caso de que se hayan instalado válvulas de sectorización (que deberán estar cerradas) en las fronteras del sector, o que ya existían, estas mismas pueden abrirse en cuanto ocurra algún problema de suministro en la entrada.

#### 8.1.4.2 Ejecución de obra civil complementaria

Para lograr una correcta implementación de la sectorización y aumentar la garantía de suministro cumpliendo con los estándares de calidad, a veces es necesaria la ejecución de algunas obras que eliminen estrangulamientos en el interior de los sectores, o bien aumenten el mallado de la red para mejorar la distribución de las presiones. En el diseño específico de cada sector se han tomado en cuenta estos aspectos conforme fuera necesario para el buen éxito del diseño.

### **8.1.5 Consideraciones adicionales del contexto existente en la sectorización propuesta**

Si bien la creación de sectores hidráulicos tiene, a nivel internacionalmente reconocido, el control de la presión y la implementación de un sistema de alerta temprana de fugas como primeros objetivos fundamentales, en el caso de Tegucigalpa estamos en frente a un sistema no convencional que se ha desarrollado en los años sin una coordinación y un seguimiento adecuado. De esta manera, y paralelamente a la expansión urbana descontrolada, se han realizado proyectos puntuales en la red o en porciones de estas con el riesgo recurrente de implementar medidas a corto plazo descontextualizadas de una visión general, indispensable en este caso.

Bajo esta perspectiva el primer objetivo que se ha perseguido mediante la sectorización, en este trabajo, ha sido el de restituir una lógica y un orden a la red, mediante la uniformidad y la simplificación de las operaciones en la red. Al año 0 estamos en presencia de un sistema de operaciones diarias extremadamente complejo además de muy costoso por la cantidad de personal involucrado.

Considerando el soporte teórico descrito en el apartado anterior junto con las consideraciones arriba mencionadas, se han diseñado 75 sectores hidráulicos en lo que compete la red de distribución de zona de influencia. Para llevar a un objetivo tan ambicioso se han tenido que considerar todos aquellos aspectos organizacionales que influyen en la operación diaria de la red y la envergadura del sistema logístico que lo soporta. Dentro del SANAA los actores involucrados en las operaciones del sistema son básicamente:

- Departamento de Operaciones: responsable del control de la red de distribución
- Departamento de Mantenimiento: responsable de acoger los reclamos de los ciudadanos por fallos en el sistema
- Departamento de Optimización Operativa: responsable de la micro sectorización y de las priorizaciones de actuaciones en aquellas colonias que presentan un índice de pérdidas elevado
- Operadores de los centros de distribución: responsables de abrir las válvulas de alimentación para las colonias según el horario mensual del SANAA
- Operadores de las estaciones elevadoras: responsables de los arranques y paradas de las bombas en las estaciones que alimentan los diferentes tanques distribuidos en la red

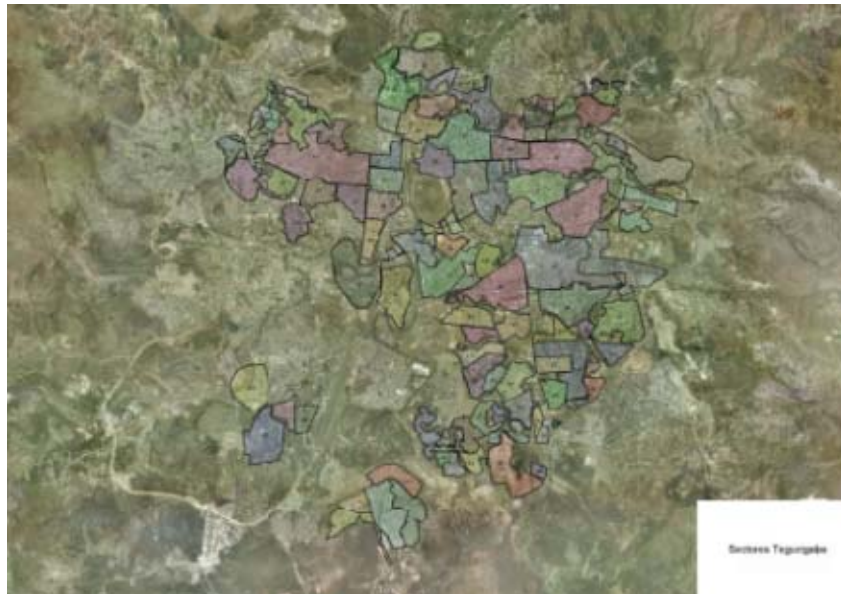
- Operadores de Válvulas: responsables del abertura, cierre y regulación de las válvulas de compuertas en la red que a diario se manipulan conforme al servicio en las colonias según establecido en el horario mensual

Conforme a lo planteado anteriormente es fácil entender la complejidad de las operaciones necesarias y como sea difícil mantener una supervisión y un control adecuado para que se respeten todas las directrices del Departamento de Operaciones, que es la unidad departamental encargada para conseguir tal objetivo.

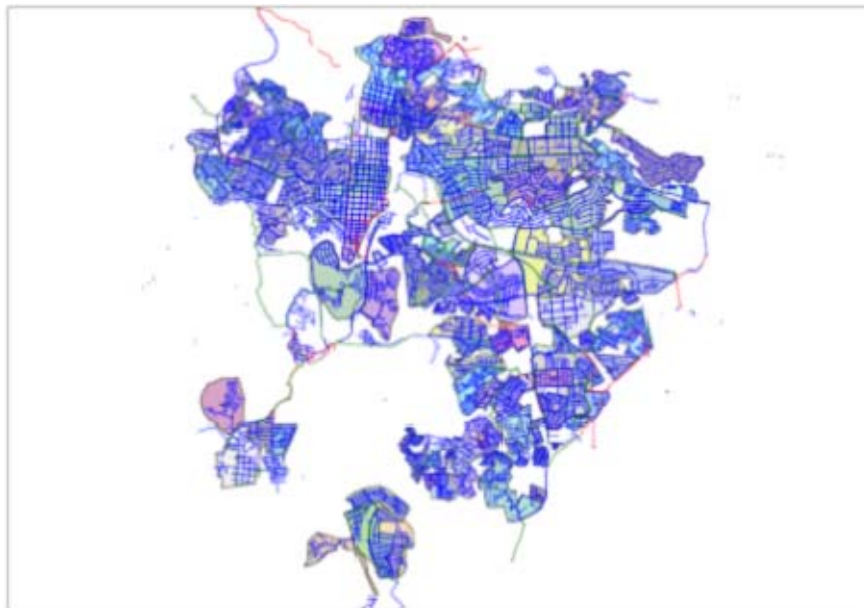
A menudo, y la experiencia de campo lo certifica, se observa que los horarios mensuales establecidos en las diferentes colonias se desatiendan por fallos repentinos e inesperados en la red o simplemente por defectos de comunicación entre los múltiples actores involucrados.

Además de esto y por la accidentada topografía de la ciudad se ha obtenido como resultado una red ya naturalmente sectorizada y fraccionada al construirse a menudo micro sistemas, en la mayoría ramificados y normalmente con un diámetro de entrada sub-dimensionado en perspectiva, conforme que la expansión urbana evolucionase de manera descontrolada.

La sectorización hidráulica llevada a cabo ha tenido en cuenta todos estos factores y el resultado ha sido el diseño de 75 sectores a controlar en sus entradas mediante la ya mencionada Unidad Operativa de Control (UOC). Además, y según una precisa petición del cliente, se han localizado aquellos sectores que por sus dimensiones reducidas no meritan hoy en día de la construcción de UOC aunque no se excluye que en futuro esta se pueda implementar de igual manera que en los otros sectores (se han denominado sectores de prioridad 2).



**Figura N°46** Diseño de Sectorización en Tegucigalpa con ortofoto como fondo.



**Figura N°47** Diseño de Sectorización en Tegucigalpa con red como fondo.



## **8.2 Actuaciones para solventar las debilidades actuales del sistema**

En el CAPÍTULO anterior y precisamente en el apartado correspondiente a la explotación del modelo matemático de las zonas hidráulicas previamente definidas se ha hecho mención a una serie de debilidades estructurales del sistema de abastecimiento actual. En este apartado se describen en detalle las estas deficiencias estructurales acompañadas por las consecuentes mejoras propuestas en el estudio y en el marco de la metodología propuesta.

### **8.2.1 Zona centro Linderos y La Sosa**

#### **8.2.1.1 Conexión de la Parte Alta de la Colonia Esperanza al Centro Lomas II Etapa**

El sector de la Esperanza se abastece de la línea llamada con el mismo nombre. La misma procede del bypass de la línea 22 en el centro Linderos. El esquema de manipulación de válvulas que se sigue en la actualidad, se tendrá que mantener aun después que se ejecute la sectorización. Una de las propuestas de SANAA, y suportada por las pruebas y simulaciones matemáticas del consorcio, ha sido alimentar la parte más alta de la colonia la Esperanza desde el tanque Lomas II Etapa, esto con el fin de evitar el uso del bypass de Picacho en Linderos para alimentar la parte más alta del sector. Para la implementación de dicha medida se recomienda la ampliación del tanque Lomas II Etapa, ya hoy en día entre los más Infra-dimensionados, cuyos detalles de explican en el apartado relativo al incremento de la capacidad de almacenamiento del sistema.

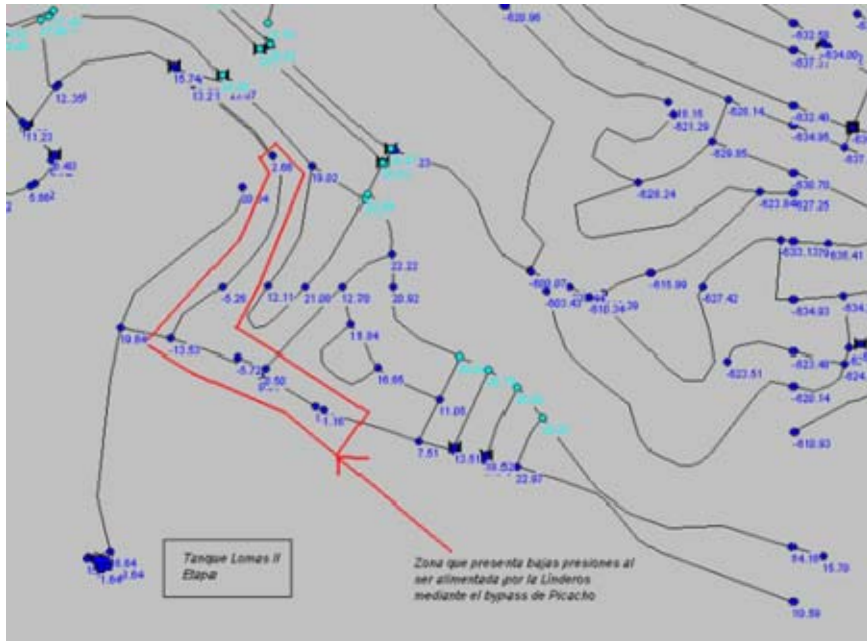


Figura N°48 Zona de Esperanza parte alta con menor presión.

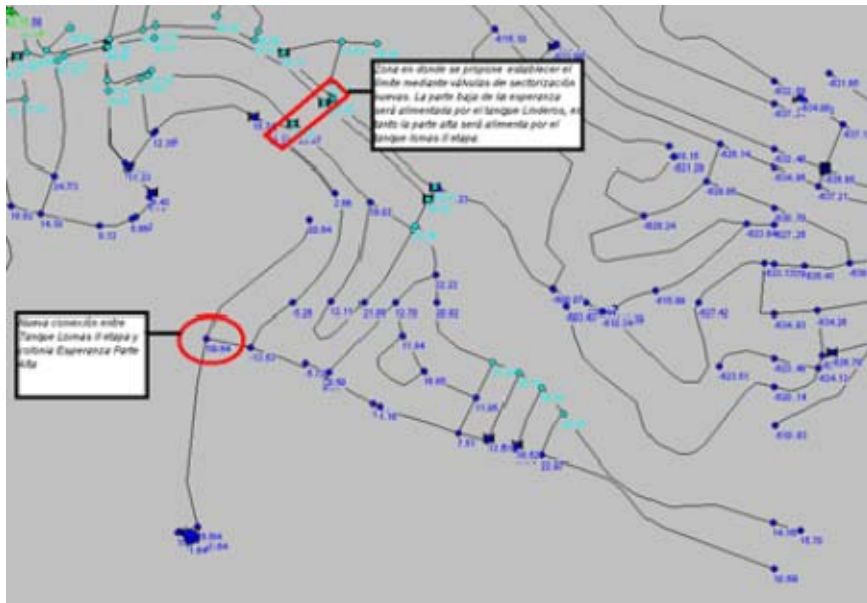
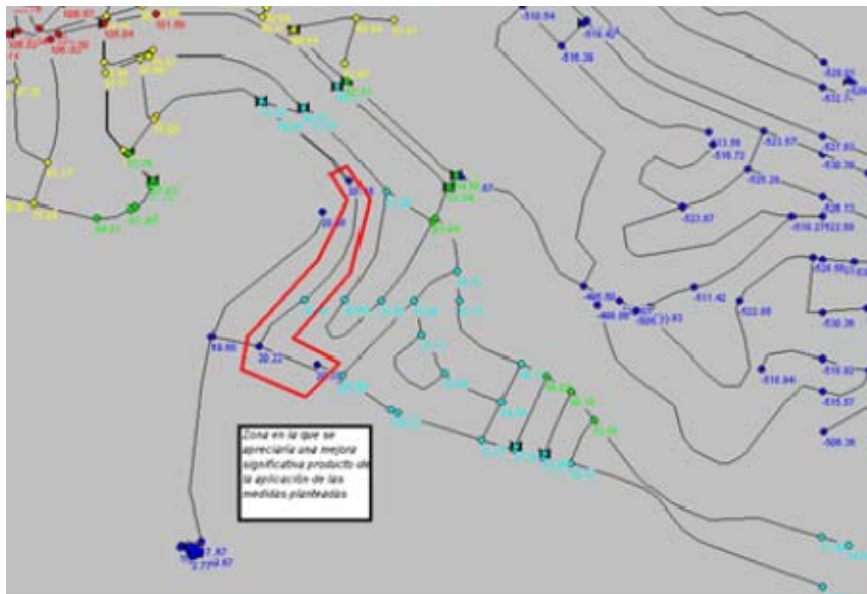


Figura N°49 Medidas de mejora recomendadas



**Figura N°50** Resultado luego de la aplicación de las medidas descritas

#### 8.2.1.2 Unión de las dos líneas que alimentan la colonia la Esperanza

El sector relativo a la San Miguel, dependiente del tanque La Sosa tiene la característica de estar abastecido actualmente por dos líneas separadas que salen del tanque: la línea de la San Miguel vieja (parte baja) y la línea de la San Miguel nueva (parte alta). Estas dos líneas bajan desde el tanque la Sosa de manera separada y sólo se interconectan entre sí en el punto que a continuación se muestra.

Ahora, teniendo en cuenta que la línea vieja alimenta también las colonias ubicadas aguas arriba de la colonia San Miguel mientras la línea nueva es exclusiva para el San Miguel, se propone alimentar toda la colonia solamente con la línea nueva. Ésta al venir de la parte más alta, también se puede emplear para abastecer la parte más baja. Lo anterior implicaría cerrar la línea vieja en la válvula de código V-360. De esta manera se alimenta el sector correspondiente con una sola línea, simplificando así las operaciones, y por otro lado dejando más carga disponible para las colonias aguas arriba. Es importante destacar que mediante sondeo se comprobó que en el punto donde se plantea la colocación de la U.O.C, no existe conexión entre las dos líneas de 6" que alimentan el sector desde el tanque la Sosa.



**Figura N°51** Conexión entre parte alta y baja de la colonia San Miguel.



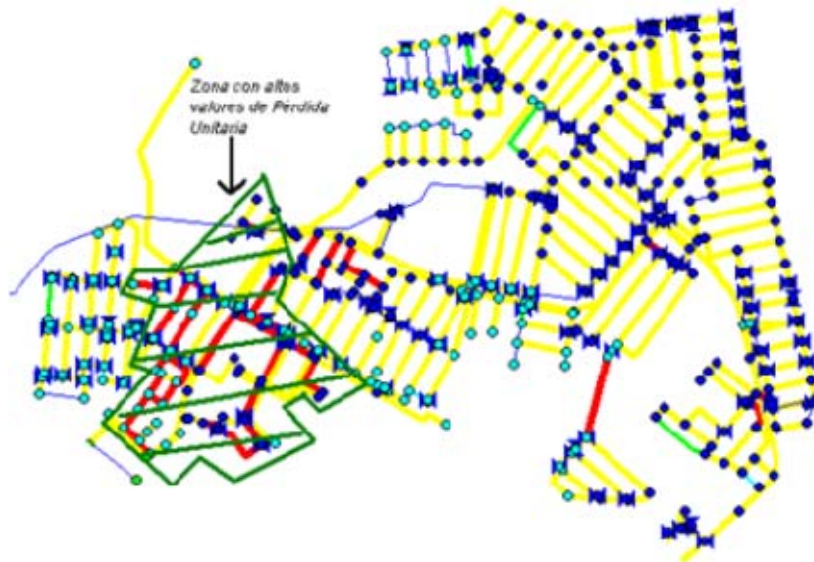
**Figura N°52** Válvula de cierre para la parte baja de la colonia San Miguel.

## 8.2.2 Zona centro Kennedy III

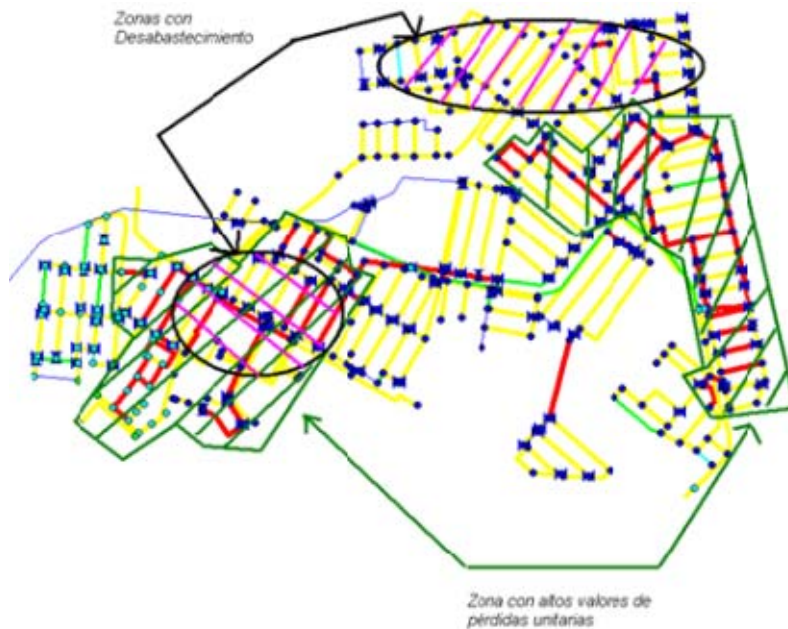
### 8.2.2.1 Pérdidas de carga en el sector hidráulico 47

Es importante destacar que para que la propuesta de sectorización de este sector funcione, es necesaria la ampliación de diámetros en puntos específicos. En las siguientes dos figuras se muestra como en el escenario de funcionamiento actual, la red presenta altos valores de pérdida de carga en una zona.

También muestran como con el escenario de red sectorizado las zonas con altos valores de pérdidas unitaria son dos, de allí que se recomienda un aumento en los diámetros de las zonas en cuestión.



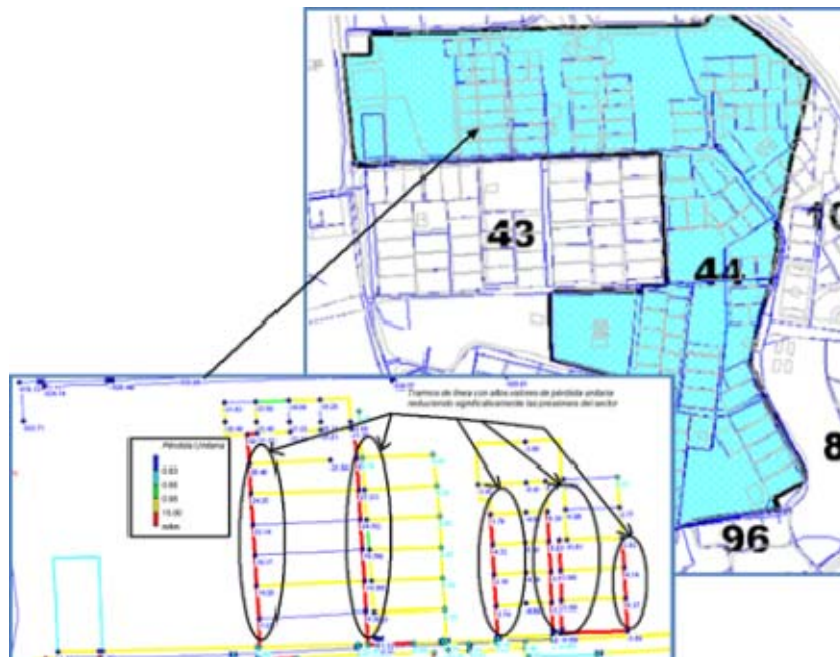
**Figura N°53** Zona del sector 47 que presenta actualmente altos valores de pérdidas



**Figura N°54** Escenario futuro para el sector 47, red sectorizada.

### 8.2.2.2 Pérdidas de carga en el sector 44

Con respecto a este sector, es importante mencionar que la zona norte del mismo, al ser la zona de menor cota, presente los valores más altos de presión. Sin embargo, la modelización matemática del sector genera un resultado diferente, mismo que se debe a los altos valores de pérdida de carga que se observan como producto de un diámetro de línea reducido. Con base en lo anterior, se recomienda el aumento de diámetro de las líneas de dicha zona.



**Figura N°55** Zona con altos valores de pérdidas unitarias del sector 44.

### 8.2.2.3 Pérdidas de carga en el sector 43

El sector 43 está constituido por una fracción de la zona Norte de la colonia Kennedy. Es alimentado por una serie de líneas que se derivan de las líneas derivadas del tanque Kennedy III encargada de distribuir el agua del servicio correspondiente homónimo. Para la sectorización del presente sector será necesario el cierre de una serie de válvulas de sectorización que se detallan en el reporte de sector del mismo. También en este caso estamos en frente de un sistema con diámetro Infra-dimensionado en sus puntos estratégicos, tal y como se muestra en la figura siguiente.



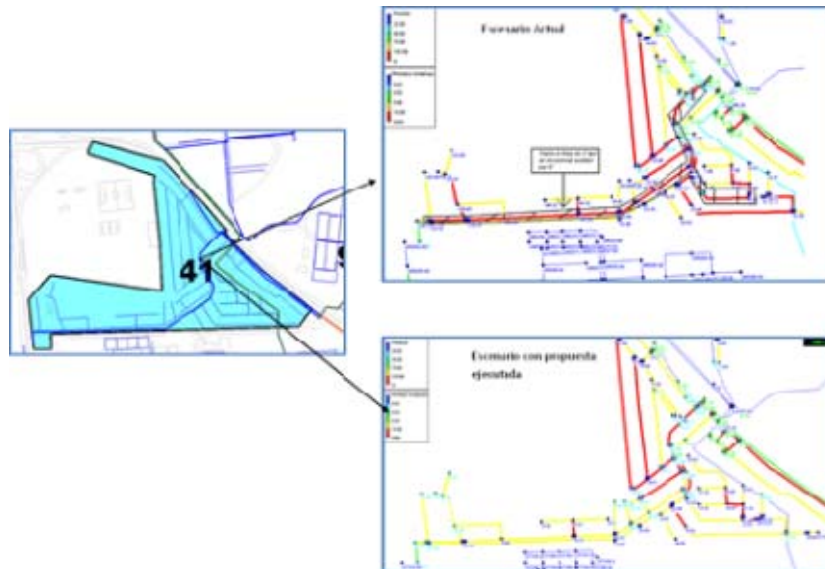
**Figura N°56** Zona con altos valores de pérdidas unitarias en el sector 43

#### 8.2.2.4 Pérdida de carga en el sector 41

Este sector, que abarca la colonia San Ángel, se ha logrado aislar mediante el cierre de válvulas. Igual que en los casos anteriores se recomienda un aumento de diámetro en una línea estratégica del sector mismo.



**Figura N°57** Detalle del sector 41.



**Figura N°58** Recomendación de aumento de diámetro para el sector 41

#### 8.2.2.5 Pérdidas de carga en el sector 50

Es importante destacar que los resultados de la modelización muestran altos valores de pérdida de carga por fricción en las líneas de entrada del sector (dos líneas de 4"). A fin de reducir la pérdida unitaria del sector y por ende aumentar la presión en el mismo, se recomienda aumentar del diámetro de las dos líneas de entrada de 4" a 8", tal y como se observa en la siguiente figura.



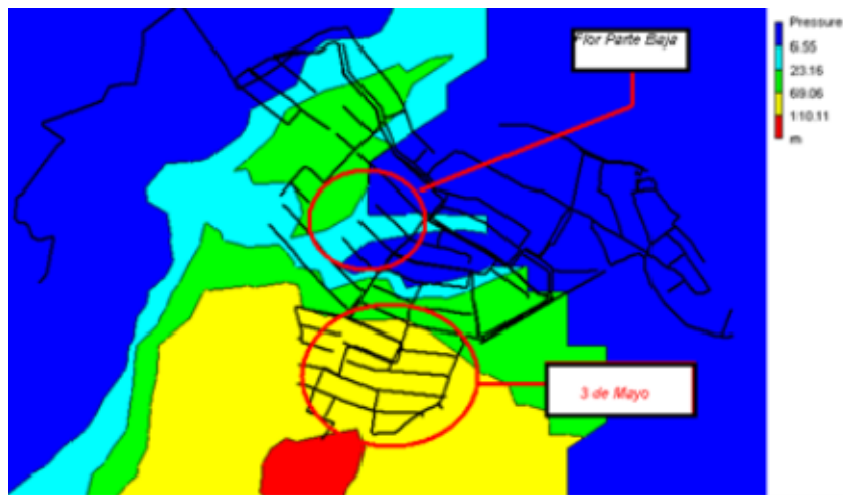
**Figura N°59** Recomendación de aumento de diámetro en la entrada del sector 50.



### 8.2.3 Zona de los centros Olimpo I, Olimpo II e inyección Canteras

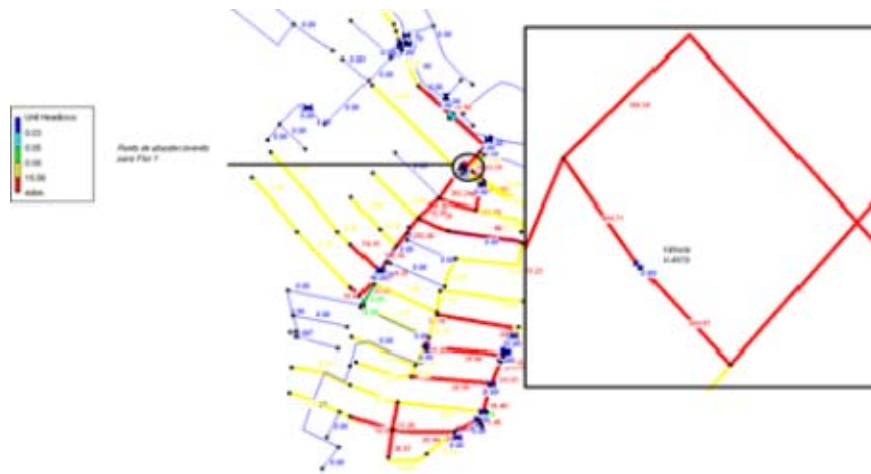
#### 8.2.3.1 Recomendaciones técnicas para el sector 45

El análisis de este sector, muestra que la zona correspondiente a Flor I parte baja, reporta bajas presiones en contraposición con la zona correspondiente a 3 de Mayo.

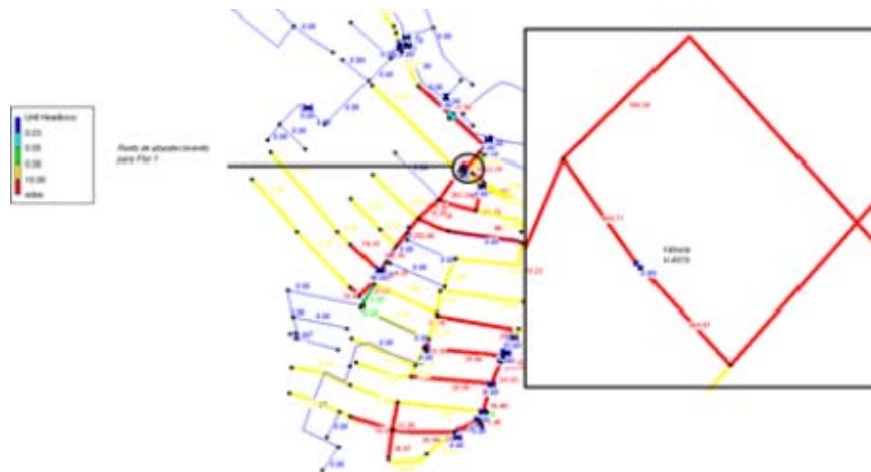


**Figura N°60** Mapa de isótopas de presión del sector 45

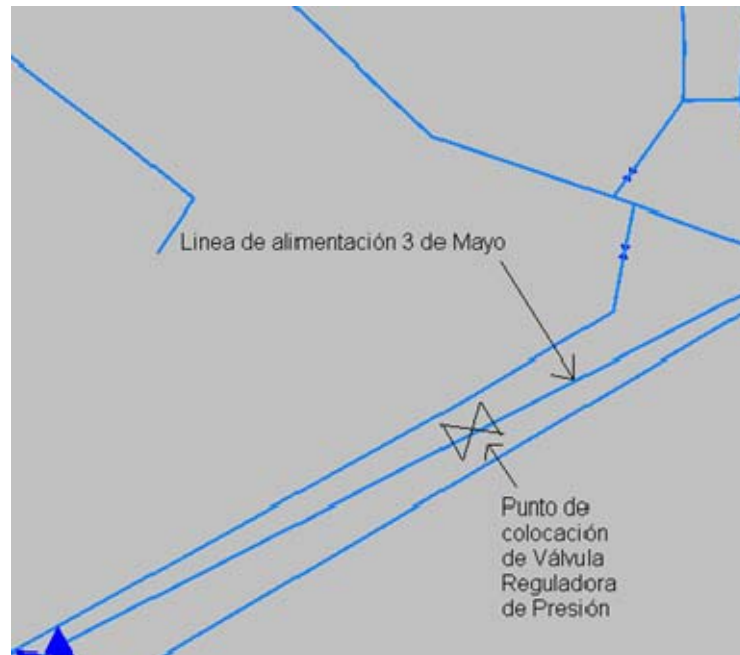
Lo anteriormente expuesto, está ligado al hecho que la conexión que alimenta la zona Flor parte baja desde la principal línea de distribución del sector sólo tiene un diámetro de 45 mm. Este valor de diámetro es demasiado bajo, causando notables pérdidas de carga. Con base en lo anterior, se recomienda hacer un aumento en el diámetro de la conexión en cuestión de 45 mm a 150 mm. A su vez se recomienda la instalación de una válvula reguladora de presión en el tramo de línea que alimenta la colonia 3 de Mayo, a fin de mantener las presiones en esta zona en un margen menor a los 50 M.C.A.



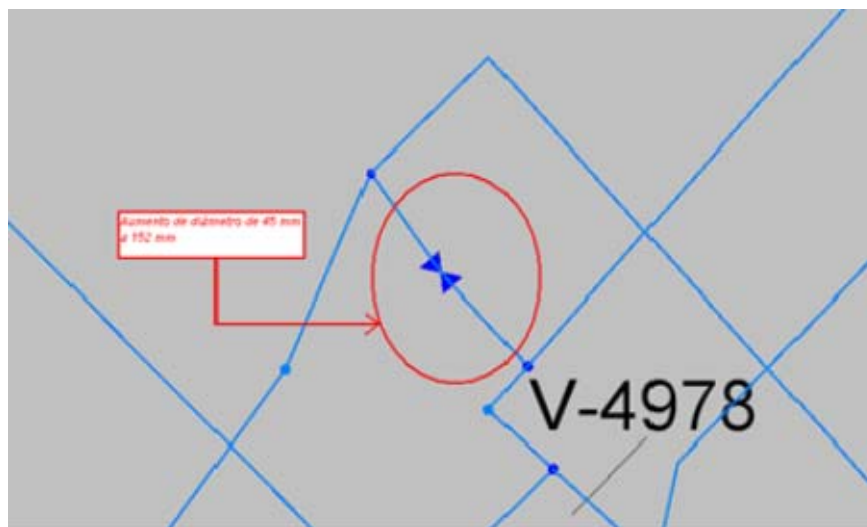
**Figura N°61** Pérdidas unitarias en el sector. Énfasis en la entrada al sector Flor parte baja.



**Figura N°62** Recomendaciones técnicas para el sector 45



**Figura N°63** Detalle de recomendación técnica del sector 45



**Figura N°64** Detalle de recomendación técnica del sector 45

### 8.2.3.2 Revisión de válvulas y reconfiguración de la línea de la inyección Canteras

En la siguiente sección se presentan una serie de puntos críticos que se han encontrado respecto al funcionamiento del sistema de abastecimiento de Olimpo I, Olimpo II e Inyección Canteras en la actualidad. También se presentan una serie de recomendaciones técnicas que ayudarán a optimizar el sistema en el futuro.

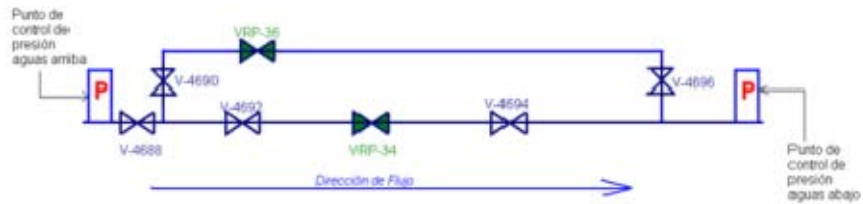
El primer aspecto se refiere al funcionamiento de las válvulas reguladoras de presión las cuales no reciben el mantenimiento periódico que es requerido. Lo anterior es particularmente importante para tres de ellas (válvula que regula la presión a la colonia Esperanza VRP-30, válvula que regula la presión a las colonias Pastel, Francisco Morazán y 14 de Febrero VRP-54 y la válvula que regula la presión de la línea 799 del tanque Olimpo I VRP-34).



**Figura N°65** Válvulas reguladoras de presión con mantenimiento requerido.

Los resultados de la modelización muestran presiones inferiores a las esperadas en las zonas que son abastecidas por dichas válvulas. Lo que hace pensar que en la actualidad el tarado de las mismas se encuentra en un valor de presión aguas abajo muy bajo, de allí que se recomiende su revisión y en caso necesario su reemplazo.

En el caso particular de la VRP-34 se logró hacer un estudio para evaluar su estado de funcionamiento. Tal estudio se realizó el día 31 de Mayo del 2011. Con este propósito se colocó una toma de carga aguas arriba y aguas abajo de las dos válvulas reguladoras (la VRP-34 y su by pass).

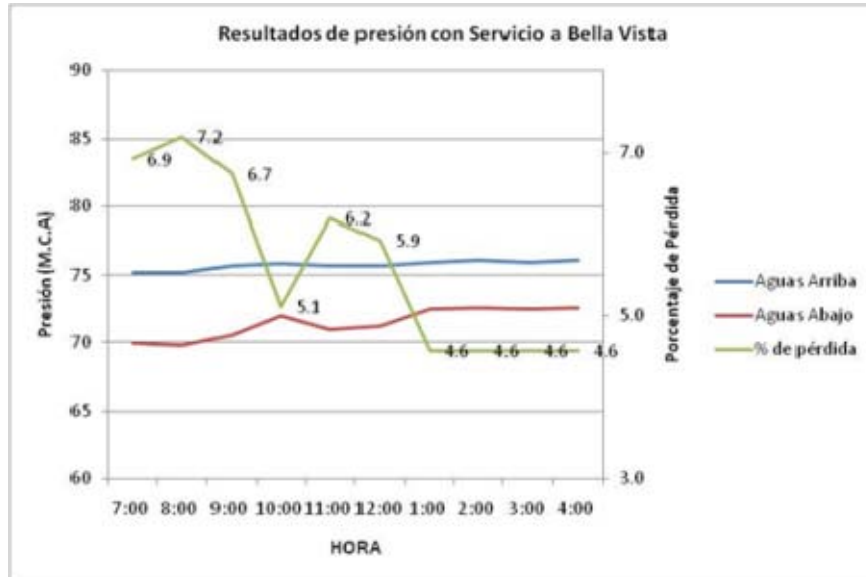


**Figura N°66** Puntos de medición en válvula reguladora de presión VRP-34. Línea 799

La medición se realizó en dos periodos. El primero se inició a las 7 pm de un día y se finalizó a las 2 am del día siguiente. Es importante destacar que el servicio de la línea 799 (servicio a las Ayestas) se activó a las 6 pm, es decir una hora antes de haber iniciado la medición. El segundo periodo de medición se inició a las 7 am del día 1 de Junio y se culminó a las 2 pm del mismo día. En este periodo de abastecimiento estaba activo el servicio de la línea 799 hacia Bella Vista, mismo que se activa a las 8 am (inmediatamente después que se cierra el servicio a las Ayestas). En las siguientes gráficas se muestra el comportamiento de la presión en los dos periodos de medición.



**Figura N°67** Mediciones en VRP-34: periodo de medición 7 pm- 2 am, servicio Ayestas

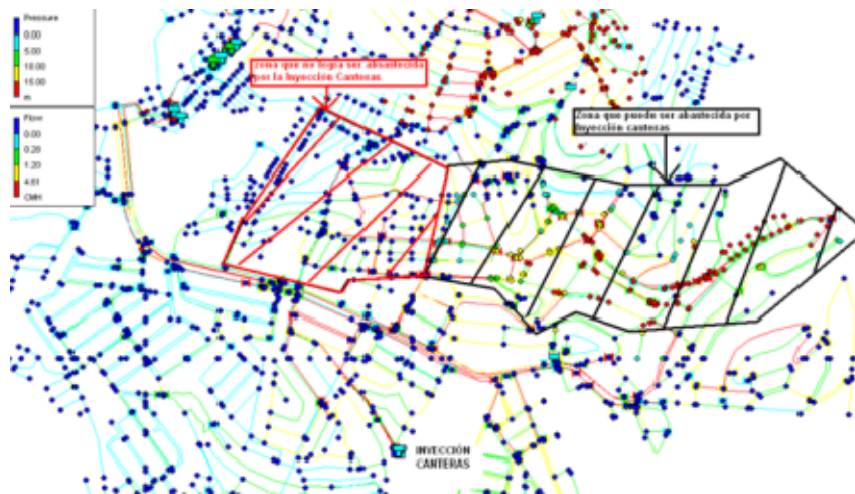


**Figura N°68** Mediciones en VRP-34: periodo de medición 7 am- 4 pm, servicio Bella Vista

Los resultados muestran que actualmente la válvula no cuenta con un tarado definido. Conforme la red se presuriza aguas abajo, el porcentaje de pérdida se reduce. No obstante, aun 8 horas después de iniciar la presurización de la red el porcentaje de pérdida puede rondar el 50%. Cuando la red alcanza un buen nivel de presurización el porcentaje de pérdida se reduce significativamente, dado que hay menos fricción por efecto del caudal.

Teniendo en cuenta lo mencionado en el párrafo previo, se puede confirmar que el funcionamiento de la válvula no es el adecuado, y su presencia (en las condiciones actuales) retarda la llegada del agua a las partes más altas del sector (Ayestas y 3 de Mayo). Con base en lo anterior, se recomienda retirar las válvulas en cuestión y uniformar el diámetro de la línea en este punto (16"). También es sumamente importante tomar en cuenta que pese a que el retiro de esta válvula reducirá el tiempo en que puede llegar el agua a las parte más altas del sector, también puede representar una aumento en la presión en las parte más bajas del sector (Las crucitas y Guamilito), de allí que se recomiende (tal y como ya fue mencionado previamente) colocar válvulas reguladoras de presión en la entrada de estos puntos.

Otro aspecto a destacar está referido a la división de servicios entre Olimpo I y Olimpo II, y la utilidad de la inyección Canteras. En la actualidad, esta última inyección se emplea para abastecer en ciertas horas del día la zona correspondiente a Ayestas, Guamilito, Profesores, 3 de Mayo. En otras horas del día sirve para reforzar la línea 799 a fin de poder abastecer las partes de mayor cota en la colonia las Ayestas y 3 de Mayo.



**Figura N°69** Zona alimentada por la inyección Canteras

La recomendación técnica, establece deshabilitar la inyección Canteras, de manera que se pueda aprovechar el caudal que se emplea en la misma para tener más disponibilidad de agua para bombear desde la estación elevadora Canteras hasta el tanque Olimpo I. La propuesta también incluye conectar el sector de la colonia las Mercedes (sector 64, prioridad 2) al sector 55, de manera tal que toda la zona pueda ser abastecida por el tanque Olimpo I mediante la línea 799. De igual manera, se recomienda desconectar la zona con mayor cota de la colonia la Ayestas y 3 de Mayo del sistema de Olimpo I, y alimentarlo mediante la línea de 10" destinada para alimentar el sector 73. De manera que en esta zona se puedan disponer de mayores presiones que en la actualidad.

En la Figura 39, se muestra que al establecer el sector 73 mediante los pasos mencionados previamente y conectando la zona alta de las Ayestas y 3 de Mayo, se obtendrían valores de presión en un buen rango

(promedio 40 mca.). En esta propuesta es importante establecer el tarado de la válvula reguladora de presión VRP-54 en 10 mca aguas abajo.

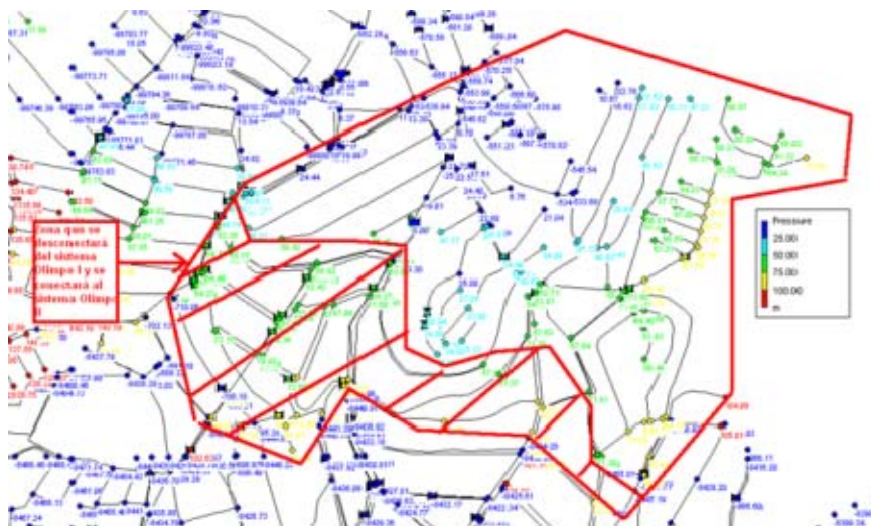


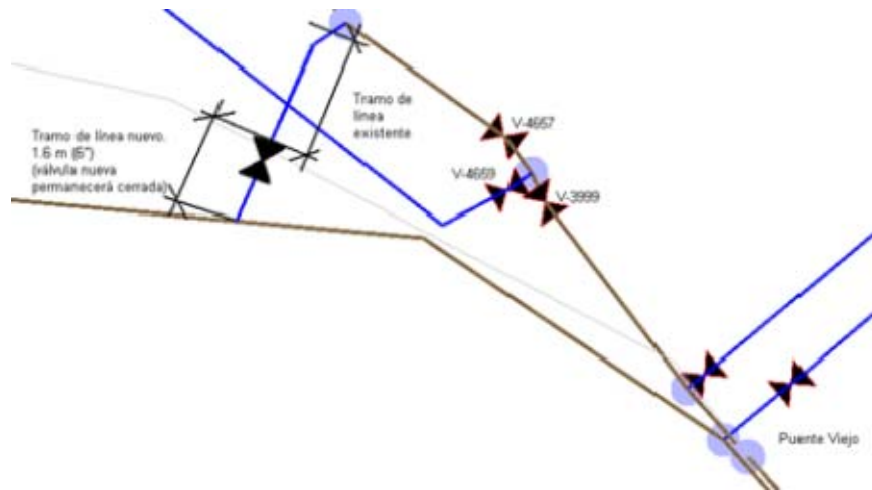
Figura N°70 Presiones en la parte alta de las Ayestas una vez que se incorpore al sector 73.

## 8.2.4 Zona centro Loarque

### 8.2.4.1 Conexión de los Pozos de la Satélite a Loarque Parte Baja

Se propone realizar una conexión entre la red de los pozos de la colonia Satélite y la red de Loarque parte baja. El propósito de esta conexión es poder brindar servicio por más horas a la zona norte de Loarque bajo (Loarque Viejo), en especial, en la época de verano. La nueva conexión contará con una válvula, que será cerrada durante la época de invierno, y sólo se abrirá en caso de necesidad.





**Figura N°71** Conexión entre colonia satélite y Loarque parte baja

## 8.2.5 Zona centro 14 de Marzo

### 8.2.5.1 Reducción de pérdidas unitarias en las partes altas del Sector 69 y Sector 71

Es importante señalar que es de esperar que las presiones calculada por el modelo sean bastante realistas, debido a que responde a la diferencia piezométrica de la red con respecto al tanque de almacenamiento. En tal sentido, las diferencias encontradas en las mediciones realizadas en campo se deben a pérdidas de carga en las líneas ya sea por fricción (diámetros de línea reducidos), tal y como sucede en una sección de 14 de Marzo Parte Alta, en la conducción a la colonia "Popular", en la conducción a la colonia "14 de Marzo Parte Baja" y una sección de la parte alta de la colonia "Vista Hermosa" (ver figura siguiente).



Figura N°72 Zonas con altos valores de pérdida de carga

### 8.2.6 Zona La Leona - Picacho

Los resultados de la modelación, muestran que el diámetro de la línea del tanque Picacho que alimenta el tanque Picachito-Mirador es demasiado reducido, al igual que el diámetro de la línea que sale del último tanque hacia el sector. Se recomienda cambiar el diámetro de estas líneas de 3" a 4".

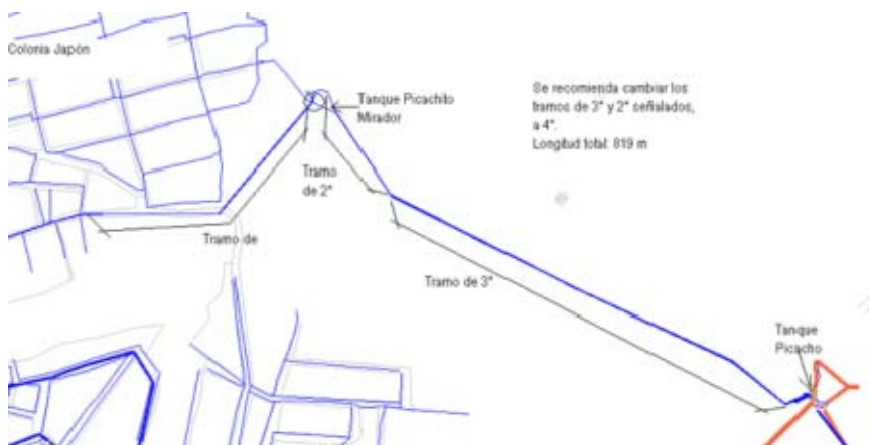
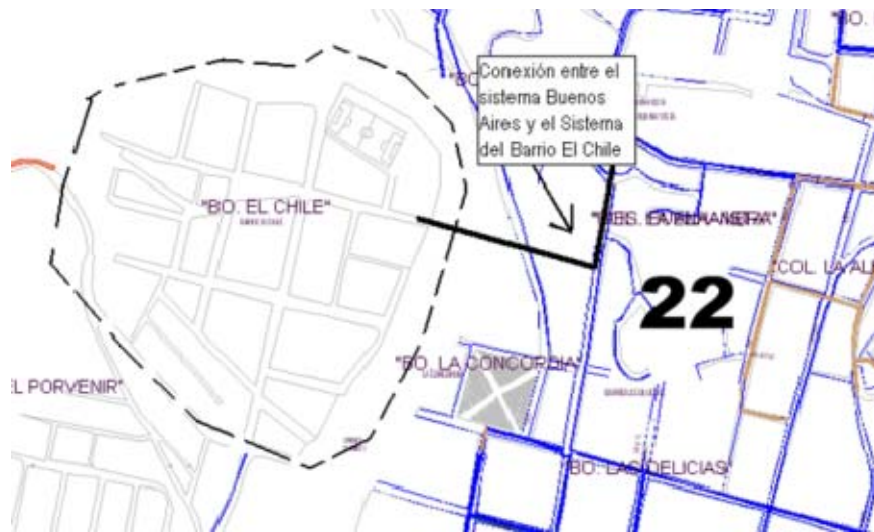


Figura N°73 Propuesta de mejora para la zona Picachito y Mirador

De acuerdo al departamento de operaciones del SANAA, el Barrio Chile (que está fuera de la zona de actuación del proyecto), es alimentado del servicio del tanque Leona al Centro. La presión de entrega a la

zona del centro es regulada mediante una válvula reguladora de presión. Esta regulación afecta las presiones que llegan al barrio el chile, el cual se encuentra a mayor elevación respecto a la zona del centro. Con base en lo anterior, se recomienda unir el sistema del barrio el chile al servicio a Buenos Aires, lo cual garantizaría mayores presiones para el barrio en cuestión.



**Figura N°74** Propuesta de mejora para el Barrio Chile.

En esta macro zona está incluido el Centro histórico de la ciudad alimentado por una línea relativamente nueva instalada por la cooperación Japonesa en la última década. El plan de restauración de la red de esta zona contemplaba dejar únicamente la línea nueva japonesa, no obstante, las pruebas hidráulicas han demostrado que la línea nueva está mezclada con las líneas antiguas de menor diámetro (líneas terciarias). Con base en lo anterior se recomienda taponear todas las conexiones de la línea antigua una vez implementada la sectorización.

### **8.2.7 Zona Plantel Los Filtros**

La situación existente es parecida a la anterior ya que en la actualidad están instaladas dos tipos de líneas. Por un lado está la línea nueva (línea Japonesa), y por otro lado está la línea antigua. El plan de restauración de la red de esta zona contemplaba dejar únicamente la línea nueva japonesa, no obstante,

las pruebas hidráulicas han demostrado que la línea nueva está mezclada con la línea antigua. Con base en lo anterior se recomienda taponear todas las conexiones de la línea antigua.

### 8.2.8 Estimado de tuberías a renovar a corto plazo y accesorios a instalar

Las propuestas de mejoras estructurales descritas cualitativamente en el apartado anterior se cuantifican en las tablas específicas según la zona hidráulica que se muestran a continuación.

Macro Sector	Colonia	Línea
Linderos	La Esperanza Parte Alta	Aumento de diámetro de 4" a 6" en 12 m de longitud.

**Tabla Nº 60** Resumen de propuesta técnica para la zona Linderos y la Sosa.

Macro sector	Zona	Línea
Kennedy	Sector 47	Cambio a 4": 742 m
		Cambio a 6": 175 m
		Cambio a 10": 1000 m
Kennedy	Sector 44	Cambio a 4": 1050 m
Kennedy	Sector 43	Cambio a 4": 1050 m
Kennedy	Sector 41	Cambio a 6": 195 m
		Cambio a 4": 600 m
Kennedy	Sector 50	Cambio a 8": 490 m

**Tabla Nº 61** Resumen de propuesta técnica para la zona Kennedy III.

Macro sector	Zona	Línea
Olimpo	Sector 45	Cambio de diámetro de 2" a 6": 2 m
Olimpo	Sector Ayestas, 3 de Mayo, Guamilito y Obrera	Colocación de Interconexión entre línea Canteras y línea 799

**Tabla Nº 62** Resumen de propuesta técnica para la zona Olimpo I y II.

CAPÍTULO 8: Propuestas de mejoras a corto-medio plazo

Macro sector	Zona	Línea	Observación
Loarque	Sector 29 y Satélite	Instalación de tramo de línea de 6": 2 m	La nueva interconexión sólo será empleada de manera eventual, de manera tal que deberá contar con una Válvula que permanezca cerrada la mayor parte del tiempo

**Tabla Nº 63** Resumen de propuesta técnica para la zona Loarque.

Macro sector	Zona	Línea
14 de Marzo	Sector 69, Sector 71	Cambio de diámetro de líneas de 2" y 3" a 4": 1033 m

**Tabla Nº 64** Resumen de propuesta técnica para la zona 14 Marzo – Calpules.

Macro sector	Zona	Válvulas	Línea	Observación
Picacho	Sector 123	No	Cambio de diámetro de líneas de 2" y 3" a 4": 819 m	
Leona	Sector 22	No	Conexión de 4" entre sistema Buenos Aires y Barrio el Chile: 300 m	La red de distribución del barrio el Chile se encuentra fuera de la zona de actuación, pero dependerá de unos de los sectores a entregar.

**Tabla Nº 65** Resumen de propuesta técnica para la zona Leona - Picacho.

Finalmente los datos anteriores se resumen en la tabla siguiente que representa la renovación de tuberías a corto plazo para el sistema en cuestión.

PROYECTO 1 – RENOVACIÓN TUBERÍAS			
ZONA	Diámetro (pulgadas)	Km. tuberías	Material
Linderos - La Sosa	6	0,012	PVC
Kennedy III	4	0,742	PVC
		1,05	PVC
		1,05	PVC
		0,6	PVC
	6	0,175	PVC
		0,195	PVC
	8	0,49	PVC
10	1	PVC	
Olimpo	6	0,002	PVC
	10	0,005	FD
Loarque	6	0,002	PVC
14 de Marzo - Calpules	4	1,033	PVC
Picacho	4	0,819	PVC
La Leona	4	0,3	PVC
<b>TOTAL (Km.)</b>		<b>7,475</b>	

Tabla Nº 66 Resumen de propuestas técnicas para el sistema

Diámetro (pulgadas)	Km. tuberías
4	5,594
6	0,386
8	0,49
10	1,005
<b>TOTAL</b>	<b>7,475</b>

Tabla Nº 67 Kilómetros de tuberías a renovar de manera urgente y por diámetro

### 8.2.9 Estimado de tuberías a renovar a medio y largo plazo

En el apartado anterior se han visto las actuaciones urgentes de renovación de tuberías, debidas en su mayoría por el Infra-dimensionado de diámetros. Estas debilidades se han podido extraer tras una intensa explotación del modelo matemático que ha permitido localizar aquellos tramos que provocan

fenómenos de “cuellos de botellas” o simplemente por el incremento descontrolado de la demanda a lo largo de los últimos años.

En este apartado se proponen aquellas actuaciones a medio y largo plazo en aquellas porciones de la red que presenten un promedio de vetustez de las tuberías elevado o que necesiten de un rediseño completo por el rápido crecimiento demográfico de los tiempos recientes.

#### 8.2.9.1 Renovación de tuberías a renovar a medio plazo en la línea de alta

En el apartado relativo a la explotación de la línea de alta, y considerando también la necesidad de ampliar el tanque Lomas II Etapa (cfr. apartado siguiente), se ha hecho mención a la ineficiencia de la línea de alta que alimenta la estación elevadora Universidad Norte y el consecuente bombeo al tanque Lomas II Etapa. Estos dos tramos tienen una longitud que se refleja en la tabla siguiente.

PROYECTO 2 - RENOVACIÓN			
Referencia	D actual	D final	Longitud (m)
1) Línea Concepción	8	10	885
2) Bombeo Lomas II Etapa	8	10	340

**Tabla Nº 68** Kilómetros de tuberías a renovar en la línea Univ. Norte – Lomas II Etapa.

Estos dos tramos se muestran en detalle en la figura siguiente.



**Figura Nº75** Tramo 1) de la línea Concepción y tramo 2) de bombeo.

Se propone el cambio de estos dos tramos, ambos de 8", a un diámetro de 10". Esta recomendación asume una importancia relativa mayor en el caso de que no se pueda ampliar la capacidad de volumen del tanque Lomas II Etapa.

#### 8.2.9.2 Renovación de tuberías a renovar a medio plazo

Se considera urgente la planificación de la renovación de las tuberías en el norte de la capital ya que la antigüedad de las mismas en la zona ronda los 50 – 60 años. Además de la ya mencionada antigüedad hay que destacar las elevadas presiones que diariamente se presentan en dicha zona, hecho provocado por las elevadas cotas de los tanques de alimentación correspondiente (sobre todo Picacho). Estas consideraciones se han ido justificando con los resultados de la campaña de detección y localización de fugas realizada por el Consorcio, en donde se ha evidenciado un índice de fugas por kilómetro bastante más elevado del promedio de toda la ciudad. Las colonias involucradas son el Bo. Buenos Aires, abastecida por el tanque nº 4 de La Leona y el Bosque, alimentado por el tanque de Picacho.



**Figura N°76** Bo. Buenos aires y el Bosque con fugas localizadas

El conjunto de tuberías existente en dichas zonas, discriminado por diámetro y material se muestra en la siguiente tabla.



DIÁMETRO	LONGITUD POR MATERIAL(Km.)				PORCENTAJES POR DIÁMETRO
	FUNDICIÓN DÚCTIL	HIERRO GALVANIZADO	PVC	TOTALES	
2"			18,212294	18,212294	77,3855%
3"			0,214102	0,214102	0,9097%
4"	1,210322	0,637843	0,720874	2,569039	10,9161%
6"	1,415527			1,415527	6,0147%
8"	0,818462			0,818462	3,4777%
10"	0,305071			0,305071	1,2963%
<b>TOTALES</b>	<b>3,749382</b>	<b>0,637843</b>	<b>19,14727</b>	<b>23,534495</b>	100,00%

**Tabla Nº 69** Kilómetros de tuberías existentes en el Bo. Buenos Aires y Bosque

En estos dos barrios la Cooperación Japonesa ha instalado tuberías en los años 2000, sobre todo en las tuberías de mayor diámetro dejando aquellas de menor diámetro, las más antiguas, en uso. Se recomienda programar una renovación gradual en las tuberías de diámetro menor de 4 pulgadas ya que estas, siendo conectadas a las conexiones domiciliarias, son las más sensibles a romperse en presencia de grandes presiones.

El resumen del proyecto de renovación se muestra a continuación.

PROYECTO 3 - RENOVACIÓN			
PVC		HFD	
Diámetro (pulgadas)	Long. Tuberías (m)	Diámetro (pulgadas)	Long. Tuberías (m)
2	18212,294	2	0
3	214,102	3	0
4	720,874	4	1848,165

**Tabla Nº 70** Kilómetros de tuberías a renovar en el Bo. Buenos Aires y Bosque

### 8.2.9.3 Tuberías a renovar por incremento demográfico descontrolado

Ya se ha visto a lo largo del informe como el SANAA no tiene total control de la red al existir otros entes, semi autónomos, llamados Junta de Agua, mientras Barrios en Desarrollo sí pertenece al SANAA aunque

es gestionado por otro departamento específico separado del Dep. de Operaciones. Los primeros organismos, aunque mantienen una cierta independencia financiera y de gestión, están conectados a la red que el SANAA maneja. La origen de estas redes no convencionales se debe a los pegues, con total ausencia de autorización legal, a las llaves públicas o directamente a los tubos madres de la red del SANAA, en la mayoría de los casos con un diámetro muy pequeño en su entrada.

Poco a poco, al obtener el reconocimiento legal por parte de la municipalidad, estas redes se han ido extendiendo hasta llegar a ser verdaderos micro sistemas de abastecimiento con sus tanques y estaciones elevadoras incluidas.

Es esto el caso de la colonia Villanueva Sur, que el SANAA alimenta con la estación elevadora homónima y que hoy en día alcanza probablemente una población de 40.000 habitantes abastecidas por 50 - 60 Km. de redes (esto es un dato estimado al no realizarse el catastro en la zona misma). El hecho de tener diámetros reducidos en su entrada pero también difuso en toda la red interna, provoca enormes pérdidas de carga de manera que la alimentación a la colonia no es efectiva sobre todo en las horas tempranas de suministro. Estamos en presencia por un lado de un despilfarro energético y por otro por una excesiva demanda de caudal directamente relacionada con el Infra-dimensionado de los diámetros.

Se propone por estas razones:

- Un redimensionamiento de la estación elevadora Villanueva, adecuando su cisterna a los requerimientos de la demanda actual y futura y un cambio de las bombas dimensionadas en el momento de su instalación para un diámetro de 6" y 3".
- Un plan de renovación de tuberías desde la salida del bombeo hasta los dos tanques propuestos a instalar (cfr. apartado específico), para corregir el mal dimensionamiento existente y deberá hacerse paralelamente al adecuación de la estación elevadora.
- Renovación de la línea "secundaria" hoy en día existente que se estima de una longitud aproximada de 10 Km. Esta tubería, hoy en día de diámetro muy pequeño, deberá cambiarse a 4".

Para lograr este objetivo es indispensable involucrar todos los actores interesados e implementar una extensa campaña de comunicación en la misma colonia, que presenta fuerte debilidades sociales y de seguridad. Los detalles de cambios de tuberías se muestran en la siguiente tabla.

PROYECTO 4 - RENOVACIÓN			
PVC		HFD	
Diámetro (pulgadas)	Long. Tuberías (m)	Diámetro (pulgadas)	Long. Tuberías (m)
2	0	2	0
3	0	3	0
4	10000	4	0
6	0	6	1115
8	0	8	1515
10	0	10	0

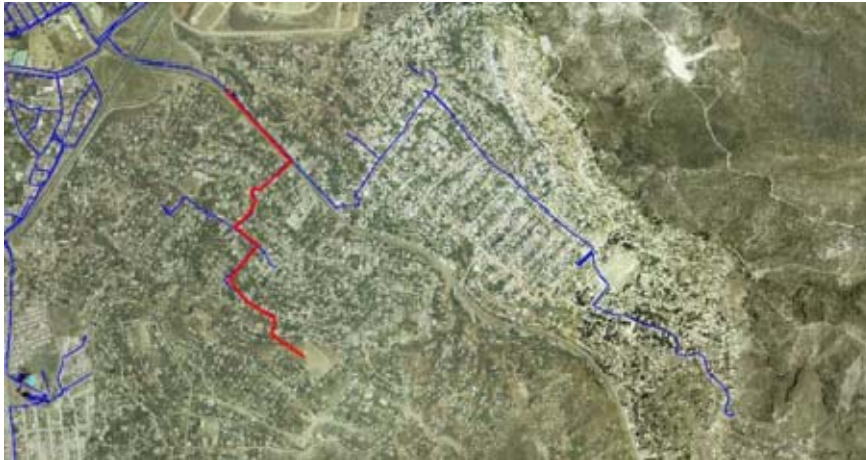
**Tabla Nº 71** Kilómetros de tuberías a renovar en la Colonia Villanueva.



**Figura Nº77** Colonia Villanueva.



**Figura Nº78** Colonia Villanueva, tramo de 8" a instalar.



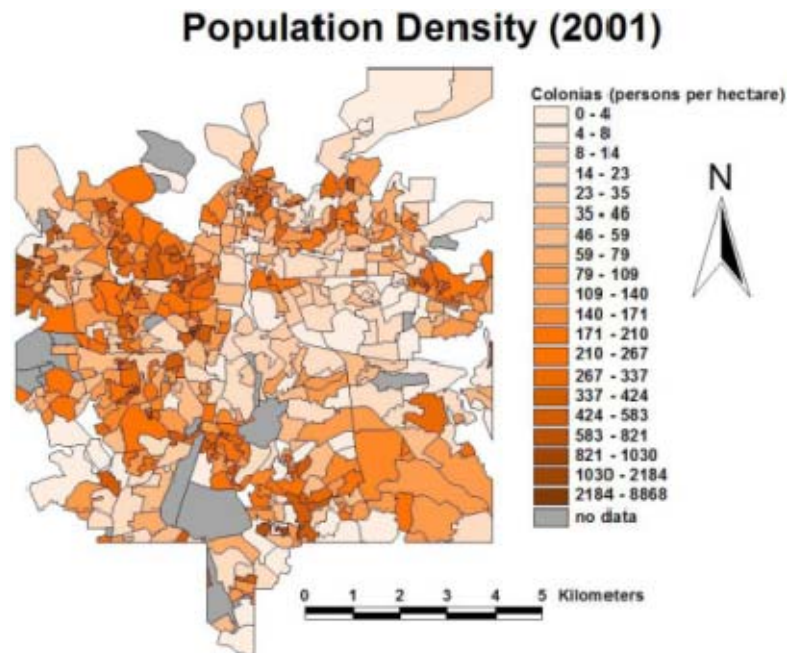
**Figura N°79** Colonia Villanueva, tramo de 6" a instalar.

### **8.3 Incremento de la capacidad de regulación de la red**

#### **8.3.1 Situación general**

Como ya ampliamente explicado en los apartados anteriores se está en presencia de una red de abastecimiento muy fragmentada y con el imprescindible aporte de estaciones elevadoras y tanques de almacenamiento. A propósito de estos últimos ya se ha hecho mención de sus escasas capacidades de regulación ya que en la mayoría de los casos los tanques sirven solamente para proporcionar la carga adecuada al líquido mientras el tiempo de almacenamiento suele ser pequeño sobre todo en las épocas críticas.

En una tabla anterior se han enumerado todos los depósitos existentes con sus correspondientes salidas y promedios de caudal medidos y su correspondiente índice de regulación. En general se aprecian valores bajo de este último y para que se propongan oportunas ampliaciones de este volumen habría que considerar la expansión urbana prevista, la vulnerabilidad del entorno y otros aspectos descritos en un párrafo anterior. Este enfoque tiene su fundamento siempre y cuando que los órganos competentes públicos, en primera instancia la Alcaldía misma, operen un control adecuado de la urbanización en aquellas direcciones en las que los límites físicos de la ciudad y la vulnerabilidad de las áreas lo permitan.



**Figura N°80** Densidad de población por hectárea en el 2001

A continuación se muestran las posibles expansiones de la ciudad considerando los vínculos existentes y la densidad urbana mostrada en la figura anterior.

- **Zona Norte**

La zona norte tiene vínculos ambientales como el parque El Picacho y sobre todo la Tigra. Además presenta una densidad poblacional bastante elevada, siendo sus únicas vías de posible expansión en la zona noreste hacia los pueblos de Santa Lucía y Valle de Ángeles que hoy en día se alimentan por los afluentes superficiales presente en la zona de La Tigra. Es decir toda la zona norte está sujeta a la alimentación por parte de las quebradas superficiales que alimentan el Picacho. La expansión urbana en los pueblos de Santa Lucía y Valle de Ángeles se tendrá que coordinar entre las diferentes alcaldías involucradas para que el aprovechamiento del recurso se haga de manera efectiva y programada. En esta zona es presente el Cerro “El Brujo” que en futuro se puede pensar como ubicación preferente de un tanque de grandes dimensiones que pueda alimentar a la vez las colonias hoy en día abastecidas por La Sosa y Travesía (fuente: Tomas Romero, SANAA).

- **Zona Este**

En esta dirección no se presenta ningún vínculo ambiental aunque la expansión urbana ha sido limitada por las cotas más elevadas de la zona que no han permitido el asentamiento de población. Sin embargo en la zona más al norte del oriente de Tegucigalpa, la densidad poblacional no ha alcanzado aún la saturación y además de esto estamos en presencia de depósitos con índices de regulación de los más bajos, como La Sosa y La Travesía. En particular para el primero, el centro La Sosa, se recomienda urgentemente su ampliación considerando que ya hoy en día el tanque está regularmente “bypaseado” en su entrada por no tener la suficiente capacidad de almacenamiento vs la demanda y por alimentar colonias a cotas elevadas. En la zona sureste se recomienda incrementar notablemente la capacidad de almacenamiento de la colonia Villanueva sur que hoy en día gestiona el departamento del SANAA Barrios en Desarrollo. La población de esta colonia, de un estrato social bajo y en presencia de escasa seguridad urbana, se estima en alrededor de 40.000 habitantes y su longitud de red en aproximadamente 50 - 60 Km. (dato AQUARUM estimado). La mayoría de las tuberías que componen esta red tiene probablemente un diámetro subestimado, hecho que conlleva un ingente suministro de agua para que las tuberías se presuricen y el líquido llegue a las cotas más elevadas.

- **Zona Sur**

Es esta la zona donde la expansión urbana controlada se puede concentrar en mayor medida ya que no presente ningún obstáculo físico ni ambiental, a expensas de la cuenca del Río Grande que abastece el plantel La Concepción. Por esta razón, y como una misma indicación del Departamento de Operaciones del SANAA, se recomienda la construcción de un tanque de grandes capacidades, en un cerro en el lado este del centro Las Uvas y que podría simplificar las operaciones en la zona hoy en día fragmentada en diferentes estaciones elevadoras y pequeños depósitos que hacen que la operación diaria del micro sistema sea compleja y costosa. Este micro sistema está compuesto por:

- Micro sistema Los Robles
- Micro sistema Las Uvas
- Micro sistema Las Hadas

- Micro sistema Residencial Concepción

- **Zona Oeste**

En esta zona se encuentra el vínculo ambiental representado por la cuenca del Río Guacerique que tiene que ser sumamente protegido por la más que probable ampliación del embalse, llamada Guacerique II, y de inminente construcción. La densidad poblacional es la más elevada de la ciudad, llevando a una saturación demográfica que tendrá que ser controlada por los órganos públicos competentes. En el caso del centro El Mogote que presenta una muy escasa capacidad de regulación, este se debería alimentar, tal y como previsto en fase de diseño, de los pozos EPA puestos en sus cercanías. Inclusive en épocas secas estos mismos pozos podrían ayudar el plantel Laureles. Por esta misma razón se recomienda la puesta en marcha de estos pozos a la capacidad prevista en el diseño (150 l/s).

### **8.3.2 Resumen de propuestas**

Para poder priorizar las ampliaciones y/o construcciones de tanques, además de aspectos de incremento urbano y demográfico, se ha realizado un estudio específico en cada centro de distribución donde se han contemplado las siguientes informaciones:

- Volumen actual de almacenamiento
- Caudal diario requerido por cada tanque
- Población estimada abastecida
- Estimación del volumen requerido considerando como umbral de referencia el 35% de la demanda diaria requerida más el volumen de incendio (tal y como planteado en el estudio del PCI – JICA)

Los resultados se muestran en las tablas siguientes.

CAPÍTULO 8: Propuestas de mejoras a corto-medio plazo

TANQUE	CONSUMO TOTAL (mc/h)	VOLUMEN (m3)	Horas de capacidad	Población estimada 2011	Demanda de agua 2011 teórica (m3/día)	Demanda de agua 2011 medida* (m3/día)	35% Demanda de agua 2011 teórica (m3)	35 % Demanda de agua 2011 medida* (m3)	Volumen contra incendio (mc)	35% Demanda de agua REF. (m3)	Volumen requerido	Volumen existente	Requiere ampliación
LOARQUE	266	3.252	12	19.328	5.022	2.656	1.758	930	0	1.758	1.758	3.252	NO
LOMAS II ETAPA	335	643	2	6.640	1.660	3.349	581	1.172	72	1.172	1.244	643	SI
HATO II	222	1.065	5	4.446	1.506	2.217	527	776	72	776	848	1.065	NO
SAN JUAN	33	1.060	32	-	-	328	0	115	72	115	187	1.060	NO
14 DE MARZO	203	2.626	13	25.511	4.505	2.025	1.577	709	72	1.577	1.649	2.626	NO
19 DE SEPTIEMBRE	37	64	2	-	-	365	-	128	72	128	200	64	NO
ALTOS DE LOARQUE	45	209	5	-	-	448	-	157	72	157	229	209	NO
TONCONTIN	240	1.074	4	6.813	1.615	2.404	565	841	72	841	913	1.074	NO
CENTRO AMERICA ESTE	157	1.125	7	-	-	1.571	-	550	72	550	622	1.125	NO
CENTRO AMERICA OESTE	394	1.249	3	16.470	3.759	3.942	1.316	1.380	72	1.380	1.452	1.249	SI
CALPULES	46	437	10	5.837	1.300	459	455	161	72	455	527	437	NO
CANAL 11	838	2.637	3	21.039	14.634	8.380	5.122	2.933	72	5.122	5.194	2.637	SI
CENTRO LOMAS	578	1.700	3	14.413	5.730	5.775	2.005	2.021	72	2.021	2.093	1.700	SI
CERROGRANDE	938	1.805	2	20.337	4.827	9.377	1.689	3.282	72	3.282	3.354	1.805	SI
ESTIQUIRIN	2.559	13.437	5	161.546	37.162	25.593	13.007	8.957	72	13.007	13.079	13.437	NO
FILTROS	1.192	3.879	3	55.859	19.571	11.923	6.850	4.173	72	6.850	6.922	3.879	SI
FCO. MORAZAN	103	100	1	-	-	1.032	-	361	72	361	433	100	SI
HADAS	224	400	2	1.599	551	2.244	193	786	0	786	786	400	SI
JUANA LAINEZ	254	1.792	7	18.074	8.299	2.540	2.905	889	72	2.905	2.977	1.792	SI
KENNEDY III	2.988	6.048	2	29.970	15.524	29.878	5.433	10.457	72	10.457	10.529	6.048	SI
LA FUENTE	92	554	6	3.177	762	921	267	322	72	322	394	554	NO
LAS CASCADAS	56	339	6	-	-	557	-	195	72	195	267	339	NO
LAS MESITAS	73	596	8	-	-	728	-	255	72	255	327	596	NO
LEONA	940	4.215	4	44.875	24.723	9.396	8.653	3.288	72	8.653	8.725	4.215	SI
LINDEROS	848	1.659	2	27.958	6.892	8.476	2.412	2.966	72	2.966	3.038	1.659	SI
MIRAFLORES	382	2.482	7	46.624	12.565	3.817	4.398	1.336	72	4.398	4.470	2.482	SI



CAPÍTULO 8: Propuestas de mejoras a corto-medio plazo

MOGOTE	627	1.526	2	-	-	6.274	-	2.196	72	2.196	2.268	1.526	SI
MOLINON	41	349	8	-	-	414	-	145	72	145	217	349	NO
MONTERREY - LLANOS	100	377	4	7.103	1.084	1.000	379	350	72	379	451	377	NO
NUEVA OROCUINA	37	152	4	-	-	368	-	129	72	129	201	152	NO
OLIMPO II	1.094	4.221	4	49.009	8.153	10.945	2.853	3.831	72	3.831	3.903	4.221	NO
OLIMPO I	1.574	1.573	1	74.781	13.447	15.739	4.706	5.509	72	5.509	5.581	1.573	SI
PICACHO	923	10.470	11	100.042	19.628	9.233	6.870	3.232	72	6.870	6.942	10.470	NO
PORVENIR	90	56	1	-	-	900	-	315	72	315	387	56	SI
RESIDENCIAL SUYAPITA	12	292	25	-	-	117	-	41	72	41	113	292	NO
RINCON	95	67	1	-	-	947	-	331	72	331	403	67	SI
ROBLE ALTO	8	30	3	5.783	1.550	85	543	30	72	543	615	30	SI
SAN FCO.	225	746	3	19.060	3.010	2.252	1.053	788	72	1.053	1.125	746	SI
SAN JOSE LOARQUE	34	32	1	-	-	345	-	121	72	121	193	32	NO
SOSA	1.380	2.511	2	53.339	9.959	13.801	3.486	4.830	72	4.830	4.902	2.511	SI
SUYAPITA	443	1.853	4	10.089	2.396	4.426	839	1.549	72	1.549	1.621	1.853	NO
RES. TRAPICHE	40	195	5	-	-	400	-	140	72	140	212	195	NO
TRAVESIA	243	1.059	4	19.200	2.977	2.431	1.042	851	72	1.042	1.114	1.059	NO
LAS UVAS	143	630	4	-	-	1.430	-	500	72	500	572	630	NO
UNIV. NORTE	184	942	5	9.296	2.314	1.842	810	645	72	810	882	942	NO

\*: se ha estimado un promedio de 10 horas de servicio

**Tabla Nº 72** Situación general de los centros de almacenamiento

Focalizando la atención que presenten los volúmenes de almacenamiento hoy en día insuficientes consúltese la tabla siguiente.

TANQUE	Volumen requerido (m <sup>3</sup> )	Volumen existente (m <sup>3</sup> )	Requiere ampliación
LOMAS II ETAPA	1.244	643	SI
CENTRO AMERICA OESTE	1.452	1.249	SI
CANAL 11	5.194	2.637	SI
CENTRO LOMAS	2.093	1.700	SI
CERROGRANDE	3.354	1.805	SI
FILTROS	6.922	3.879	SI
FCO. MORAZAN	433	100	SI
HADAS	786	400	SI
JUANA LAINEZ	2.977	1.792	SI
KENNEDY III	10.529	6.048	SI
LEONA	8.725	4.215	SI
LINDEROS	3.038	1.659	SI
MIRAFLORES	4.470	2.482	SI
MOGOTE	2.268	1.526	SI
OLIMPO I	5.581	1.573	SI
PORVENIR	387	56	SI
RINCON	403	67	SI
ROBLE ALTO	615	30	SI
SAN FCO.	1.125	746	SI
SOSA	4.902	2.511	SI

**Tabla Nº 73** Centros de almacenamiento que requieren ampliación

Con respecto al Centro La Travesía, hay que evidenciar que alrededor del mismo están presentes diferentes colonias hoy en día colonias enteras no conectadas a la red pero que en a corto plazo se deberán conectar. Para este mismo centro se propone una reubicación del tanque a una cota más elevada y de dimensiones mayores. Para el centro La Sosa, no existe otra posibilidad de reubicación ni de ampliación horizontal, al no tenerse espacio específico para un aumento en sus dimensiones x – y. La única vía de ampliarlo es en el eje vertical, y para eso se requiere un estudio geotécnico específico al realizarse a parte. A largo plazo, la única alternativa posible para hacer frente al rápido crecimiento demográfico es la construcción de un tanque nuevo en el cerro cercano “El Brujo”.

Se han considerado para el cálculo anterior las siguientes hipótesis:

- Al tener la población estimada del año 2001 se ha estimado la población actual considerando un incremento demográfico del 3,4% (el mismo para la proyección del incremento demográfico general relativo a un apartado anterior)
- El volumen de almacenamiento mínimo se ha considerado igual al 35% de la demanda diaria de la población abastecida
- Para la estimación de la demanda se han considerado las demandas teóricas, mediante la estimación de la población y su dotación, y las demandas reales, procedentes de las mediciones realizadas en la campaña de mediciones: entre las dos se ha escogido, a favor de seguridad, el valor máximo
- El volumen contra incendio se ha considerado igual a 72 mc, solamente en el caso de tanques mayores de 2000 mc.

De la tabla anterior resultan insuficientes algunos de los centros más importantes del sistema, como por ejemplo Kennedy III, Lomas II Etapa, Canal 11, Centro Lomas, Filtros, Linderos etc. Claramente esto supone una inversión económica considerable por lo cual para estos tanques se propone una ampliación a largo plazo, confiando en que los picos de consumo puedan disminuir y controlarse al implementarse de la sectorización hidráulica propuesta por el consorcio, mientras en las propuesta específicas se hará hincapié en la ampliación y/o construcción de tanques más urgentes ubicados en las periferias de Tegucigalpa, donde en los últimos 10 años se ha obtenido la expansión urbana más importante. Las actuaciones más urgentes se describen en la tabla siguiente.

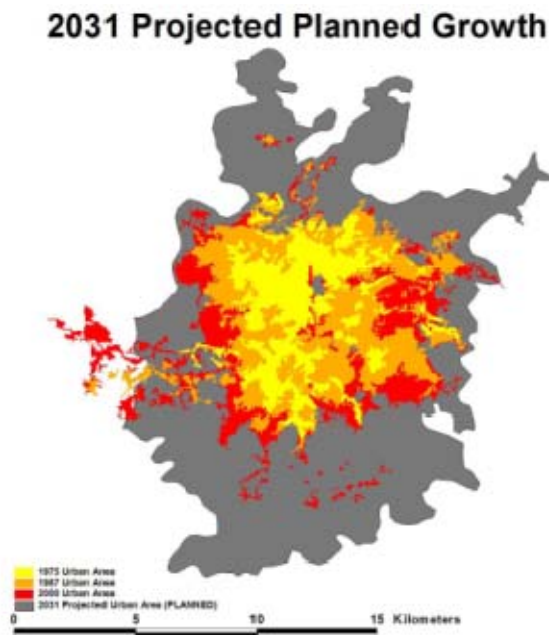
Id. Proyecto	Zona	Centro Existente	Nombre centro	Tamaño deposito actual (m3)	Cota actual (m)*, **	Tamaño deposito futuro (m3)	Cota futura (m)	Prioridad
1	Noreste	SI	La Sosa	2.511	1.113	4.000	1.113	Elevada
2	Noreste	SI	La Travesía	1.059	1.201	2.500	nd	Elevada
3	Sureste	NO	Villanueva N.	-	1.053	2.500	1.195	Normal
	Sureste	NO	Villanueva S.	-	1.053	2.500	1200	Normal
4	Sur	NO	Concepción 2	-	1.100	10.000	1.285	Media
5	Centro oeste	SI	Lomas II Etapa	643	1.089	2.000	1.089	Elevada

\*: en el caso 4 es cota del embalse Concepción

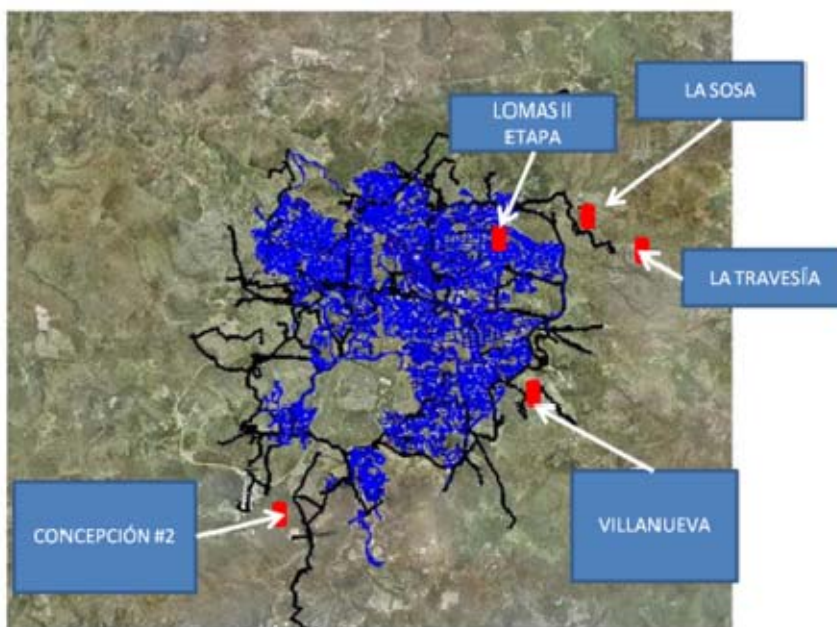
\*\* : en el caso 3 es cota de la estación elevadora

**Tabla Nº 74** Resumen para el incremento de la capacidad de regulación en el sistema.

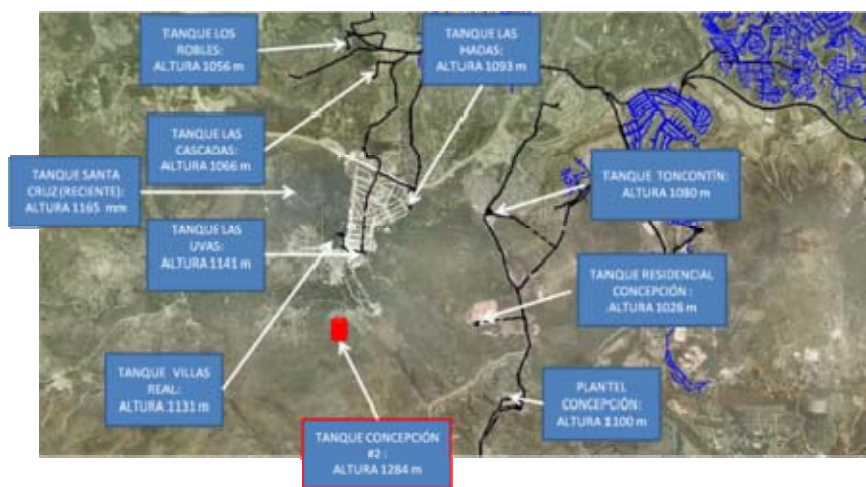
La ampliación del tanque Lomas II Etapa es estratégicamente importante por la posibilidad de alimentar con el mismo la colonia 28 de Marzo (parte alta de La Esperanza), que hoy en día debe alimentarse de manera ineficiente e innatural por un by pass en la línea de alta 22, ubicada en Linderos.



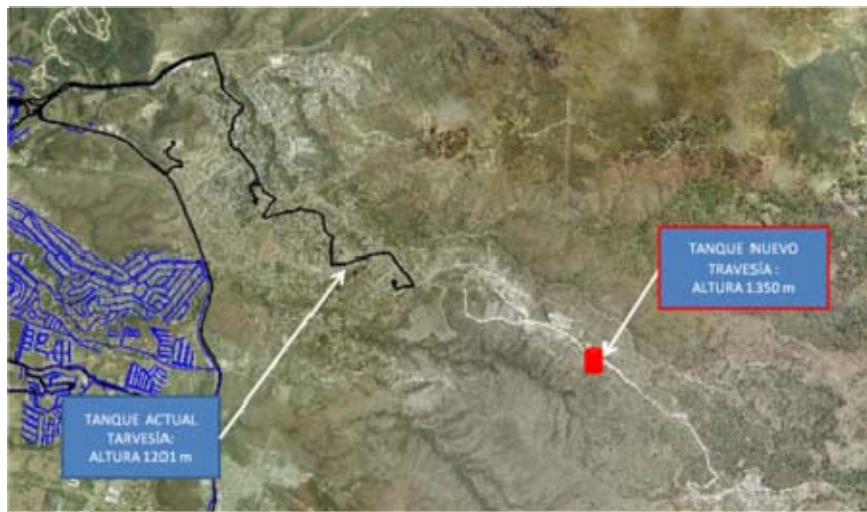
**Figura N°81** Expansión urbana controlada según estudio de Princeton University.



**Figura Nº82** Ubicación de los centros de almacenamiento a ampliar y/o construir de manera urgente



**Figura Nº83** Ubicación de máxima del centro Concepción #2



**Figura N°84** Ubicación de máxima del nuevo depósito Travesía.



**Figura N°85** Ubicación de máxima de nuevos depósitos en Villanueva

En el caso del nuevo tanque en las cercanías de Las Uvas (Concepción #2) su ubicación ha sido ya localizada por el personal del SANAA y esto permitirá alimentar por gravedad aquellos tanques que hoy en día son abastecidos por bombeo. Es esto el caso de las estaciones elevadoras Las Uvas, Los

Robles y el bombeo en Villas del Real. De esta manera, paralelamente a un incremento del recurso al aprovecharse del el caudal que rebosa en invierno en la planta Laureles, se disminuirán los costos operacionales y energéticos.

Con respecto a la reubicación del depósito la Travesía se está hablando precisamente en estos tiempos acerca de su ubicación. Estamos en frente de un fenómeno de expansión urbana descontrolado en una zona accidentada desde el punto de vista de la topografía. Según personal del SANAA se quiere evitar de reubicar el tanque en cotas muy elevadas como medida que podría contrarrestar el asentamiento urbano en todos los cerros aguas abajo. Hay que remarcar que también se tienen limitaciones de suministro por parte de Picacho (línea 16) sobre todo en las épocas críticas. Se recomienda un estudio de factibilidad, apoyado con la modelación matemática, para analizar los escenarios de demandas y presiones posibles en diferentes casos.

Finalmente, en el caso del nuevo depósito propuesto en la colonia Villanueva, se recomienda como en el caso anterior un estudio de factibilidad detallado mirado a realizar un inventario de elementos y tuberías en la misma colonia. Esta última se caracteriza por su elevada inseguridad social y por esta razón se hace necesaria una campaña de comunicación extensa y prolongada.





## **9 CAPÍTULO 9: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA**

En la primera parte de este capítulo se desarrolla la etapa 3 de la metodología, descrita en el CAPÍTULO 5, y que vierte hacia el análisis para el incremento de la oferta hídrica en el sistema de agua potable de Tegucigalpa. Los valores de la oferta deberán ser comparados con la demanda proyectada, información de la que ya disponemos por el estudio realizado en el capítulo 7. Tras un somero análisis de las posibilidades hídricas en el entorno de la ciudad se tendrá que fijar el objetivo del estudio que en este caso se ha fijado en eliminar en su totalidad el déficit en el horizonte del estudio.

En la segunda parte del capítulo se aplicará la metodología propuesta en su totalidad, ya que disponemos de todos los insumos necesarios. Se realizará entonces la cuarta etapa, que, recordamos, consiste en el estudio de alternativas mediante un análisis coste-beneficio.

### **9.1 Tercera etapa: estudio demanda/oferta**

Para el análisis demanda vs oferta, que nos proporciona primeramente el déficit hídrico y de paso la cantidad de agua adicional necesaria para cubrir las necesidades de los usuarios, hay diferentes estudios al respecto. En este párrafo se realiza un resumen de las diferentes fuentes utilizadas en la presente tesis acerca del déficit hídrico de Tegucigalpa. Al final se decide el uso de un valor específico de dicho déficit que será útil para que se considere como valor de referencia en los pasos siguientes del estudio.

#### **9.1.1 Análisis de la oferta hídrica**

Para el análisis de la oferta actual a disposición de la red de abastecimiento es suficiente observar los datos de producción en las plantas que mensualmente proporciona el SANAA, y precisamente el departamento de Operaciones. Con el fin de extraer los datos útiles finalizados al estudio presentado mírense las siguientes tablas resumen.

PRODUCCIÓN MÁXIMA ACTUAL		
Fuente	Producción máxima l/s	%
	(l/s)	(%)
Concepción	1.500	49.4 %
Los Laureles	700	20.6 %
Picacho	1.100	24.7 %
Sabacuante - Miraflores	75	3.1 %
El Chimbo	25	1.0 %
Agua Subterránea y EPAS	150	1.2 %
<b>Total</b>	<b>3.550</b>	<b>100%</b>

**Tabla Nº 75** Oferta máxima actual para la ciudad de Tegucigalpa.

PRODUCCIÓN ÉPOCA CRÍTICA		
Fuente	Producción máxima l/s	%
	(l/s)	(%)
Concepción	1.450	49.4 %
Los Laureles	350	20.6 %
Picacho	344	24.7 %
Sabacuante - Miraflores	37	3.1 %
El Chimbo	15	1.0 %
Agua Subterránea y EPAS	53	1.2 %
<b>Total</b>	<b>2.249</b>	<b>100,00%</b>

**Tabla Nº 76** Oferta actual para la ciudad de Tegucigalpa en etapa crítica

### 9.1.2 Resumen y definición del déficit actual

En un balance grueso de volumen de caudal de este tipo es fácilmente entendible que el punto crítico va a ser el censo poblacional, siendo esta tarea dificultada por razones que no pueden ser abordadas en este estudio y ya expresadas en el capítulo 7. En el estudio, entre los años 2009 y 2011, se ha realizado

una extensa campaña de mediciones finalizada a medir todas las salidas de distribución en todos los tanques de almacenamiento en el sistema.

De esta manera se ha obtenido un valor aproximado de la consumo real promedio existente, considerando también aquellas componentes de agua no contabilizada. Sumando todos los valores medidos promedios de caudal en las salidas de los tanques se obtiene el sorprendente valor aproximado de 6 m<sup>3</sup>/s. Este valor, por una parte, nos asegura del alto nivel de índice de fugas físicas presentes, y por otra, nos hace apreciar la negativa influencia que ejerce el suministro intermitente en los picos de consumo de los usuarios, tal y como se ha observado en el apartado relativo a los estudios pilotos de detalle en los sectores seleccionados. Para los alcances del análisis coste–beneficio nos conviene mirar a los valores más realistas suponiendo la implementación de un servicio continuo en el horizonte de estudio definido (eliminación del déficit). Mírese la tabla siguiente que compara los diferentes déficits hídricos calculados según estudios antecedentes. Se tomará dentro de estos el valor más alto, a favor de seguridad, para las consecuentes estimaciones.

Estudio de referencia	Oferta (m3/s)	Demanda (m3/s)	Déficit hídrico (m3/s)	Año de referencia
SANAA capacidad máxima	3,6	3,43	-0,1	2009
SANAA etapa critica	1,8	3,43	<b>1,6</b>	2009
PCI Consultants optimista*	2,0	2,86	0,9	2011
PCI Consultants pesimista*	2,0	3,11	1,1	2011

**Tabla Nº 77** Resumen de déficit hídrico según los diferentes estudios.

## 9.2 Escenarios posibles para incrementar la oferta hídrica en la ciudad

Por los alcances de este estudio y para el ACB se ha hecho indispensable realizar un estudio mirado a evidenciar los diferentes escenarios posibles para el incremento de la oferta hídrica en el sistema. Se han utilizado a este propósito estudios realizados anteriormente por otras instituciones.

### 9.2.1 Introducción

Como bien ha explicado el Ingeniero Pedro Ortiz, en un reciente estudio del SANAA, “..El Distrito Central posee una abundancia de recursos hídricos, compuestos por el flujo anual de aguas superficiales y la

*recarga de aguas subterráneas. No obstante, estos recursos se encuentran distribuidos en forma irregular tanto en el espacio como en el tiempo, su disponibilidad depende en gran medida de la capacidad de los embalses, las posibilidades de recarga de los acuíferos y la capacidad de potabilización....”*. Esto quiere decir que en la época crítica la disponibilidad de los recursos hídricos para la ciudad se vuelve dramática por la escasa capacidad de los embalses. Conforme que la población ha ido creciendo en los últimos 15 años la oferta hídrica se ha vuelto insuficiente para alimentarla, llevando la Gerencia de Operaciones a radicalizar aún más el servicio turnado en el sistema. En los últimos dos veranos (2010 y 2011) se ha implementado en la mayoría de las colonias el servicio de dos (e inclusive uno) veces por semana provocando malestar y dificultades de acceso al agua para los usuarios.

Ahora, según la misma información del SANAA y como se ha mostrado en una tabla anterior, si se considera la capacidad máxima de producción versus la demanda total de la población (3,6 m<sup>3</sup>/s frente 3,43 de demanda total estimada) se extrae la conclusión de que el déficit hídrico no es tan relevante durante seis meses al año. Sin embargo, también en épocas de invierno, o sea de producción máxima en las plantas, sigue vigente el servicio turnado concretándose en un suministro por días alternos (día de por medio). Bajo este contexto resulta claro que estamos en presencia de dos problemas principales:

1. Deficiencias estructurales en la red primaria y de distribución, muchas veces provocadas por la accidentada topografía en la ciudad. En el CAPÍTULO anterior se han detallado las propuestas de mejoras estructurales a corto y medio plazo.
2. Insuficiencia de la oferta hídrica total, sobre todo en la época crítica, y que paralelamente al estudio de incremento de la demanda en el horizonte de estudio deberá ser solventada con un incremento de la oferta mediante estudios a corto, medio y sobre todo largo plazo, los mismos con características de urgencia decreciente.

En este apartado se profundizaran todos aquellos aspectos relativos al punto nº 2. Para este objetivo se han recolectado todas aquellas informaciones procedentes de estudios anteriores y realizados por otras instituciones que han permitido plantear los escenarios posibles de incremento de la oferta.

### 9.2.2 Escenarios a corto plazo

Dentro de los proyectos a medio plazo urgentes se incluyen las siguientes actuaciones:

- Programa activo de control de pérdidas. Esta campaña se deberá plantear jerárquicamente y desarrollarse por sectores hidráulicos previamente implementados por el SANAA, según las indicaciones salientes de este estudio. La campaña de control de pérdidas en los sectores deberá ser acompañada por una garantía de suministro entre 24 y 36 horas, esto para permitir una alta efectividad en la técnica de detección sonora. El estimado de reducción de pérdidas se ha extraído de los estudios pilotos en sectores de diferentes rangos sociales descritos anteriormente.
- Incremento de la extracción de agua subterránea. Según un estudio del SANAA mismo (Ing. Pedro Ortiz, 2006) se estima que la oferta se podía incrementar de 0,38 m<sup>3</sup>/s.
- Dragado de la represa de Laureles para reducción del exceso de sedimentos. Se estima un crecimiento de la oferta de 4.057 m<sup>3</sup>/día.
- Derivación del río en las cercanías de Ojojona a inyectar en el embalse de Concepción. Tiene asociado un incremento estimado de 0,3 m<sup>3</sup>/s. Para la realización de esta obra, ubicada en el sur se hace necesario un estudio previo de factibilidad ambiental mirado a la estimación del caudal ecológico necesario para el ambiente circunstante y para la alimentación a las urbanizaciones / aldeas presentes aguas abajo del río.
- Laguna del Pescado, parecido al caso anterior, podría proporcionar un incremento de 0,08 m<sup>3</sup>/s.
- Realización del embalse de Laureles II. Se estima que pueda proporcionar un incremento de 0,13 m<sup>3</sup>/s. Este proyecto propuesto por el PCI – JICA en el plan maestro del 2001, ha dejado de ser considerado por parte del SANAA, por su escaso impacto y por la operatividad complicada que suponía en el caso de la construcción de otro embalse aguas arriba (Quiebramontes o Guacerique II).

### 9.2.3 Escenarios a mediano y largo plazo

Siempre, con referencia a datos del SANAA y del estudio del PCI (2001), dentro de los proyectos a mediano y largo plazo se incluyen las siguientes actuaciones:

- Construcción de un nuevo Embalse, llamado Guacerique II, aguas arriba del embalse existente de Laureles (oeste de la ciudad). Se estima que pueda aportar alrededor de  $1,04 \text{ m}^3/\text{s}$  adicionales. De manera alternativa a este se puede realizar el embalse en la zona de Quiebramontes. Este último, propuesto por el PCI en su plan maestro en el 2001, ha dejado de ser considerado por su menor capacidad con respecto al Guacerique II, mismo que abarca dos ríos (Guacerique y Quiebramontes precisamente) en lugar del solo Quiebramontes. El embalse Guacerique II tiene una capacidad estimada de  $45 - 50 \text{ Mm}^3$ . A pesar de su gran capacidad de almacenamiento los prediseños de la planta nueva a construir proporcionan una capacidad de producción solamente de  $1,04 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se recomienda reconsiderar la capacidad de la producción de la planta ya que parece sub estimada si se considera que el embalse Concepción frente a una capacidad de almacenamiento de  $30 \text{ Mm}^3$  puede producir hasta  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Está a punto de empezar una revisión de este estudio dentro de la Cooperación entre Corea y el Gobierno de Honduras. Dentro de las ventajas debidas a la realización de este embalse caben los bajos costos de operación y mantenimiento y los efectos de preservación de la cuenca Guacerique que implicaría su construcción (disminución de la presión urbanística y eliminación del riesgo de perder el embalse Laureles por contaminación excesiva).
- Construcción de un nuevo embalse, llamado Rio del Hombre. Se estima que pueda aportar entre  $1,5$  y  $2,3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Su ubicación podría incrementar la producción de la planta Picacho, estratégicamente fundamental para cubrir las zonas del sistema a mayor cota (sobre todo Cerrogrande). Sin embargo, se recomienda que se haga un estudio más actualizado para estimar su capacidad de producción, que para los objetivos de este estudio se pondrá igual a  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Tiene elevados costos operacionales y de mantenimiento por consumo de energía por bombeo elevado. Tiene una presión urbanística mucho menor de la cuenca Guacerique, lo que podría disminuir los problemas sociales debidos a la expropiación eventuales de terreno y también una menor contaminación.
- Proyecto de ampliación del embalse en el río Sabacuante. Este proyecto permitiría un incremento de producción en la planta de Miraflores de  $0,23 \text{ m}^3/\text{s}$ . En los últimos años se ha sub estimado su construcción por su escasa capacidad de producción estimada.

- Proyecto de incremento de captación de Tatumbla hacia la planta Miraflores. Conllevaría un incremento estimado de la oferta hídrica de  $0,21 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Trasvase desde la represa Nacaome, ubicada al sur del país. Desde la represa de Nacaome, que tiene un alcance y una envergadura notable, se impulsaría el agua mediante una tubería de conducción de gran diámetro de 45,3 Km. complementada con 5 estaciones de bombeo en su recorrido. No obstante la envergadura del proyecto se lograría solamente un incremento de la oferta de agua potable estimada en  $0,4 - 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Este proyecto también ha perdido de interés en los últimos años a favor del trasvase con estaciones de bombeo entre Laureles y Concepción.

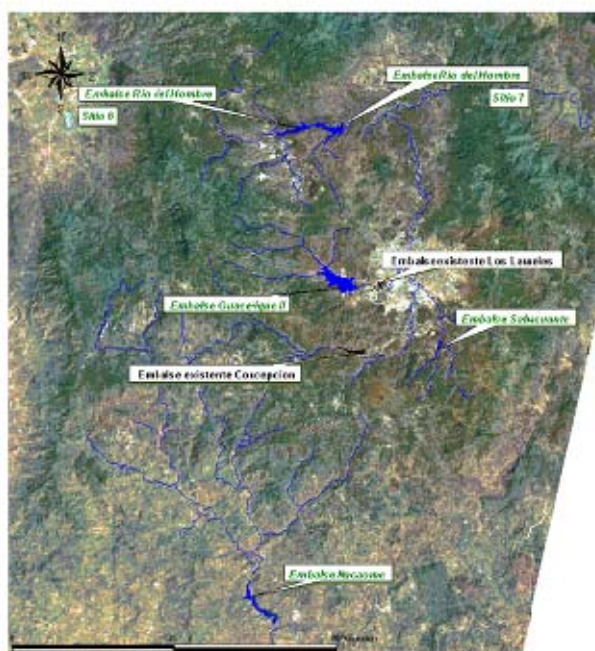


Fuente: SANAA, 2006

**Figura N°86** Fuentes de abastecimiento por sectores de servicio.



Figura N°87 Ubicación de sub cuencas alrededor de Tegucigalpa (SANAA, 2006).



Fuente: SOGREAH, 2004

Figura N°88 Embalses presentes y futuros para Tegucigalpa.



#### **9.2.4 Escenarios de proyectos a largo plazo fuera de los límites del Distrito Central**

En este Plan Maestro se han considerado de manera más detallada aquellos proyectos que en el horizonte establecido de 20 años puedan incrementar la oferta hídrica hasta que se pueda satisfacer de manera completa la demanda creciente de la población.

Sin embargo, después de los 20 años analizados en esta memoria la población seguirá creciendo y la oferta se mantendrá igual provocando nuevamente un déficit hídrico. Para obviar esto habrá que plantearse recurrir a nuevas fuentes de agua fuera de los límites del Distrito Central. Estos son por ejemplo:

- La montaña “el Chile” que según fuente del Dep. de Operaciones podría incrementar la producción de la planta de Picacho en épocas secas de un valor entre 0,3 – 0,5 m<sup>3</sup>/s.
- Río Talanga
- Río Zingulzapa
- Río Jalán

#### **9.2.5 Consideraciones adicionales y resumen de los estudios**

El debate acerca del incremento de la oferta para el sistema de abastecimiento de las ciudades gemelas de Tegucigalpa y Comayagüela se ha intensificado en los últimos años mediante estudios de instituciones importantes como el Banco Mundial, la empresa israelí TAHAL, el Pacific Consultants Internacional y el mismo SANAA. Son varias las diferentes propuestas elaboradas y estas mismas se pueden diferenciar mediante diferentes criterios:

- El plazo de tiempo en que se estima la implementación de cada propuesta
- Su factibilidad inmediata
- Su costo total
- El costo unitario por m<sup>3</sup>
- El incremento de oferta hídrica que pueda proporcionar cada propuesta

Al tener diferentes y complejos escenarios de mejoras sin un adecuado método de soporte resulta complicado tomar una decisión para priorizar las actuaciones. La literatura específica contiene diferentes metodologías, siendo las más conocidas:

1. Análisis coste–beneficio
2. Análisis coste-eficacia
3. Análisis multiobjetivo
4. Criterio de eficiencia de Pareto

Para el análisis de los varios proyectos mencionados anteriormente se puede aplicar el criterio de Pareto utilizando en las dimensiones los valores del costo y del incremento de la oferta hídrica previsto por cada intervención. Este criterio se puede aplicar de manera separada para los proyectos a corto – medio plazo y a largo plazo.

Es necesario antes de detallar la aplicación del criterio resumir los datos a disposición tal y como se muestra en las tablas siguientes.

PROYECTOS CORTO - MEDIO PLAZO				
Proyecto	Costo estimado total (10 <sup>6</sup> \$)	Incremento oferta estimado (m <sup>3</sup> /S)	Valor función objetivo (demanda-x)	Costo unitario por m <sup>3</sup>
Ojojona	5	0,3	3,13	16,7
Laguna del Pescado	6,2	0,08	3,35	77,5
Laureles II	28,3	0,13	3,30	217,7
Sabacuante	69	0,24	3,19	287,5
Tatumbula	92	0,21	3,22	438,1

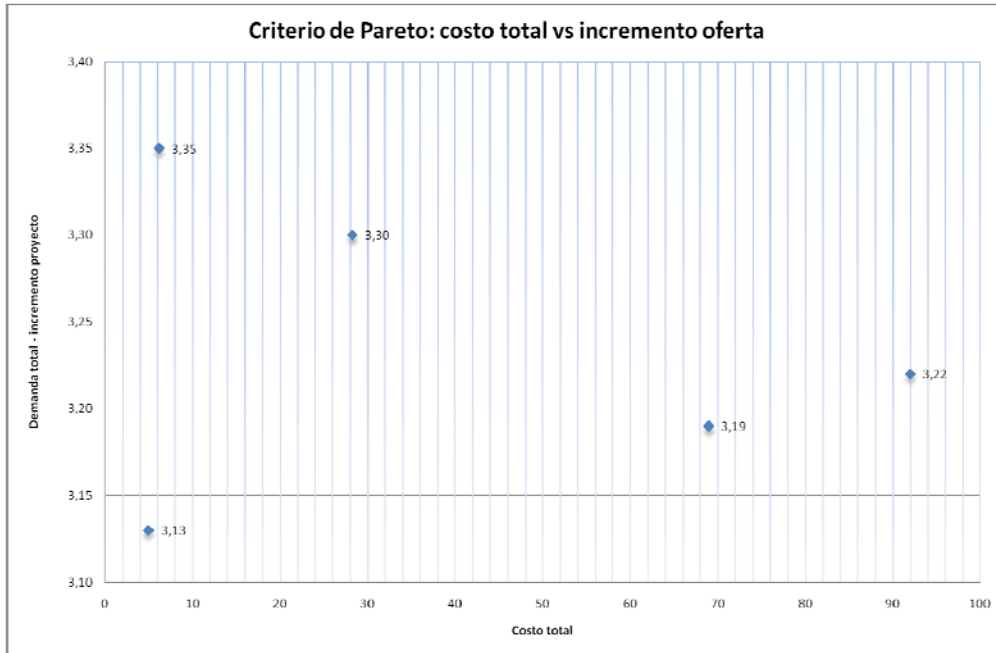
**Tabla Nº 78** Comparación económica de proyectos a corto y medio plazo.

PROYECTOS LARGO PLAZO				
Proyecto	Costo estimado total (10 <sup>6</sup> \$)	Incremento oferta estimado (m <sup>3</sup> /S)	Valor función objetivo (demanda-x)	Costo unitario por m <sup>3</sup>
Rio del Hombre	167,0	2	1,43	83,5
Nacaome	220,27	1,04	2,39	211,8
Quiebramontes	220,76	1,04	2,39	212,3

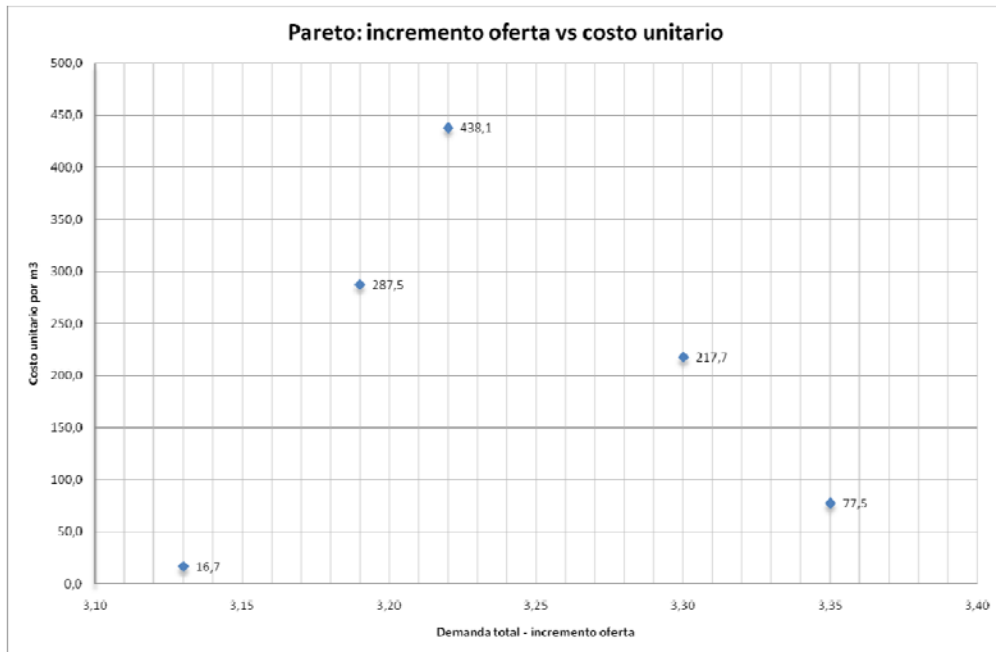
Fuente: PCI, 2006; SANAA; Pedro Ortiz

**Tabla Nº 79** Comparación económica de proyectos a largo plazo.

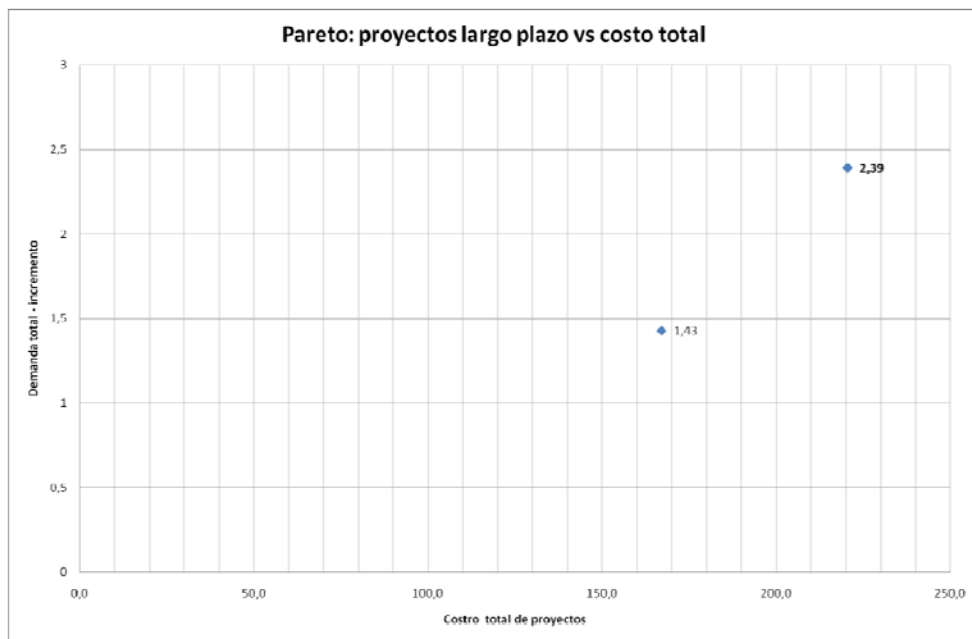
A cada una de las tablas se aplica el criterio de eficiencia de Pareto, considerando los dos objetivos de coste total y coste unitario. Como valor de referencia se utiliza el valor de la demanda hídrica total (fuente SANAA, 2006) para que en el criterio de Pareto se puedan restar los valores de incremento de la oferta y de esta manera se establezca como objetivo minimizar las dos variables consideradas.



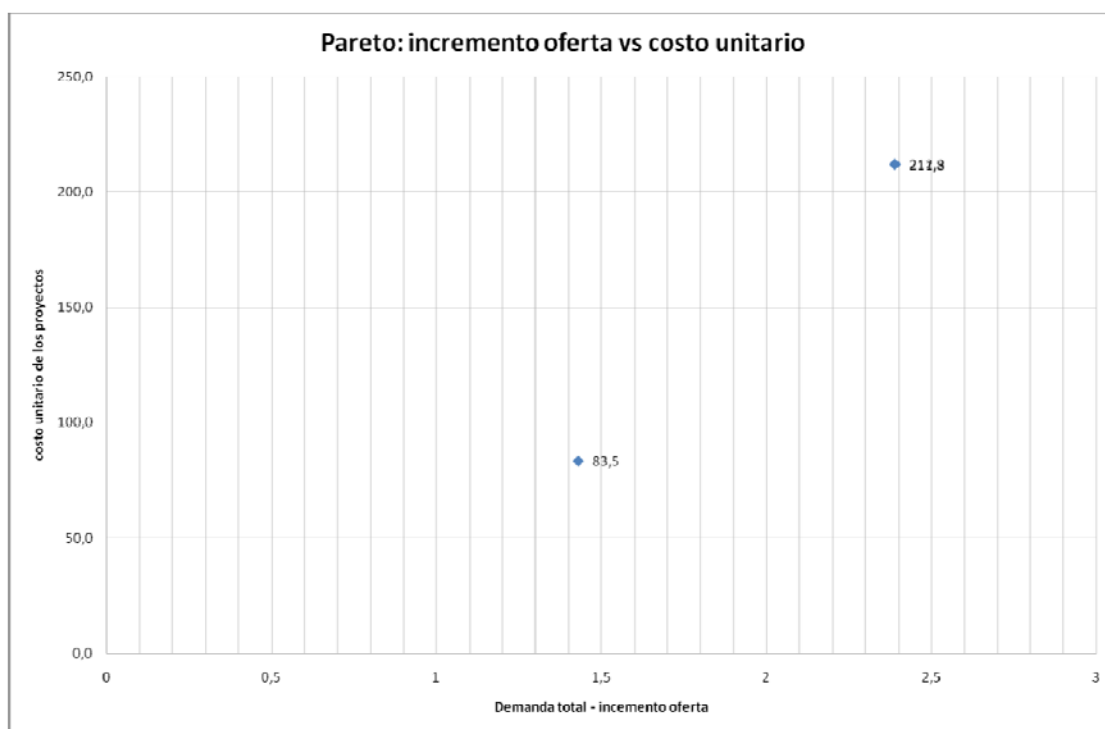
**Figura N°89** Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a corto plazo con costo total.



**Figura N°90** Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a corto plazo con costo unitario.



**Figura N°91** Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a largo plazo con costo total.



**Figura N°92** Criterio de eficiencia de Pareto para proyectos a largo plazo con costo unitario.

Las figuras anteriores permiten tener una herramienta de apoyo a la decisión adicional en el caso de que haya algún conflicto “político” entre las diferentes alternativas. Naturalmente el criterio utilizado es una herramienta numérica que tiene que ser complementada por el decisor mediante consideraciones sociales y políticas.

No obstante eso, son fácilmente detectables con el criterio de Pareto las alternativas dominantes en ambas situaciones, corto-medio y largo plazo. En el primer caso las alternativas de Ojojona y Sabacuate aparecen como las más eficientes siendo por otro lado la del Río del Hombre la más eficiente dentro de los proyectos a largo plazo.

### 9.3 Cuarta Etapa: estudio de alternativas mediante ACB

En los primeros cinco capítulos de esta memoria se ha descrito de manera exhaustiva y lo más completa posible el entorno multidisciplinar dentro del cual se debe abordar las problemáticas de la gestión de un

sistema intermitente, como es el caso de Tegucigalpa y Comayagüela. Luego, se han avanzado propuestas estratégicas y operacionales para que el rendimiento de la red se incremente. Para que el SANAA tenga la disponibilidad de un verdadero método de soporte a las decisiones hace falta estructurar las propuestas y actuaciones en un sistema interrelacionado de criterios que sean tangibles, considerando también aspectos que por su naturaleza no lo sean. Es decir, a menudo hace falta convertir todos los criterios considerados en unidades monetarias, ya que existen algunos otros cuya conversión es más difícil o directamente o directamente imposible o inadecuada (X. Delgado, UPV, 2011).

El conocimiento de alto nivel del sistema al que nos enfrentamos es la base y soporte de esta Tesis Doctoral. Eliminar lo más posible la incertidumbre, que es la característica intrínseca del sistema de Tegucigalpa, permite extraer conclusiones que reflejen la realidad y evidenciar las debilidades del sistema. De esta manera, proponer un conjunto de mejoras estructurales y operacionales es una actividad lógica y natural que se ha descrito en los capítulos anteriores y sobre todo en el capítulo 5. Sin embargo, el desarrollo de proyectos e intervenciones en un marco tan complicado como Tegucigalpa es un proceso complejo que amerita profundizaciones específicas. En este capítulo se complementarán los aspectos meramente técnicos descritos anteriormente, con aspectos económicos y organizacionales, proyectados en una perspectiva espacio - tiempo adecuada. Los aspectos económicos proporcionan un método de apoyo a la decisión mediante criterios tangibles en unidades monetarias. Los aspectos organizacionales por otro lado proporcionan un método de apoyo a las decisiones con respecto a los tiempos de las intervenciones propuestas y a su progresiva implementación.

### **9.3.1 Introducción a un análisis económico**

Para poder clasificar varias alternativas y apoyar el decisor en la toma de decisiones el análisis coste-beneficio es la herramienta más conocida, aunque como veremos más adelante hay otras técnicas que se han difundido a partir de los años '60.

Este tipo de análisis nos proporciona los criterios de racionalidad o reglas de decisión de los proyectos de inversión pública, y también de los proyectos de inversión privada cuando de los mismos se evalúan aspectos (efectos externos positivos y negativos) que van más allá de los ingresos y gastos fruto de operaciones bilaterales de compraventa en el mercado abierto.

Describe y cuantifica las ventajas (ingresos sociales) y desventajas (costes y gastos sociales) de un proyecto de inversión o de una política. Si los ingresos (en el sentido de cobros) financieros privados coincidieran con los ingresos sociales y los gastos (en el sentido de pagos), y el beneficio neto (ingresos menos gastos) privado fuera, por tanto, igual al beneficio neto social, sobraría el análisis coste-beneficio (de ahora en adelante ACB). Los criterios de racionalidad o reglas de decisión de la inversión pública habrían de ser, en ese caso, los mismos de la inversión privada. La necesidad de hacer uso del análisis coste-beneficio surge en el momento en que existe discrepancia entre el beneficio neto social y el beneficio neto privado, bien sea porque los ingresos sociales difieren de los ingresos privados, o bien porque los gastos difieren de los gastos privados, o bien por ambas cosas a la vez.

El análisis coste-beneficio entronca directamente con la economía del bienestar, de la que es su principal brazo operativo. Su desarrollo es fruto de la necesidad de tener que dar respuesta según esta nueva visión de la economía a problemas concretos. Esta técnica comenzó a aplicarse en la década de 1930 en los Estados Unidos para evaluar el beneficio social de los grandes proyectos de aprovechamiento hidráulico. Después de la Segunda Guerra Mundial las aplicaciones prácticas del análisis coste-beneficio se intensificaron, tanto en América como en Europa. En la resolución de problemas militares y en la evaluación de grandes proyectos de inversión en obras de infraestructura produjo esta técnica fructíferos resultados. Su primera formulación teórica en términos de excedente de utilidad del consumidor (o, simplemente, excedente del consumidor) es obra del ingeniero y economista francés J. Dupuit (1844).

El análisis es entonces un sistema utilizado para la evaluación de proyectos de inversión que toma en cuenta todos los beneficios y costes prescindiendo de a quien se les imputan y considerando como beneficio cualquier aumento de utilidad y como coste toda disminución de utilidad, medida por el coste de oportunidad del proyecto.

Los pasos habituales a seguir para la realización de un análisis costes-beneficios se pueden resumir en los puntos siguientes:

- Definir con claridad el cambio a valorar (nueva situación respecto a la evolución esperada del status quo)
- Identificar los principales costes y beneficios esperados

- Decidir el año de referencia del análisis (generalmente el periodo inicial, cero), el año del periodo inicial y el año del periodo final (si como es habitual se toma el año como unidad temporal de medida)
- Decidir si se van a utilizar valores constantes o nominales. Los más frecuente es utilizar valores constantes (también llamados reales), referidos al año de referencia o periodo inicial
- Estimar los valores de cada variable para cada periodo (este es el paso que más trabajo conlleva)
- Decidir que tasa de descuento se toma como referencia (en términos reales son habituales tasas del 4%, 5%, 6%)
- Estimar algunos de los indicadores básicos del análisis coste-beneficio: Tasa Interna de Retorno (TIR, también llamada Tasa de Retorno Interno, TRI); Valor Actual Neto (VAN, también llamado Valor Presente Neto); Cociente entre Beneficios y Costes (también llamado Ratio de Beneficios y Costes); y el Primer Periodo de Retorno de la Inversión (también llamado Break-Even Point, entre otros términos)
- Realizar un análisis de sensibilidad con las principales decisiones y variables utilizadas
- Emitir un consejo sobre la toma de decisión respecto al cambio o cambios considerados

### **9.3.2 Definición del horizonte de estudio**

Como horizonte de estudio a largo plazo, que sirve de referencia para los cálculos del Análisis Costes – Beneficios se considera como año límite el 2031. En el mismo análisis se considera que los proyectos a corto-medio plazo se deban implementar inmediatamente a partir del año en curso, el 2011 (año 0 en el análisis).

### **9.3.3 Alternativas consideradas en el estudio**

El objetivo principal de este informe incluye diferentes sub objetivos que se pueden resumir en los puntos siguientes:

- Detectar las deficiencias estructurales de la red de agua potable en las ciudades gemelas de Tegucigalpa y Comayagüela y proponer las mejoras consecuentes



- Detectar, lo más precisamente posible, el déficit hídrico actualmente presente y como este evoluciona en los años del horizonte de estudio
- Evaluar las posibilidades de incremento de oferta hídrica mediante estudios previos realizados por otras instituciones

Una vez completados los sub objetivos anteriores es posible comparar, mediante un ACB, las dos alternativas posibles:

1. **Alternativa 0:** no se aplica ninguna acción de mejoras a la red y se cuantifican los costes de previstos en el horizonte de estudio
2. **Alternativa 1:** se definen, dentro de las consideradas anteriormente, todas aquellas mejoras que permiten reducir a los mínimos términos el déficit en el horizonte de estudio y se cuantifican los beneficios netos en el horizonte de estudio. En esta alternativa se considerará la construcción de otros embalses.

Para cada alternativa considerada se cuantificarán los costes correspondientes, siendo los beneficios netos los beneficios obtenidos en el horizonte de estudio menos los costes de implementación y de mantenimiento de las propuestas correctivas consideradas.

#### 9.3.3.1 Identificación de los principales costes y beneficios esperados

A continuación se describen todos los costos y beneficios esperados a nivel general dejando a un análisis posterior la extracción de los datos correspondiente a cada alternativa. Este punto es clave para llevar a cabo un análisis costes – beneficios más precisa posible. Dentro de este tipo de estudio lo más complicado es precisamente la cuantificación económica de costos y/o beneficios que no son tangibles directamente y por eso hay que asociarlos a otra variable directamente relacionada que sea tangible a nivel económico.

##### 9.3.3.1.1 Estimaciones de la tasa de actualización de referencia

Cuando se compare la rentabilidad económica de diferentes alternativas de un proyecto, se deberá considerar el mismo horizonte temporal, ya que si no, será imposible realizar la comparación. Entonces,

si se pretende poder sumar o restar cantidades de dinero de diferentes periodos de tiempo habrá que actualizarlos a una misma base común. Dicha actualización se realizará mediante un parámetro conocido como tasa de actualización y que en general depende de diferentes factores:

- La inflación.
- Los intereses bancarios.
- Características propias de la fuente de financiación.

Los últimos dos puntos son muy específicos y de difícil cuantificación para los alcances previstos para el informe así que nos referiremos solamente a la influencia de la inflación. La dificultad es justamente en definir correctamente la tasa de actualización y proyectarla en el horizonte de estudio.

Precisamente este último aspecto resulta de difícil estimación considerando la gran variabilidad de este dato en los últimos años (ver siguiente tabla), sobre todo considerando la inestabilidad política de los últimos dos años que solamente ahora parece en vía de solución.

Año	Tasa
2003	7,70%
2004	7,70%
2005	7,00%
2006	8,80%
2007	5,70%
2008	6,90%
2009	11,40%
2010	5,50%
2011	4,60%

**Tabla Nº 80** Tasa de inflación desde el 2003 en Honduras.

El dato relativo al 2011 es discordante con las últimas previsiones del Banco Central de Honduras que preveían para final de año un valor de 8%, sobre todo considerando las inminentes alzas de precios de los granos básicos. Por esta razón prever la tasa en el horizonte temporal definido hubiese requerido de estudios econométricos apropiados, marginales a los alcances de este estudio. Para los objetivos del estudio mismo se ha elegido el valor fijo del 7%, que resulta suficientemente elevado para que los cálculos se efectúen a favor de seguridad.

La fórmula para la actualización del dinero, en los años, es la siguiente:

- El valor actual (Q) de un desembolso (Qn) que se realizará dentro de n años es:

$$Q = Q_n / (1 + r)^n$$

- El valor actual (Q) de un desembolso (Qn) que se realizó hace n años es:

$$Q = Q_n (1 + r)^n$$

La rentabilidad económica de cualquier proyecto se mide a través de una serie de índices, que se irán definiendo en los siguientes apartados. Estos índices y la metodología que los sustenta proporcionan al decisor final una herramienta de apoyo y tocará a este último la decisión final combinando los diferentes resultados obtenidos. Los índices económicos más utilizados habitualmente y que pueden servir para medir la rentabilidad de un proyecto son: VAN, TIR, Periodo de recuperación e índice costo beneficio.

### 9.3.3.2 Identificación de los costes

#### 9.3.3.2.1 Costes para la implementación de los proyectos a corto y largo plazo

Para el caso de la alternativa 1 que contempla la implantación de obras a corto y largo plazo es necesario costear los proyectos elegidos mediante el criterio de eficiencia de Pareto que hemos visto en un párrafo anterior y que nos ha permitido excluir aquellas alternativas dominadas y poco rentable (cómo el proyecto de Nacaome por ejemplo). Los costos estimados para estos proyectos han sido proporcionados por varias fuentes, sobre todo el estudio del PCI Consultants del 2001, y para esto habrá que actualizar el costo para el año 0 (2011) con una de las fórmulas introducidas previamente.

La tabla resumen de los proyectos a implementar hasta el año 2031, con el objetivo de reducir el déficit hídrico se muestra a continuación.

Proyecto/acción	Coste 2001 10 <sup>6</sup> (US\$)	Coste 2011 10 <sup>6</sup> (US\$)	Coste 2016 10 <sup>6</sup> (US\$)	Coste 2021 10 <sup>6</sup> (US\$)	Coste 2026 10 <sup>6</sup> (US\$)	Incr. Oferta (m <sup>3</sup> /s)
Ojojona	5,0	9,84	-	-	-	0,3
Trasvase Laureles - Concepción**	-	0,0	-	-	-	0,25
Sabacuante	69,0	135,7	-	-	-	0,21
Guacerique II (Quiebramontes)	212,0	212,0	-	-	-	1,04
Río del Hombre*	167,0	286,9	-	-	-	2
Reducción fugas < 8"	160,0	-	-	-	-	0,32
Reducción fugas < 3/4"	22,8	-	-	-	-	0,03
Perforación de pozos	-	0,0	-	-	-	0,38

\*: costo del 2003

\*\* : supeditado a la construcción del tanque en La Concepción; costo en renovación de tuberías

\*\* : Quiebramontes, datos 2001; Guacerique, datos 2011; los dos proyectos son excluyentes

**Tabla Nº 81** Costos de proyectos para incrementar la oferta con precio al 2011.

Con respecto a las intervenciones relativas al control de pérdidas en tubos con diámetro menor de 8" y de ¾", los datos del 2001 se refieren a los precios estimados por JICA en el mismo año. Sin embargo, el plan de reducción de pérdidas, y su costo relativo, se considera incluido dentro del control permanente de fugas posible después de la implementación de la sectorización hidráulica por parte del consorcio AQUARUM, ya abundantemente descrita, con todos sus beneficios inducidos, en los capítulos anteriores. Por lo cual su costo de inversión inicial se ha considerado igual a 0, mientras los costos de operación y mantenimiento quedan incluidos en los costos actuales del SANAA, recomendando que el Departamento de Optimización Operativa, junto al Departamento de Mantenimiento le proporcionen el seguimiento y mantenimiento adecuado. Para los costos previstos para el plan de reducción de pérdidas se ha utilizado el estudio del PCI – JICA del 2001, y se ha establecido como objetivo una reducción hasta el 20% de pérdidas físicas. Para el dato de partida del 2011, estimado en un 30 % aproximadamente se ha utilizado el dato proporcionado por un estudio reciente del Departamento de Operaciones. El plan previsto de implementación progresiva de las intervenciones se muestra en la tabla siguiente.

CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

Costo proyectado (US\$ *10^6)				
1) Ojojona	2) Traslase	3) Sabacuante	4) Guacerique	5) Rio del Hombre
\$9,84	\$0,00	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	\$135,73	\$212,00	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	\$286,94
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
\$9,84	\$0,00	\$135,73	\$212,00	\$286,94
<b>SUMA</b>	<b>\$644,51</b>			

**Tabla Nº 82** Plan de intervenciones para el incremento de la oferta.

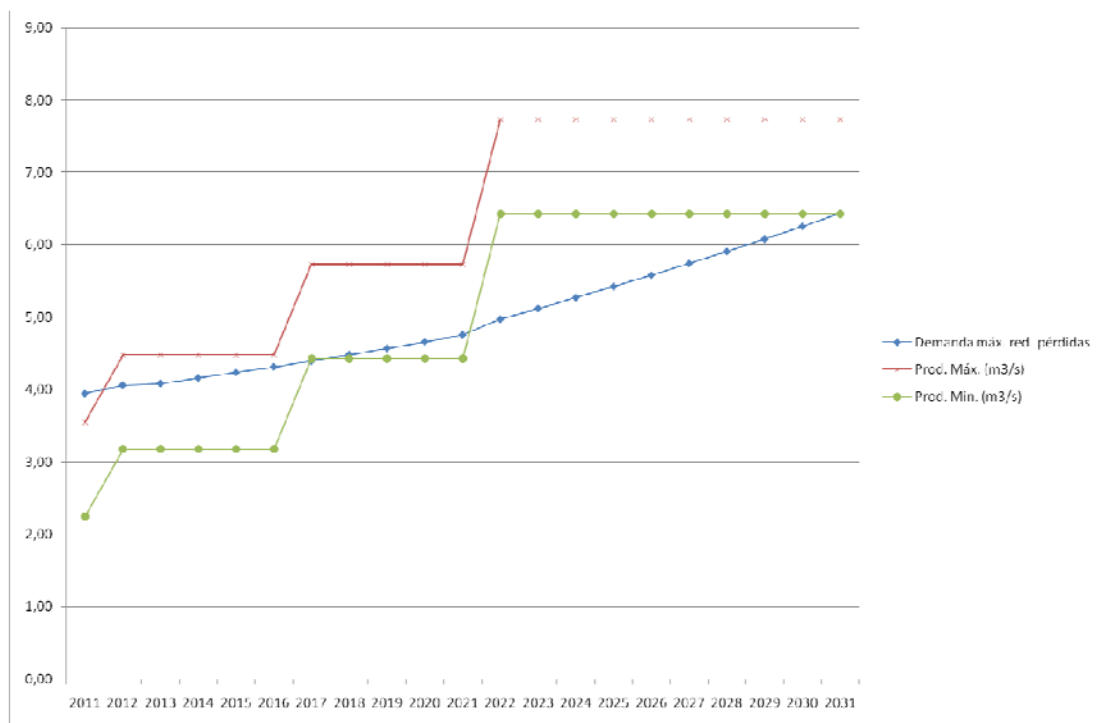
CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

AÑO	Producción Alt. 0 (m3/s)		Pérdidas alt. 0	Pérdidas alt. 0	Pérdidas alt. 1	Pérdidas alt. 1	Demanda máx. alt. 0	Demanda máx. red. pérdidas	PRODUCCIÓN PROY. (m3/s)		Déficit (m3/s)	
	Máx.	Min.	%	m3/s	%	m3/s	m3/s	m3/s	Máx.	Min.	Máx.	Min.
2011	3,55	2,249	30,43%	0,84	29,37%	0,81	3,98	3,95	3,55	2,25	-0,40	-1,70
2012	3,55	2,249	30,67%	0,89	28,34%	0,78	4,17	4,06	4,48	3,18	0,42	-0,88
2013	3,55	2,249	30,91%	0,91	27,35%	0,74	4,25	4,09	4,48	3,18	0,39	-0,91
2014	3,55	2,249	31,15%	0,95	26,39%	0,71	4,40	4,16	4,48	3,18	0,32	-0,98
2015	3,55	2,249	31,40%	0,99	25,46%	0,68	4,54	4,24	4,48	3,18	0,24	-1,06
2016	3,55	2,249	31,65%	1,03	24,56%	0,65	4,69	4,31	4,48	3,18	0,17	-1,13
2017	3,55	2,249	31,90%	1,07	23,69%	0,61	4,85	4,40	5,73	4,43	1,33	0,03
2018	3,55	2,249	32,15%	1,11	22,84%	0,58	5,01	4,48	5,73	4,43	1,25	-0,05
2019	3,55	2,249	32,40%	1,15	22,02%	0,55	5,17	4,57	5,73	4,43	1,16	-0,14
2020	3,55	2,249	32,66%	1,20	21,23%	0,51	5,34	4,66	5,73	4,43	1,07	-0,23
2021	3,55	2,249	32,92%	1,24	20,46%	0,48	5,52	4,76	5,73	4,43	0,97	-0,33
2022	3,55	2,249	33,18%	1,29	-	-	5,70	4,97	7,73	6,43	2,76	1,45
2023	3,55	2,249	33,44%	1,34	-	-	5,88	5,12	7,73	6,43	2,61	1,31
2024	3,55	2,249	33,70%	1,39	-	-	6,08	5,27	7,73	6,43	2,46	1,16
2025	3,55	2,249	33,97%	1,45	-	-	6,27	5,43	7,73	6,43	2,30	1,00
2026	3,55	2,249	34,24%	1,50	-	-	6,48	5,58	7,73	6,43	2,15	0,85
2027	3,55	2,249	34,51%	1,56	-	-	6,68	5,75	7,73	6,43	1,98	0,68
2028	3,55	2,249	34,78%	1,62	-	-	6,90	5,91	7,73	6,43	1,82	0,52
2029	3,55	2,249	35,06%	1,68	-	-	7,12	6,08	7,73	6,43	1,65	0,35
2030	3,55	2,249	35,33%	1,74	-	-	7,35	6,26	7,73	6,43	1,47	0,17
2031	3,55	2,249	35,61%	1,81	-	-	7,59	6,44	7,73	6,43	1,29	-0,01

Tabla Nº 83 Reducción del déficit previsto según el plan a implementar.

La alternativa 0 se refiere a las previsiones técnicas si se siguiese con la situación actual mientras la alternativa 1 es consecuente con la implementación prevista de los diferentes proyectos de mejora. Los datos base de demandas y pérdidas se han extraído del estudio de la demanda hídrica descrito en el capítulo 7.

Como se aprecia en la tabla anterior, siempre que los datos de producción prevista sean confirmados, se anularía el déficit hídrico (referencia en épocas críticas) en el 2031, dato esto que constituiría el primer paso para poder establecer un servicio continuo.



**Figura N°93** Evolución de producción máxima y mínima y demanda máxima.

### 9.3.3.2.2 Costes para incremento de la capacidad de regulación de la red

Para el incremento de capacidad de almacenamiento como descrito en el CAPÍTULO anterior se han considerado los siguientes aspectos:

- Análisis del estado y capacidad de regulación actual de los depósitos existentes
- Expansión futura de la urbanización en Tegucigalpa y Comayagüela

Las propuestas de ampliación y/o construcción de tanques de almacenamiento se ha justificado en un CAPÍTULO anterior, siendo el objeto principal de este apartado su análisis económico en perspectiva futura. A parte el caso de Lomas II Etapa y La Sosa en los otros casos se ha predispuesto la construcción de un nuevo depósito con una nueva ubicación a mayor cota (cuya posición precisa queda por definir) y un mayor volumen calculando un presupuesto detallado a expensas de las tuberías de conexión a la línea de alta del sistema, las cuales necesitan de estudios profundizados aparte.

La tabla resumen de la planificación de construcción y ampliación de nuevos depósitos se ha mostrado en el apartado específico del capítulo anterior. Los costos proyectados de los depósitos a instalar de manera urgente se resumen a continuación.

AÑO	Costo proyectado (US\$)				
	1)	2)	3)	4)	5)
2011	\$1.290.086,72	\$1.088.654,87	-	-	-
2012	-	-	-	-	-
2013	-	-	-	-	-
2014	-	-	-	-	-
2015	-	-	-	-	-
2016	-	-	-	\$3.881.870,46	\$966.793,58
2017	-	-	-	-	-
2018	-	-	-	-	-
2019	-	-	-	-	-
2020	-	-	-	-	-
2021	-	-	\$2.177.309,74	-	-
2022	-	-	-	-	-
2023	-	-	-	-	-
2024	-	-	-	-	-
2025	-	-	-	-	-
2026	-	-	-	-	-
2027	-	-	-	-	-
2028	-	-	-	-	-
2029	-	-	-	-	-
2030	-	-	-	-	-
2031	-	-	-	-	-
<b>SUMA</b>	<b>\$1.290.086,72</b>	<b>\$1.088.654,87</b>	<b>\$2.177.309,74</b>	<b>\$3.881.870,46</b>	<b>\$966.793,58</b>
<b>TOTAL BRUTO</b>	<b>\$9.404.715,37</b>				
	<b>VAN 2011 (US\$)</b>				
	<b>1)</b>	<b>2)</b>	<b>3)</b>	<b>4)</b>	<b>5)</b>
	<b>\$1.290.086,72</b>	<b>\$1.088.654,87</b>	<b>\$2.177.309,74</b>	<b>\$3.881.870,46</b>	<b>\$966.793,58</b>

**Tabla N° 84** Planificación de ampliación/construcción de los depósitos.

A título de ejemplo se muestra el esquema utilizado para calcular el presupuesto de un depósito de 2.500 m<sup>3</sup>.



CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

TANQUE CUADRADO DE 2500 m <sup>3</sup>									
Alto	3,3	m							
Largo	30	m							
Ancho	30	m							
Capacidad	2520	m <sup>3</sup>							
Actividad	Unidades	Alto	Largo	Ancho	Parcial	Total		Precio	Monto
Excavación	1	2,65	32	32	2.713,6	2.713,6	m <sup>3</sup>	L. 186,00	L. 504.729,6
Concreto:									
cimentación	1	1	30	30	900,0				
pared	4	3	30	0,4	144,0				
techo	1	0,3	30	30	270,0	1.314,0	m <sup>3</sup>	L. 2.800,00	L. 3.679.200,0
Armadura:									
cimentación	1	900,000	120		108.000,0				
pared	1	144,000	150		21.600,0				
techo	1	270,000	180		48.600,0	178.200,0	kg	L. 60,00	L. 10.692.000,0
Encofrado:									
cimentación	4	1	30		120,0				
pared	8	3	30		720,0				
techo	4	0,3	30		36,0				
	1		30	30	900,0	1.776,0	m <sup>2</sup>	L. 267,00	L. 474.192,0
Suministro e instalación de tuberías enterradas									
8"	200					200,0		200,0	m L. 3.224,23 L. 644.846,7
<i>Descompuesto:</i>	<i>Actividad</i>	<i>Total</i>	<i>Precio</i>	<i>Monto</i>					
	Excavación	2	L. 186,0	L. 372,0					
	Relleno selecto	1	L. 250,8	L. 250,8					
	Relleno selecto	1	L. 96,0	L. 96,0					
	Instalación	1	L. 204,6	L. 204,6					
	Suministro	1,1	L. 2.091,7	L. 2.300,8					
				L. 3.224,2					
Suministro e instalación de válvulas y accesorios									
8"	16					16,000		16,000	u L. 49.647,0 L. 794.352,0
<i>Descompuesto:</i>	<i>Actividad</i>	<i>Total</i>	<i>Precio</i>	<i>Monto</i>					
	Suministro	1	L. 42.797,0	L. 42.797,0					
	Obra civil	1	L. 6.850,0	L. 6.850,0					
				L. 49.647,0					
TOTAL EJECUCIÓN	L. 16.789.320,27								
GASTOS INDIRECTOS	L. 1.678.932,03								
BENEFICIO INDUSTRIAL	L. 2.216.190,28								
PRESUPUESTO TOTAL	<b>L. 20.684.442,57</b>								
	<b>\$ 1.088.654,87</b>								

Tabla Nº 85 Ejemplo de esquema utilizado para el presupuesto de costo de un depósito.

El proyecto nº 4 tiene un peso relativo relevante si se considera que en la zona Sur y Sureste se prevé el incremento urbanístico más importante en los próximos 20 años. La construcción de este depósito está supeditada a un trasvase de la planta Laureles hasta Concepción para que en la época de invierno se aproveche al máximo de la abundancia de agua sin que esta sea desperdiciada por la escasa capacidad del embalse Laureles (10.500.000 m<sup>3</sup> efectiva por la presencia de 1,5 Mm<sup>3</sup> de sedimentos en el fondo).

#### 9.3.3.2.3 Costes para renovación de tuberías

Los proyectos de renovación se han dividido en 4 proyectos por separado ya descritos y cuantificados en metros de longitud tablas anteriores. Los proyectos más urgentes considerados son los siguientes:

- Proyecto 1: renovación de tuberías sub dimensionadas en diámetros
- Proyecto 2: incremento de la capacidad de transporte de la línea de alta de Concepción hasta la estación elevadora Universidad Norte y la línea de bombeo desde la misma estación hasta el tanque Lomas II Etapa
- Proyecto 3: renovación de tuberías de menor diámetro de las colonias El Bosque y Buenos Aires
- Proyecto 4: renovación de la colonia, de tipo Barrio en Desarrollo, Villanueva
- Proyecto 5: trasvase Laureles – Concepción, supeditado a la construcción de un tanque nuevo Concepción nº 2, cuyo coste ha sido estimado por el SANAA que incluye también los costos de bombeos necesarios para vencer la diferencia de cota entre los dos puntos

Considerando el horizonte de estudio elegido para el ACB se aconseja la renovación mostrada en las tablas siguientes.

AÑO	Longitud a renovar (m)				
	1)	2)	3)	4)	5)
2011	3.737,50	-	-	-	-
2012	3.737,50	-	-	-	-
2013	-	-	-	-	-
2014	-	-	-	-	-
2015	-	-	-	-	-
2016	-	1.225,00	10.497,72	-	10.820,00
2017	-	-	10.497,72	-	-
2018	-	-	-	-	-
2019	-	-	-	-	-
2020	-	-	-	-	-
2021	-	-	-	4.210,000	-
2022	-	-	-	4.210,000	-
2023	-	-	-	4.210,000	-
2024	-	-	-	-	-
2025	-	-	-	-	-
2026	-	-	-	-	-
2027	-	-	-	-	-
2028	-	-	-	-	-
2029	-	-	-	-	-
		-			
2030	-	-	-	-	-
2031	-	-	-	-	-
<b>SUMA</b>	<b>7.475,00</b>	<b>1.225,00</b>	<b>20.995,44</b>	<b>12.630,00</b>	<b>10.820,00</b>
<b>TOTAL Km.</b>	<b>53145,435</b>				

**Tabla N° 86** Plan de renovación propuesto en el horizonte de estudio.

Para la cuantificación de los costos se han utilizado tres diferentes proveedores de Tegucigalpa que han permitido estimar el costo promedio de tres apartados específicos:

- Costo de instalación
- Costo de excavación
- Costo de las tuberías por diferentes diámetros y materiales

Diámetro (pulg.)	Material	Unidad (ml)	Precio unit. (Lps.)
2	HFD	1	-
3	HFD	1	-
4	HFD	1	191,4
6	HFD	1	325,38
8	HFD	1	1339,8
10	HFD	1	1811,92
12	HFD	1	2169,2
Diámetro (pulg.)	Material	Unidad (ml)	Precio unit. (Lps.)
2	PVC	1	172,26
3	PVC	1	172,26
4	PVC	1	172,26
6	PVC	1	292,842
8	PVC	1	1205,82
10	PVC	1	1630,728
12	PVC	1	1952,28

**Tabla N° 87** Costos de instalación por metro lineal.

Actividad	Unidad (m2)	Precio unit. (euros)	Precio unit. (US\$)*	Precio unit. (Lps.)**
Demolición	1	13,87	19,42	369,00
Movimiento de tierra	1	36,51	51,11	971,17
Pavimentación y restauración urbana	1	38,68	54,16	1.028,95

\*: 1 euro = 1,4 \$

\*\* : 1 \$ = 19 Lps.

**Tabla N° 88** Costos de excavación promedios por metro lineal.

Diámetro (pulg.)	Material	Unidad (lance)	Precio lance (Lps.)	Precio unit. (ml)
2	HFD	6	-	-
3	HFD	6	-	-
4	HFD	6	L. 9.571,74	L. 1.595,29
6	HFD	6	L. 10.056,93	L. 1.676,15
8	HFD	6	L. 12.546,69	L. 2.091,11
10	HFD	6	L. 16.198,34	L. 2.699,72
12	HFD	6	L. 20.760,77	L. 3.460,13
Diámetro (pulg.)	Material	Unidad (lance)	Precio lance (Lps.)	Precio unit. (ml)
2	PVC	6	L. 338,58	L. 56,43
3	PVC	6	L. 451,44	L. 75,24
4	PVC	6	L. 564,30	L. 94,05
6	PVC	6	L. 1.225,00	L. 204,17
8	PVC	6	L. 2.123,79	L. 353,96
10	PVC	6	L. 3.300,61	L. 550,10
12	PVC	6	L. 4.640,89	L. 773,48

**Tabla Nº 89** Costos de tuberías promedios por metro lineal.

PRECIO ESTIMADO POR METRO LINEAL DE TUBERÍAS (Lps.)			PRECIO ESTIMADO POR METRO LINEAL DE TUBERÍAS (US\$)		
Diámetro	Material		Diámetro	Material	
	HFD	PVC		HFD	PVC
2	-	2.597,81	2	-	\$ 136,73
3	-	2.616,62	3	-	\$ 137,72
4	4.155,81	2.635,43	4	\$ 218,73	\$ 138,71
6	4.370,65	2.866,12	6	\$ 230,03	\$ 150,85
8	5.800,03	3.928,90	8	\$ 305,26	\$ 206,78
10	6.880,76	4.549,94	10	\$ 362,15	\$ 239,47
12	7.998,44	5.094,88	12	\$ 420,97	\$ 268,15
24	-	-	24	-	-

**Tabla Nº 90** Resumen de los costos de renovación promedios por metro lineal.

CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

Esta metodología ha permitido obtener un precio estimado total por cada proyecto de renovación propuesto en este estudio.

PROYECTO	Diámetro	Material				Costo total (US\$)
		Longitud PVC (m)	Costo unit. ml (US\$)	Longitud HFD (m)	Costo unit. ml (US\$)	
1	2	0,0	\$ 136,73	0	0	\$ 0,00
	4	5.594,0	\$ 138,71	0	\$ 218,73	\$ 775.924,85
	6	386,0	\$ 150,85	0	\$ 230,03	\$ 58.227,58
	8	490,0	\$ 206,78	0,0	\$ 305,26	\$ 101.324,28
	10	1.000,0	\$ 239,47	5,0	\$ 362,15	\$ 241.281,50
2	10	0,00	0,00	1225,0	\$ 362,15	\$ 443.627,84
3	2	18.212,3	\$ 136,73	0,0	\$ 0,00	\$ 2.490.105,40
	3	214,1	\$ 137,72	0,0	\$ 0,00	\$ 29.485,40
	4	720,9	\$ 138,71	1.848,2	\$ 218,73	\$ 504.232,94
4	4	10.000,0	\$ 138,71	0,0	\$ 218,73	\$ 1.387.066,23
	6	0,0	\$ 150,85	1.115,0	\$ 230,03	\$ 256.488,17
	8	0,0	\$ 206,78	1.515,0	\$ 305,26	\$ 462.476,11
5	24	0	0	10.820,0	\$ 875,57	\$ 9.473.684,21

**Tabla Nº 91** Resumen de los costos de renovación por proyecto.



gestión de la parte comercial más cuidadosa para que suba el recaudo del ente. Hay que evidenciar que la disponibilidad a pagar de los usuarios, después de la implementación de las propuestas de mejoras, tendría que ser más elevada al tener un servicio de agua potable mejor y más funcional. Consecuentemente sería recomendable un aumento de la tarifa, casi necesario para obtener los fondos útiles para mantener un sistema continuo en la red.

Básicamente, estos tipos de estudios tienen como objetivo el comparar la disponibilidad a pagar de los usuarios para obtener un beneficio futuro con los costos de mantener y mejorar el servicio de abastecimiento de agua, siendo esta una manera de cuantificar la capacidad de la comunidad de manejar sosteniblemente el recurso. En este aspecto la comunicación hacía el usuario para informarle de manera correcta acerca de los beneficios futuros, resulta de fundamental importancia.

En el estudio del PCI – JICA del 2001 se ha realizado un estudio específico en una muestra seleccionada de usuarios clasificados por rango socio – económico. Las encuestas miraban esencialmente a estimar la disponibilidad a pagar adicional de los usuarios en el caso de disponer de un mejor servicio. Ahora, si se implementasen todas las mejoras propuestas en este estudio en el horizonte de estudio considerado sin duda estaríamos en presencia de un servicio mejor y los datos de las encuestas del 2001 podrían proporcionarnos una medida de la mayor disponibilidad a pagar de los usuarios.

Se ha visto, en el apartado relativo a la gestión comercial que las tarifas de agua son hoy en día, relativamente bajas (aunque han subido claramente a partir del 2001), hecho esto justificado por el servicio intermitente existente. Prescindiendo de las tarifas, el monto de impagos al que se enfrenta el SANAA es bastante elevado, tal y como se muestra en la siguiente tabla.

Según el estudio de la Princeton University del 2006 en ese entonces se tenía una situación de cobertura de micro medición tal y como se refleja en la tabla siguiente.

<b>Tomas totales legales/ilegales</b>	200.000		
<b>Medidores</b>	62.000	54,74%	sobre el total los usuarios
<b>Medidores operativos</b>	23.000	37,10%	sobre el total de los medidores

*Fuente: Princeton University, 2006*

**Tabla Nº 93** Estado de cobertura de micromedición en el 2006



Según los datos recolectados para el estudio, se observan datos ligeramente diferentes tal y como se muestra en las siguientes tablas.

SECTORES PILOTOS		
<b>R-1</b>		
TOTAL	247	Medidores
% (BUENO)	61,13%	100,00%
%(NO CAMBIÓ)	26,72%	
%(MALO)	1,21%	
%(EMPAÑADO)	10,93%	
<b>R-2</b>		
TOTAL	72	Medidores
% (BUENO)	36,11%	100,00%
%(NO CAMBIÓ)	63,89%	
%(MALO)	0,00%	
%(EMPAÑADO)	0,00%	
<b>R-3</b>		
TOTAL	246	Medidores
% (BUENO)	40,24%	100,00%
%(NO CAMBIÓ)	48,37%	
%(MALO)	0,00%	
%(EMPAÑADO)	11,38%	
<b>R-3</b>		
TOTAL	108	Medidores
% (BUENO)	63,89%	100,00%
%(NO CAMBIÓ)	27,78%	
%(MALO)	0,00%	
%(EMPAÑADO)	8,33%	
<b>R-4</b>		
DATOS NO SIGNIFICATIVOS POR LA CASI TOTAL AUSENCIA DE MEDIDORES		

**Tabla Nº 94** Estado de medidores en el 2011 por rango socio económico.

RESUMEN	%
% (BUENO)	50,34%
%(NO CAMBIÓ)	41,69%
%(MALO)	0,30%
%(EMPAÑADO)	7,66%

**Tabla Nº 95** Estado de medidores en el 2011.

RANGO	Usuarios 2011	% Cobertura	nº medidores existentes	% medidores en buen estado
1	16.629	76,00%	12.638	6.362
2	27.635	64,00%	17.687	8.904
3	28.649	95,00%	27.216	13.702
4	12.276	1,00%	123	62
5	-	-	-	-
<b>Total</b>			<b>57.664</b>	<b>29.030</b>

**Tabla Nº 96** Estado de cobertura y general de micro medición en el 2011.

Considerado el número total de usuarios domésticos presentes en el año 2011, alrededor de 85.000, y para que el SANAA disponga de un recaudo comercial adecuado para sus gastos diarios de operaciones, además de un control eficiente de su gerencia comercial, se propone la instalación de un número de medidores definido en la siguiente tabla.

Incremento en nº medidores*	Número de medidores averiados
3.991	6.275
9.949	8.782
1.432	13.515
12.153	61
-	-
<b>27.525</b>	<b>28.633</b>

**Tabla Nº 97** Medidores necesarios para una cobertura al 100% en el 2011.

Los planes de instalación y de costos para la cobertura de micromedición para los usuarios domésticos se muestran a continuación.

<b>AÑO</b>	<b>Reparación de medidores</b>	<b>Instalación de medidores</b>
2011	-	-
2012	5.727	5.504,98
2013	5.727	5.504,98
2014	5.727	5.504,98
2015	5.727	5.504,98
2016	5.727	5.504,98
2017	-	-
2018	-	-
2019	-	-
2020	-	-
2021	-	-
2022	-	-
2023	-	-
2024	-	-
2025	-	-
2026	-	-
2027	-	-
2028	-	-
2029	-	-
2030	-	-
2031	-	-
<b>SUMA</b>	<b>28633</b>	<b>27525</b>

**Tabla Nº 98** Plan de instalación de micro medidores.

<b>COSTES (US\$)</b>	
<b>Reparación de medidores</b>	<b>Instalación de medidores</b>
-	-
\$312.903,34	\$325.502,46
\$312.903,34	\$325.502,46
\$312.903,34	\$325.502,46
\$312.903,34	\$325.502,46
\$312.903,34	\$325.502,46
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
\$ 1.564.517	\$ 1.627.512
<b>VAN 2011 (US\$)</b>	
<b>Reparación de medidores</b>	<b>Instalación de medidores</b>
<b>\$ 1.564.517</b>	<b>\$ 1.627.512</b>

**Tabla Nº 99** Plan de costos para la instalación de micro medidores.

### 9.3.3.3 Identificación de los beneficios

En este apartado se consideraran los beneficios relativos a las mejoras inducidas por la implementación de todas las propuestas descritas a lo largo del informe y que se resumen a continuación:

- Campaña de reparación de fugas extendida en la red
- Sectorización hidráulica de la red
- Estudio de incremento de la tarifa

- Construcción de nuevos tanques de almacenamiento para incrementar la capacidad de regulación de la red
- Programa de renovación anual de las tuberías
- Proyectos a corto y largo plazo para el incremento de la oferta hídrica

Con el término “beneficios” se entienden aquellas mejoras tangibles y no tangibles que las propuestas arriba mencionadas conllevan al ser implementadas. A los beneficios no tangibles se les asociará un indicador directamente relacionado que permitirá una cuantificación en términos de costos del beneficio original.

Dejando los detalles a los apartados específicos se enumeran a continuación todos los beneficios considerados en el estudio:

1. Reducción de las pérdidas físicas en la red
2. Reducción de las pérdidas aparentes en la red
3. Aumento del recaudo consecuente al ajuste aplicado al sistema de tarificación en el sistema
4. Mayor satisfacción de los usuarios acerca del servicio proporcionado
5. Ahorro energético en las instalaciones domiciliarias

A continuación se detallan uno por uno todos los beneficios esperados según el planteamiento de mejoras propuesto.

#### *9.3.3.3.1 Ahorro energético de las instalaciones domiciliarias*

El costo mensual de los diferentes estratos sociales para gastos adicionales de energía eléctrica provocados por la presencia del suministro intermitente, se ha extraído a toda la población utilizando los resultados de las muestras en los sectores pilotos. Los datos de partida, ya introducido en un párrafo anterior, se reflejan nuevamente en la tabla siguiente:

Rango	Coste total (\$/mes)	Población en sector piloto	Costo unit. (\$/hab.*mes)
R-1	\$8.650,17	4248	\$2,04
R-2	\$2.939,81	1638	\$1,79
R-3	\$1.086,70	3336	\$0,33
	\$1.086,84	3972	\$0,27
R-4	\$86,64	2232	\$0,04
R-5	nd	nd	nd

**Tabla Nº 100** Datos de partida para la estimación del ahorro energético domiciliario.

El costo del usuario por mes extraído para toda la población y considerado en cada año del horizonte de estudio nos proporciona un beneficio considerado como ahorro en el caso de que aquí a veinte años se implemente un servicio continuo. En este caso los usuarios podrían prescindir de elementos impulsores (las bombas) ya que aprovecharían de la carga hidráulica constantemente presente en las tuberías. Los cálculos finales consideran la población clasificada por rango socio – económico, a expensas del rango R-5, ya que no se realizó ninguna análisis en este tipo de colonias.

CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

AÑO	POBLACIÓN	Costo mensual proyectado (\$/mes)				
		1	2	3	4	5
<b>2011</b>	<b>1.207.018</b>	<b>\$108.728,97</b>	<b>\$443.227,82</b>	<b>\$83.230,40</b>	<b>\$15.960,39</b>	<b>nd</b>
2012	1.250.823	\$112.675,03	\$459.313,71	\$86.251,05	\$16.539,63	nd
2013	1.296.219	\$116.764,30	\$475.983,40	\$89.381,32	\$17.139,90	nd
2014	1.343.262	\$121.001,98	\$493.258,08	\$92.625,20	\$17.761,95	nd
2015	1.392.013	\$125.393,46	\$511.159,69	\$95.986,81	\$18.406,58	nd
2016	1.442.532	\$129.944,31	\$529.711,01	\$99.470,42	\$19.074,60	nd
2017	1.494.886	\$134.660,33	\$548.935,60	\$103.080,46	\$19.766,87	nd
2018	1.549.139	\$139.547,50	\$568.857,90	\$106.821,52	\$20.484,26	nd
2019	1.605.361	\$144.612,04	\$589.503,23	\$110.698,35	\$21.227,68	nd
2020	1.663.624	\$149.860,39	\$610.897,83	\$114.715,88	\$21.998,09	nd
2021	1.724.001	\$155.299,21	\$633.068,91	\$118.879,22	\$22.796,46	nd
2022	1.786.570	\$160.935,43	\$656.044,62	\$123.193,65	\$23.623,80	nd
2023	1.851.409	\$166.776,19	\$679.854,19	\$127.664,67	\$24.481,17	nd
2024	1.918.601	\$172.828,93	\$704.527,86	\$132.297,96	\$25.369,66	nd
2025	1.988.232	\$179.101,34	\$730.097,01	\$137.099,39	\$26.290,39	nd
2026	2.060.391	\$185.601,40	\$756.594,13	\$142.075,09	\$27.244,53	nd
2027	2.135.167	\$192.337,36	\$784.052,90	\$147.231,36	\$28.233,31	nd
2028	2.212.658	\$199.317,78	\$812.508,22	\$152.574,77	\$29.257,97	nd
2029	2.292.961	\$206.551,54	\$841.996,25	\$158.112,10	\$30.319,82	nd
2030	2.376.179	\$214.047,83	\$872.554,48	\$163.850,40	\$31.420,20	nd
2031	2.462.417	\$221.816,18	\$904.221,76	\$169.796,96	\$32.560,52	nd
SUMA BRUTA		\$3.337.801,52	\$13.606.368,59	\$2.555.036,99	\$489.957,78	
<b>VNA</b>		<b>1.578.680,45 €</b>	<b>13.606.368,59 €</b>	<b>2.555.036,99 €</b>	<b>489.957,78 €</b>	
<b>SUMA MENSUAL</b>		<b>18.230.043,81 €</b>				
<b>SUMA</b>		<b>218.760.525,67 €</b>				

**Tabla Nº 101** Valor Actualizado Neto de los gastos adicionales energéticos a cargo del usuario.

#### 9.3.3.4 Reducción de las pérdidas físicas

Se ha establecido una reducción de las pérdidas físicas en la red de un 30% inicial a un 20%, siendo esto posible realizando un control permanente de las fugas mediante la micro sectorización de la red. Los efectos obtenidos con esta reducción inciden en los siguientes aspectos:

- Mayor disponibilidad de agua y reducción progresiva del déficit hídrico

- Mayor presiones en la red, sobre todo en aquellas porciones de redes ubicadas en los puntos más altos del sistema
- Mayor satisfacción de los usuarios

En términos cuantitativos se ha estimado el impacto de la reducción de pérdidas en la proyección del déficit hídrico en el horizonte de estudio considerando la implementación de los proyectos y actuaciones propuestos.

*9.3.3.4.1 Incremento del recaudo a la gerencia comercial*

a) Plan para el recaudo de los impagos presentes en el 2011

Según los datos entregados al Consorcio por la Gerencia Comercial en el año 2011 se estiman los impagos clasificados por segmento socio – económicos descritos en la siguiente tabla.

<b>Nivel socioeconómico</b>	<b>Importe pendiente Lps.</b>	<b>Importe pendiente US\$</b>
Segmento 1	L. 50.480.097,67	\$ 2.656.847,25
Segmento 2	L. 130.853.909,77	\$ 6.887.047,88
Segmento 3	L. 248.898.913,68	\$ 13.099.942,83
Segmento 4	L. 111.771.248,37	\$ 5.882.697,28
<b>TOTAL:</b>	<b>L. 542.004.169,49</b>	<b>L. 28.526.535,24</b>

**Tabla Nº 102** Monto acumulado de los impagos hasta el mes de mayo del 2011.

Se tiene constancia que en los primeros meses del año 2011 el personal responsable del SANAA ha empezado una campaña para el recaudo procedente de las deudas de los usuarios morosos. Si se implementase una eficaz y extensa campaña de comunicación con el fin de sensibilizar los usuarios mismos acerca de la importancia de que el servicio se pague puntualmente, sobre todo de cara a la realización de las propuestas presentadas en este informe, sería posible estructurar y concretar el cobro de los impagos pendientes en un horizonte de 5 años.



AÑO	RECAUDO IMPAGOS POR RANGO DE USUARIOS			
	1	2	3	4
2011	\$531.369,45	\$1.377.409,58	\$2.619.988,57	\$1.176.539,46
2012	\$531.369,45	\$1.377.409,58	\$2.619.988,57	\$1.176.539,46
2013	\$531.369,45	\$1.377.409,58	\$2.619.988,57	\$1.176.539,46
2014	\$531.369,45	\$1.377.409,58	\$2.619.988,57	\$1.176.539,46
2015	\$531.369,45	\$1.377.409,58	\$2.619.988,57	\$1.176.539,46
2016	-	-	-	-
2017	-	-	-	-
2018	-	-	-	-
2019	-	-	-	-
2020	-	-	-	-
2021	-	-	-	-
2022	-	-	-	-
2023	-	-	-	-
2024	-	-	-	-
2025	-	-	-	-
2026	-	-	-	-
2027	-	-	-	-
2028	-	-	-	-
2029	-	-	-	-
2030	-	-	-	-
2031	-	-	-	-
<b>TOTAL</b>	<b>\$2.656.847,25</b>	<b>\$6.887.047,88</b>	<b>\$13.099.942,83</b>	<b>\$5.882.697,28</b>
	<b>VAN</b>			
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
	\$2.178.719,65	\$5.647.651,21	\$10.742.470,40	\$4.824.044,06
	<b>SUMA</b>	<b>\$23.392.885,33</b>		

**Tabla N° 103** Plan de recaudo de los impagos en los años 2011 - 2016.

De manera parecida a los casos anteriores se ha plasmado el monto total por segmento en 5 años y se ha calculado el Valor Actualizado Neto para el año en curso, el año de referencia para todos los costes y beneficios.

b) Evaluación de la Disponibilidad A Pagar de los usuarios

En el estudio realizado por el PCI – JICA (2001) se realizó una encuesta a los usuarios mirada hacia la disponibilidad a pagar de los mismos bien para mantener el servicio entonces presente bien para tener un servicio continuo. Refiriéndonos solamente a los usuarios domésticos los resultados de las encuestas fueron los siguientes:

Fuente	DAP USUARIOS DOMESTICOS						
	Dep. Comercial 2011	DAP Adicional (Lps/mes/hogar) 2001	DAP Adicional (Lps/mes/hogar) 2011	% Usuarios 2011		DAP Total para todos los hogares (Lps/mes)	DAP Total para todos los hogares (US\$/mes)
Segmento 1	200,3	417,07	19,52%	16.629	6.935.347	365.018	4.380.219
Segmento 2	93,5	194,69	32,44%	27.635	5.380.218	283.169	3.398.032
Segmento 3	81,2	169,08	33,63%	28.649	4.843.846	254.939	3.059.271
Segmento 4	114,4	238,21	14,41%	12.276	2.924.135	153.902	1.846.822
.*	-	-	-	-	-	-	-

**Tabla Nº 104** Plan de recaudo de los impagos en los años 2011 - 2016.

Siendo el total de usuarios estimado según la tabla mostrada a continuación.

Usuarios totales	113.254			
<b>Domestico</b>	<b>Comercial</b>	<b>Industrial</b>	<b>Pública</b>	<b>Flotante</b>
75,22%	2,03%	8,73%	9,03%	5,00%

\*: Datos Dep. Operaciones 2011

Usuarios domésticos	85.189
---------------------	--------

**Tabla Nº 105** Usuarios estimados en el 2011.

Para la tasa de actualización del dinero se han utilizado los datos históricos desde el 2003 (datos 2001 y 2002 se han considerado iguales al 2003).

<b>Tasa de inflación</b>	
2001*	7,70%
2002*	7,70%
2003	7,70%
2004	7,70%
2005	7,00%
2006	8,80%
2007	5,70%
2008	6,90%
2009	11,40%
2010	5,50%
<b>PROMEDIO</b>	<b>7,61%</b>
2011*	7,00%

\*: Valor estimado.

**Tabla Nº 106** Tasa de inflación estimada en los últimos 10 años.

Se ha considerado el valor del DAP para todo el horizonte de estudio (hasta el 2031) y se ha obtenido el VAN para el año 0, el año 2011.

CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

AÑO	DAP POR RANGO DE USUARIOS			
	1	2	3	4
2011	\$4.380.219,02	\$3.398.032,44	\$3.059.271,08	\$1.846.822,13
2012	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2013	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2014	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2015	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2016	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2017	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2018	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2019	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2020	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2021	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2022	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2023	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2024	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2025	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2026	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2027	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2028	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2029	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2030	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
2031	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02	\$4.380.219,02
<b>SUMA</b>	<b>\$91.984.599,51</b>	<b>\$91.002.412,93</b>	<b>\$90.663.651,56</b>	<b>\$89.451.202,61</b>

\*: resulta de difícil estimación el crecimiento de los usuarios, con lo cual se ha considerado constante en los años

VAN EN EL 2011			
1	2	3	4
\$47.461.982,96	\$46.544.051,57	\$46.227.452,17	\$45.094.322,31
<b>SUMA</b>	<b>\$185.327.809,01</b>		

Tabla N° 107 Tasa de inflación estimada en los últimos 10 años.

## 9.4 Resultado del Análisis Costes-Beneficios: elección de la alternativa

### 9.4.1 Resumen general

#### 9.4.1.1 Actividades realizadas

Todas las actividades descritas en la aplicación real de esta Tesis doctoral se han llevado a cabo entre el junio de 2009 y el junio de 2011 y han proporcionado los siguientes resultados principales:

- Se ha alcanzado un conocimiento profundo del sistema disminuyendo de esta manera la incertidumbre hasta entonces presente mediante las siguientes actividades: levantamiento del catastro de redes e inventario de elementos y volcado al GIS corporativo de la empresa, que desde ahora en adelante será el software utilizado por el SANAA; mediciones de parámetros hidráulicos en puntos estratégicos de la red que ha servido como soporte para la calibración de un modelo matemático en la zona de actuación del proyecto.
- El modelo matemático, de la línea de alta y de la línea de distribución incluida en la zona de actuación del proyecto, ha permitido, por un lado, otorgar al modelador de una herramienta iterativa mediante la cual se ha podido: diseñar la sectorización hidráulica; definir a un mayor nivel de detalle aquellas porciones del sistema cuyo funcionamiento fuera dudoso o incierto; por otro lado, disponer de una herramienta adicional para la toma de decisiones futuras.
- La campaña de detección y localización de fugas, aunque realizada en condiciones difíciles por el fuerte racionamiento ocurrido en el 2010, ha proporcionado un elevado índice de fugas por kilometro, lo que suporta la validez del valor manejado de pérdidas físicas presentes en la red, considerado en el estudio e igual al 30%.
- Está actualmente en marcha la implantación de un sistema de telecontrol en diferentes centros de tanques y estaciones elevadoras (por un total de 28), con la estación remota de control general ubicada en la planta Picacho que permitirá un control en tiempo real en puntos estratégicos de la red y que, de manera conjunta a la implementación de la sectorización, permitirá establecer un sistema de alerta temprana de fugas y priorizar de esta manera las actuaciones inmediatas a aplicar.
- Dentro del marco del proyecto se han implementado medidas de fortalecimiento institucional miradas a la formación del personal local y al uso de innovadores software de gestión comercial y de intranet corporativa.
- Suministro de equipos necesarios para el seguimiento de las ya mencionadas actividades (equipos de medición, detección sonora y detector de metal y PVC) y de otros accesorios como medidores, válvulas, juntas etc.

La magnitud y envergadura de las informaciones recolectadas han permitido realizar un diagnóstico del sistema actualmente presente y proponer una serie de mejoras estructurales y operacionales a corto, medio y largo plazo.

#### 9.4.1.2 Diagnóstico del sistema actual

La capacidad de los embalses actuales y la consecuente capacidad de producción hídrica resultan insuficientes para la demanda total del sistema, produciéndose un déficit que alcanza el valor de 1,6 m<sup>3</sup>/s en las épocas críticas.

La línea de alta del sistema, que conecta los puntos de producción del sistema a los centros de almacenamiento y estaciones elevadoras, está muy fragmentada y complicada en sus operaciones diarias. La evolución de estas líneas se ha efectuado a menudo de manera improvisada dictada por medidas de urgencias a corto plazo, obteniéndose así un sistema de tanques complejo y en muchos casos sub dimensionados. Con respecto a las bombas elevadoras distribuidas en el sistema, el estudio energético específico realizado ha detectado una gran cantidad de bombas ineficientes que no son adecuadas a la demanda actual.

La línea de distribución se ha desarrollado de manera descontrolada aunque sujeta a la accidentada topografía del terreno. Hecho que en muchos casos no ha evitado la formación de mezclas de aguas procedentes de diferentes centros en la misma colonia. Este tipo de desarrollo ha sido la consecuencia de la urbanización descontrolada y tolerada por la municipalidad que en un segundo momento, al enfrentarse a estos asentamientos, ha legalizado formalmente conllevando así la formación de entes autónomos como las Juntas de Agua o los mismos Barrios en desarrollo que, aunque de pertenencia del SANAA, han permitido tener un sistema ineficiente por las conexiones informales a las llaves públicas o a la extensión de las conexiones domiciliarias que han terminado de ser tuberías de suministro secundario. Un sistema de este tipo no permite una campaña de reducción de pérdidas eficiente y eficaz por la dificultad enorme en cerrar circuitos en los cuales realizar balances de caudales, tal y como ha hecho desde su origen el Departamento de Optimización Operativa (antes llamado PRO.CO.PE, Programa de Control de Pérdidas).

Desde el punto de vista operacional el sistema requiere un enorme gasto de recursos materiales, humanos y de mantenimiento (sobre todo los gastos energéticos de las líneas de bombeo) dificultando a diario la organización logística del Departamento de Operaciones que controla todo el personal desplazado a los centros de distribución y elevación pero también a los operadores de válvulas operadores en la red.

Desde el punto de vista de la gestión comercial se aprecia un escaso control en el recaudo mensual y en el mantenimiento periódico para los aparatos de micro medición. El índice de cobertura resulta muy bajo y es acentuado por el elevado número de aparatos dañados o ilegibles.

Se ha proyectado el incremento poblacional y su respectiva demanda hídrica, clasificada en diferentes categorías, hasta el 2031, fecha de referencia para este estudio. De esta manera se ha estimado el crecimiento del déficit hídrico correspondiente.

#### 9.4.1.3 Actuaciones propuestas

Las actuaciones propuestas en esta Tesis Doctoral son complejas en el espacio y tiempo. Dejando para un apartado siguiente las propuestas organizacionales y financieras se analizarán a continuación las propuestas para solventar las debilidades estructurales del sistema dividiéndolas en actuaciones a corto, medio y largo plazo.

##### 9.4.1.3.1 Actuaciones a corto plazo

Como resultado de las mediciones, pruebas hidráulicas y análisis de la modelización matemática se han propuesto mejoras aptas a simplificar el servicio mediante:

- La implementación de 75 sectores hidráulicos: permitirá ejecutar un sistema de alerta temprano de fugas y al mismo tiempo otorgar al sistema una lógica y una estructura clara y definida. Los contornos de los sectores, dotados de válvulas de compuerta donde compete, deberán ser monitoreados constantemente y para esto el sistema de telecontrol proporcionará una herramienta de apoyo decisiva. La definición de aquellos sectores, llamados de prioridad 2, que de momento no estarán provistos de unidades de control en su entrada pero en futuro, en vista de una ampliación de la cobertura de sectorización, se podrán dotar de elementos de control en la entrada pasando a ser entonces sectores de prioridad 1 (como los 75 principales).

- La resolución de mezclas de agua, entre línea de alta del sistema y de distribución y entre aguas procedentes de diferentes centros de distribución, mediante la instalación de válvulas de compuertas y la misma sectorización.
- La renovación urgente de tramos de tuberías, consecuente al desarrollo descontrolado de la red, que ha conllevado la aparición de “cuellos de botella” o tramos de diámetros infradimensionados.
- El cambio de aquellas bombas en estaciones elevadoras hoy en día infradimensionadas e ineficientes.
- Simplificaciones en las operaciones diarias mediante la unión en aquellas salidas de los tanques de diferentes tubos que alimentan colonias cercanas aguas abajo.
- Reubicación de aquellas válvulas reductoras de presión que hoy carecen de sentido por la expansión demográfica y propuesta de tarado adecuado de las mismas y de nuevas válvulas que actualmente no existen.
- Aumento de la cobertura de micromedición y mantenimiento adecuado de los aparatos hoy en día defectuosos.

#### *9.4.1.3.2 Actuaciones a medio plazo*

Compatiblemente con el aumento poblacional presente, dentro de los más altos de Centro América, se han propuesto mejoras de gran envergadura para contrarrestar el creciente déficit hídrico. Se han utilizado a este propósito estudios precedentemente realizados por otros organismos e instituciones.

A medio plazo se considera urgente la construcción de nuevos tanques: en la cercanía de la Planta Concepción, en este caso supeditado a la construcción de un trasvase de la planta Laureles que en época de invierno pueda alimentar el nuevo tanque evitando así que el rebose del embalse Laureles vaya desperdiciado; en la cercanía del actual tanque La Travesía, que hoy en día resulta insuficiente para cubrir una zona en continua expansión urbana y a cotas más elevadas. Se ha propuesto también la ampliación del centro La Sosa, por las mismas razones del caso anterior, aunque en este caso se recomienda realizar un estudio de factibilidad apto para demostrar la posible ampliación en vertical del tanque actualmente existente, ya que no hay sitios disponibles para la reubicación del tanque reciente construido por la cooperación Japonesa. Se recomienda realizar otro estudio de factibilidad para



averiguar la posibilidad de construir otro tanque en localidad “Cerro el Brujo” que pueda soportar la alimentación a parte de las colonias hoy en día alimentadas por La Sosa y La Travesía.

A medio plazo (5 años) es urgente la construcción del embalse Guacerique II, hoy en día bajo el convenio entre el gobierno de Corea y de Honduras, que pueda mitigar el déficit a corto - medio plazo. Se recomienda también la construcción del embalse Sabacuante.

También se recomienda con fuerza la renovación de las tuberías más antiguas de la ciudad, en las colonias El Bosque y Buenos Aires.

#### *9.4.1.3.3 Actuaciones a largo plazo*

Se considera relevante a largo plazo la renovación de redes enteras, especialmente en las colonias Los Pinos y Villanueva manejada respectivamente por Juntas de Agua y Barrios en Desarrollo. Estas redes, de alta densidad demográfica se han desarrollado de manera ineficientes y tienen repercusiones en el resto del sistema. Paralelamente habrá que redimensionar e instalar las dos estaciones elevadoras directamente involucradas, la E. E. Los Pinos y E. E. Villanueva.

En este caso se tendrá también que ampliar y/o reubicar otros tanques como el actual Cerrogrande y uno para la ya mencionada colonia Villanueva. Hoy en día esta colonia se opera mediante un complejo sistema de rebombeo y almacenamiento que opera de manera ineficiente aunque el SANAA le proporcione agua todos los días.

Se recomienda la construcción de otro embalse ubicado en el Río del Hombre (noroeste de la ciudad), ya sujeto a estudios específicos aunque se hará necesario realizar otro estudio de factibilidad y de cuantificación de su aporte específico al sistema.

Después del 2031 se recomienda la utilización de otras fuentes de agua ubicadas fuera del Distrito Municipal. Para estos casos habrá que considerar aspectos políticos de una envergadura más compleja por lo cual se hará necesario realizar un estudio de factibilidad y de detalle con el tiempo adecuado para que se pueda disponer de un incremento de oferta hídrica ya a partir del 2032.

#### *9.4.1.3.4 Resultados destacados por zona hidráulica*

Se resumen en este apartado los resultados más destacados y consecuentes con la explotación del modelo matemático.

- Zona Linderos – La Sosa – Lomas II Etapa

En las zonas alimentadas por estos 3 tanques, algunas de ellas colindantes, se ha propuesto una sectorización hidráulica completa. En el caso de la zona de influencia del tanque Linderos, y considerando la inminente renovación completa de las tuberías en la Colonia 21 de Octubre, se han simplificado las operaciones en el tanque mediante: unión de dos salidas diferentes para formar un solo sector (sector 1); ordenamiento del abastecimiento en dos líneas principales (antes eran 3) mediante obra civil hasta tener separadas las zonas al norte y al sur del Bulevar Los Próceres en dos subzonas. Definición precisa del límite de la zona Linderos mediante la ubicación de válvulas instaladas en las fronteras con las otras zonas aledañas alimentadas por La Leona y La Sosa. Propuesta de eliminar el by pass de la línea 22 en el centro Linderos mediante la alimentación de la colonia 28 de Marzo con el tanque Lomas II Etapa. En este caso es muy recomendable la ampliación del mismo tanque.

- Zona La Leona y Picacho

Se ha propuesto una sectorización y se ha recomendado la implementación definitiva de los taponamientos aptos a aislar completamente la línea terciaria vieja existente en el centro de Tegucigalpa. En la colonia El Bosque, alimentada por Picacho, y en la colonia Buenos Aires, alimentada por La Leona se ha propuesto un plan de renovación de aquellas tuberías antiguas y obsoletas.

- Zona Olimpo I y II

En esta zona, dentro de las más complejas del sistema por su topografía accidentada, la sectorización propuestas mira a simplificar enormemente las operaciones diarias. Además se ha propuesto eliminar la inyección de la Línea Canteras, ya que las zonas hoy en día alimentadas por la inyección, se pueden alimentar directamente desde el tanque, tal y como se ha observado en el modelo matemático. Se ha propuesto una reubicación y un tarado más preciso de las válvulas reductoras de presión actualmente instaladas.

- Zona Miraflores

La sectorización propuesta permitirá suavizar las presiones, bajo rangos aceptables, y controlar el caudal entrante de manera permanente. Se ha propuesto la unión de dos colonias en Lomas de Miraflores sur actualmente abastecidas por dos tubos separados, esto para simplificar las operaciones de suministro.

- Zona Kennedy III

La colonia Kennedy, una de las populosas de la ciudad y donde está presente una cantidad relevante de servicios y de locales comerciales, presenta hoy en día una de las tasas de consumo más altas de la ciudad. La sectorización completa de la zona, permitirá priorizar aquellos sectores con un elevado índice de pérdidas y reducir de esta manera las pérdidas físicas en la red. Se recuerda que la alimentación al tanque Kennedy III ocurre por gravedad desde la línea de Concepción. El departamento de Operaciones del SANAA se ve imposibilitado en proporcionar al mismo tiempo agua a los tanques de Canal 11 (aguas abajo de Kennedy III) y Kennedy III por la poca diferencia de cotas entre Concepción y los dos tanques (30 – 35 m). Una reducción de las pérdidas permitirá reducir el caudal total inyectado a la colonia Kennedy con resultados ventajosos para el tanque Canal 11.

- Zona Los Filtros

Tal y como se ha descrito en el caso de la zona de influencia de La Leona, estamos en presencia de conexiones en tuberías terciarias entre líneas nuevas y viejas. Se recomienda, una vez implementada la sectorización, ejecutar una campaña de taponamientos donde compete para mitigar la ocurrencia de pérdidas de agua en las tuberías de diámetro reducido y más antiguas.

- Zona 14 de Marzo y Calpules

En estas zonas, que han tenido un desarrollo rápido y poco planificado se han detectado tuberías sub dimensionadas en diámetro que se recomienda cambiar. Es el caso sobre todo de la tubería que alimenta el tanque San Isidro, gestionado por Junta de Agua, de diámetro muy pequeño para el tamaño actual de la zona.

## 9.4.2 Evaluación financiera de las actuaciones propuestas

### 9.4.2.1 Marco general de los costos y beneficios considerados

El estudio económico se ha realizado bajo el enfoque, muy ambicioso, de cubrir en 20 años el déficit hídrico de la ciudad. En el mejor de los casos, esto será el paso previo a la implementación de un servicio continuo cuya realización deberá hacerse con sumo cuidado y bajo una estrategia integrada que se describirá en otro apartado. La implantación progresiva del servicio continuo conllevará intrínsecamente la mitigación de los picos de consumo hoy en día presentes y de paso permitirá la reducción de la demanda total del sistema.

Volviendo al análisis económico se han actualizado al valor presente todos los costos y beneficios del sistema respecto al año 0 del horizonte de estudio, el 2011 (año en que se ha finalizado el presente estudio). Los costos estimados en años anteriores y para años futuros se han actualizado, con una tasa de actualización, a dicho año. Los costos considerados han sido los siguientes:

- Costos para el incremento de la oferta hídrica
- Costos para el incremento de la capacidad de regulación y almacenamiento
- Costos para la renovación de tuberías
- Costos para el incremento de la cobertura de medición

Los costos de cambio y renovación del parque de bombas no se han considerado ya que ha resultado difícil su influencia en el incremento de la oferta hídrica.

Siempre teniendo como referencia el horizonte de estudio empleado los beneficios costeados considerados han sido por otro lado los siguientes:

- La Disponibilidad A Pagar (DAP) de los usuarios para obtener un mejor servicio del sistema en los 20 años del horizonte temporal, utilizándose en este caso un estudio anterior realizado
- El gasto energético adicional a cargo de los usuarios para compensar el despilfarro de la energía hidráulica presente en la red y anulada por los efectos rompe – carga de los sistemas intradomiciliarios difusos en la población. Este indicador está directamente relacionado con la presencia del suministro turnado y se considera un beneficio ya que en el balance general nos proporciona una referencia entre los costos necesarios para llegar a un déficit nulo y los costos relativos a la alternativa 0 (sistema actual).

- El recaudo procedente de los impagos hoy en día aún vigentes en el departamento de Gestión Comercial del SANAA. Se considera un beneficio a obtener si se quieren cubrir los gastos relevantes de obras propuestas.

El beneficio principal está constituido sin embargo por aspectos sociales. El agua es un bien vital para cualquier ciudadano del mundo y el aseguramiento para los habitantes tiene que ser una prioridad para todos los gobiernos y estados. Adicionalmente a esto, y según mismas fuentes del SANAA, consecuencia directa de un suministro intermitente e inexistente en algunas zonas es una fuerte inequidad social ya que un estudio de costes revela que las familias sin acceso al sistema pagan por el agua hasta 6 veces más de los usuarios conectados a la red del SANAA, tal y como se muestra en la siguiente tabla.

<b>BARRIOS EN DESARROLLO</b>	
Consumo promedio mensual	4,5 m <sup>3</sup>
Pago mensual	720 Lps.
Costo del m <sup>3</sup>	160 Lps.
<b>BARRIO CON SERVICIO DEL SANAA</b>	
Pago promedio mensual	104 Lps.
Costo del m <sup>3</sup>	5,2 Lps.

**Tabla Nº 108** Análisis de costes por agua.

El mejoramiento del sistema paralelo al incremento de la oferta hídrica será el primer paso para ampliar gradualmente la cobertura del servicio en las zonas más marginales de la ciudad.

#### 9.4.2.2 Análisis de las alternativas y balance económico

Como ya mencionado las alternativas consideradas han sido 2:

- La **alternativa 0**, consecuente al mantener el estado actual, contiene los costos de los beneficios aportados en el caso de que en 20 años se implemente un servicio continuo, es decir el valor estimado del DAP, los impagos presentes actualmente y los gastos energéticos domiciliarios estimados.

- La **alternativa 1**, consecuente con los gastos a incurrir para la obtención de un déficit nulo en el 2031. En principio, se han considerado solamente las inversiones iniciales sin considerar los costos de operación y mantenimiento que se verán en un párrafo a parte.

Esquemáticamente las dos alternativas se representan en la tabla siguiente.

ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 0	
COSTES		BENEFICIOS	
Incremento oferta	\$ 644.506.292	DAP	\$ 185.327.809
Tanques	\$ 9.404.715	Impagos	\$ 23.392.885
Renovación	\$ 16.223.925	Gastos energéticos	\$ 218.760.526
Medidores	\$ 3.192.029	<b>TOTAL</b>	<b>\$ 427.481.220</b>
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 673.326.961</b>		

**Tabla Nº 109** Comparación de costes en cada alternativa.

Como se aprecia en la tabla anterior la diferencia entre costos y beneficios es de alrededor 300.000.000 US\$ aunque no se hayan contemplado beneficios indirectos relevantes como por ejemplo la reducción de las pérdidas de agua en un 10% que conlleva un ahorro en los costos de producción hídrica en cabecera.

Para cubrir la diferencia entre costes y beneficios se puede además contar con:

- Subsidios estatales y municipales que el estudio del PCI – JICA había cuantificado en un 30% de los costes totales.
- Otro tipo de financiación como ya la mencionada ayuda de la cooperación de Corea, que tendría que cubrir el costo del Guacerique II, y otros fondos procedentes del Banco Interamericano de Desarrollo (BID), el Banco Mundial y el BCIE (Banco Centroamericano).

En esta contribución se estiman las dos financiaciones anteriores en un total del 6%, necesario para obtener un índice costos – beneficios favorable.

La comparación de las alternativas tendría un balance positivo a favor de la alternativa nº 1.

ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 0	
COSTES		BENEFICIOS	
Incremento oferta	\$ 644.506.292	DAP	\$ 185.327.809
Constr. tanques	\$ 9.404.715	Impagos	\$ 23.392.885
Renovación tuberías	\$ 16.223.925	Gastos energéticos	\$ 218.760.526
Inst. medidores	\$ 3.192.029	<b>TOTAL</b>	<b>\$ 427.481.220</b>
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 673.326.961</b>	<b>Diferencia inicial</b>	\$ 245.845.741
<b>Gobierno de Corea</b>	\$ 212.000.000	Diferencia 1	\$ 33.845.741
<b>Subsidios (3%)</b>	\$ 20.199.809	Diferencia 2	\$ 13.645.932
<b>Otros fondos (3%)</b>	<b>\$ 20.199.809</b>	Diferencia final	<b>-\$ 6.553.876</b>
<b>Costes netos</b>	\$ 420.927.344	<b>Beneficios netos</b>	\$ 427.481.220
<b>Índice beneficios - costos</b>	1,02		

**Tabla N° 110** Comparación de costes en cada alternativa en su versión final.

El índice beneficios - costos (inverso al índice costes – beneficios) resulta mayor que 1, de manera que según los resultados económicos de las propuestas se recomienda su implementación.

#### 9.4.2.3 Costos de operación y mantenimiento de los proyectos propuestos

Para este apartado se ha utilizado la información contenida en el estudio de la consultoría francesa SOGREAH centrado en el estudio de factibilidad para el embalse Guacerique II en el 2004.

Los costos de operaciones y mantenimiento se han considerado para los proyectos necesarios para incrementar la oferta y obtener un déficit nulo en el 2031, siendo estos los siguientes:

- Ojojona
- Sabacuante
- Río del Hombre
- Guacerique II

El costo de operación y mantenimiento del trasvase Laureles – Concepción no se ha considerado significativo mientras el costo del proyecto de Ojojona se ha estimado como la mitad de los costos del proyecto de Sabacuante. En la tabla siguiente se resumen los datos de partida.

PROYECTO	Costo inversión 2011	Costo operaciones anual 2004 (10 <sup>6</sup> US\$)	Costo operaciones anual 2011 (10 <sup>6</sup> US\$)	Producción estimada (m <sup>3</sup> /s)	Volumen diario (m <sup>3</sup> )	Volumen anual (m <sup>3</sup> )	Año de puesta en marcha	CUMA (US\$/ m <sup>3</sup> )
Sabacuante	\$ 135,73	\$ 0,80	\$ 1,28	0,21	18.144	6.622.560	2017	1,03
Guacerique	\$ 212,00	\$ 2,20	\$ 3,53	1,04	89.856	32.797.440	2017	0,33
Río del Hombre	\$ 286,94	\$ 12,00	\$ 19,27	2	172.800	63.072.000	2023	0,24
Ojojona*	\$ 9,84	\$ 0,40	\$ 0,64	0,3	25.920	9.460.800	2012	0,06

\*: costo operación anual estimado por AQUARUM

**Tabla N° 111** Costos de operación y mantenimiento de los proyectos considerados.

El CUMA es el acrónimo de Costo Unitario Marginal Actualizado, es decir la división entre la suma de los costos (inversión y operación y mantenimiento) y del volumen producido hasta el horizonte de estudio. Nos proporciona un índice que permite justificar la priorización de los proyectos elegida para el estudio a expensas del proyecto de Sabacuante cuya fecha de puesta en marcha se ubica antes del Río del Hombre no obstante este último tenga el CUMA más elevado.

Los costos de operación y mantenimiento se han actualizado con la tasa de descuento considerada en el estudio comenzando por cada proyecto con el año previsto de puesta en marcha.

El resultado del VAN de los 4 proyectos involucrados y considerando los costos de inversión y operación se muestra en la siguiente tabla.



CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

AÑO	Costo proyectado (US\$ *10 <sup>6</sup> )								
	1) Ojojona		2) Trasvase	3) Sabacuante		4) Guacerique		5) Rio del Hombre	
	Costo Inv.	Costo Oper.	Costo	Costo Inv.	Costo Oper.	Costo Inv.	Costo Oper.	Costo Inv.	Costo Oper.
2011	\$ 9,84	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00
2012	\$ 0,00	\$ 0,69	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00
2013	\$ 0,00	\$ 0,74	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00
2014	\$ 0,00	\$ 0,79	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00
2015	\$ 0,00	\$ 0,84	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00
2016	\$ 0,00	\$ 0,90	\$ 0,00	\$ 135,73	\$ 0,00	\$ 212,00	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 0,00
2017	\$ 0,00	\$ 0,96	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 1,93	\$ 0,00	\$ 5,30	\$ 0,00	\$ 0,00
2018	\$ 0,00	\$ 1,03	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 2,06	\$ 0,00	\$ 5,67	\$ 0,00	\$ 0,00
2019	\$ 0,00	\$ 1,10	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 2,21	\$ 0,00	\$ 6,07	\$ 0,00	\$ 0,00
2020	\$ 0,00	\$ 1,18	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 2,36	\$ 0,00	\$ 6,49	\$ 0,00	\$ 0,00
2021	\$ 0,00	\$ 1,26	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 2,53	\$ 0,00	\$ 6,95	\$ 286,94	\$ 0,00
2022	\$ 0,00	\$ 1,35	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 2,70	\$ 0,00	\$ 7,44	\$ 0,00	\$ 40,56
2023	\$ 0,00	\$ 1,45	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 2,89	\$ 0,00	\$ 7,96	\$ 0,00	\$ 43,40
2024	\$ 0,00	\$ 1,55	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 3,10	\$ 0,00	\$ 8,51	\$ 0,00	\$ 46,44
2025	\$ 0,00	\$ 1,66	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 3,31	\$ 0,00	\$ 9,11	\$ 0,00	\$ 49,69
2026	\$ 0,00	\$ 1,77	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 3,54	\$ 0,00	\$ 9,75	\$ 0,00	\$ 53,16
2027	\$ 0,00	\$ 1,90	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 3,79	\$ 0,00	\$ 10,43	\$ 0,00	\$ 56,89
2028	\$ 0,00	\$ 2,03	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 4,06	\$ 0,00	\$ 11,16	\$ 0,00	\$ 60,87
2029	\$ 0,00	\$ 2,17	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 4,34	\$ 0,00	\$ 11,94	\$ 0,00	\$ 65,13
2030	\$ 0,00	\$ 2,32	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 4,65	\$ 0,00	\$ 12,78	\$ 0,00	\$ 69,69
2031	\$ 0,00	\$ 2,49	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 4,97	\$ 0,00	\$ 13,67	\$ 0,00	\$ 74,57
<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 9,84</b>	<b>\$ 28,18</b>	<b>\$ 0,00</b>	<b>\$ 135,73</b>	<b>\$ 48,45</b>	<b>\$ 212,00</b>	<b>\$ 133,23</b>	<b>\$ 286,94</b>	<b>\$ 560,38</b>
SUMA	\$ 1.414,74								
<b>VALOR ACTUALIZADO NETO</b>									
	<b>9,84 €</b>	<b>12,01 €</b>	<b>0,00 €</b>	<b>135,73 €</b>	<b>18,01 €</b>	<b>212,00 €</b>	<b>49,52 €</b>	<b>286,94 €</b>	<b>180,09 €</b>
SUMA	904,13 €								

**Tabla Nº 112** Valor actualizado neto de los costos de operación y mantenimiento.

En este caso el VAN se incrementa del 30% con respecto del VAN obtenido considerando solamente las inversiones iniciales (igual a US\$ 644,51 millones). Sin considerar los costos operacionales del embalse Río del Hombre estos dos valores difieren de una cantidad limitada igual al 10% (80 millones de \$) del costo total. Este gasto adicional podría ser cubierto si se considerasen los siguientes aspectos:

- Posibilidad de incremento de financiación externa en forma de subsidios del gobierno, u otras fuentes externas como el BID, BCIE, BM etc.

- Al tener la ciudad más disponibilidad hídrica se podría incrementar la calidad de vida de los ciudadanos obteniendo indirectamente un mejor estado de los servicios en general, del turismo, de la industria etc. Valor esto de difícil cuantificación pero de indudable relevancia.
- Los costos de operación y mantenimiento son relevantes solamente en el caso del Río del Hombre cuya construcción está prevista para el 2022. Para entonces se recomienda un incremento ulterior de las tarifas paralelo a la construcción del embalse que pueda mitigar los elevados costos operacionales (sobre todo debido a los bombeos necesarios para la elevación del agua hacía el sitio propuesto para la PTA).
- Siempre en el caso del Río del Hombre, en el estudio de pre factibilidad de SOGREAH se hace mención de una producción eléctrica anual de 3000 MW con un ingreso correspondiente de 0,20 MUS\$.

Considerando lo arriba mencionado, y para el nivel de detalle de este estudio, se hará referencia en los párrafos siguientes solamente a los costos de inversiones.

#### 9.4.2.4 Cronograma propuesto

El cronograma de actuaciones propuestas a lo largo del horizonte de estudio se muestra en la siguiente página.

CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

ACTUACIONES PREVISTAS	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031
<b>PROYECTOS CORTO PLAZO</b>																					
Búsqueda de financiación																					
Embalse Ojojona																					
Proyecto 1 renovación (aumento de diámetros)																					
Proyecto 5 renovación (trasvase Laureles Concepción)																					
Sectorización hidráulica en 75 sectores																					
Implementación de sistema de alerta temprana de fugas																					
Cambios de bombas ineficientes																					
Instalación de válvulas de corte y VRPs																					
Incremento de la cobertura de micromedición																					
Recaudo de impagos pendientes de los usuarios																					
Construcción del nuevo tanque La Travesía																					
Ampliación del tanque La Sosa																					
<b>PROYECTOS MEDIO PLAZO</b>																					
Búsqueda de financiación																					
Construcción del nuevo tanque Concepción #2																					
Embalse Guacerique II																					
Embalse Sabacuante																					
Estudio de factibilidad de ampliación Lomas II Etapa																					
Proyecto 2 renovación (Univ. Norte - Lomas II Etapa)																					
Ampliación del tanque Lomas II Etapa																					
Proyecto 3 (B. Aires y El Bosque)																					
<b>PROYECTOS LARGO PLAZO</b>																					
Búsqueda de financiación																					
Embalse Río del Hombre																					
Tanque Villanueva																					
Proyecto 4 renovación (Villanueva)																					

9.4.2.5 Flujo de Caja previsto para las actuaciones propuestas

El flujo de caja previsto, considerando solamente los costos de inversiones, se describe en las siguientes tablas.

Proyecto	Año de puesta en marcha	Duración en años	Presupuesto necesario (US\$)	% previsto cubierto por financiación	Entradas	Tipo financiación
Embalse Ojojona	2013	2	\$9.835.756,79	5%	\$ 491.788	Externa / Subsidio
Proyecto 1 renovación (aumento de diámetros)	2011	2	\$1.176.758,21	0%	\$ 0	Interna
Proyecto 5 renovación (trasvase Laureles Concepción)	2013	1	\$9.473.684,21	5%	\$ 473.684	Externa / Subsidio
Sectorización hidráulica en 75 sectores	2011	0,5	\$ 0	100%	-	Gobierno Español
Implementación de sistema de alerta temprana de fugas	2011	indefinido	\$ 0	-	-	-
Cambios de bombas ineficientes	2012	2	\$ 0	-	-	Interna
Instalación de válvulas de corte y VRPs	2011	0,5	\$ 0	100%	-	Gobierno Español
Incremento de la cobertura de micromedición	2011	3	\$3.192.028,979	50%	\$ 1.596.014	Interna / Gobierno español
Recaudo de impagos pendientes de los usuarios	2011	4	\$ 0	-	\$ 23.392.885	-
Construcción del nuevo tanque La Travesía	2013	1	\$1.088.654,872	5%	\$54.432,744	Externa / Subsidio
Ampliación del tanque La Sosa	2013	1	\$1.290.086,716	5%	\$64.504,336	Externa / Subsidio
Construcción del nuevo tanque Concepción #2	2014	1	\$3.881.870,457	5%	\$194.093,523	Externa / Subsidio
Embalse Guacerique II	2013	2	\$ 0	100%	\$ 212.000.000	Republica de Corea
Embalse Sabacuante	2014	1	\$ 135.733.444	5%	\$ 6.786.672	Externa / Subsidio
Ampliación del tanque Lomas II Etapa	2014	1	\$966.793,576	5%	\$ 48.340	Externa / Subsidio
Proyecto 2 renovación (Univ. Norte - Lomas II Etapa)	2014	1	\$443.627,842	5%	\$ 22.181	Externa / Subsidio
Proyecto 3 renovación (B. Aires y El Bosque)	2016	2	\$3.023.823,7	5%	\$ 151.191	Externa / Subsidio
Embalse Río del Hombre	2020	3	\$286.937.092	5%	\$ 14.346.855	Externa / Subsidio
Tanques Villanueva	2022	1	\$2.177.309,744	5%	\$ 108.865	Externa / Subsidio
Proyecto 4 renovación (Villanueva)	2023	2	\$ 2.106.030,50	5%	\$ 105.302	Externa / Subsidio

**Tabla Nº 113** Desglose de costos y año de puesta en marcha.

CAPÍTULO 9: Aplicación de la metodología propuesta

AÑO	GASTOS	GASTOS ACUMULADOS	ENTRADAS	ENTRADAS ACUMULADAS
2012	\$ 1.652.389	\$ 1.652.389	\$ 23.924.890	\$ 23.924.890
2013	\$ 1.652.389	\$ 3.304.778	\$ 532.005	\$ 24.456.895
2014	\$ 18.277.942	\$ 21.582.719	\$ 107.441.041	\$ 131.897.936
2015	\$ 145.499.986	\$ 167.082.705	\$ 113.226.660	\$ 245.124.596
2016	\$ 0	\$ 167.082.705	\$ 0	\$ 245.124.596
2017	\$ 1.511.912	\$ 168.594.617	\$ 75.596	\$ 245.200.191
2018	\$ 1.511.912	\$ 170.106.529	\$ 75.596	\$ 245.275.787
2019	\$ 0	\$ 170.106.529	\$ 0	\$ 245.275.787
2020	\$ 0	\$ 170.106.529	\$ 0	\$ 245.275.787
2021	\$ 95.645.697	\$ 265.752.226	\$ 4.782.285	\$ 250.058.072
2022	\$ 95.645.697	\$ 361.397.924	\$ 4.782.285	\$ 254.840.357
2023	\$ 97.823.007	\$ 459.220.931	\$ 4.891.150	\$ 259.731.507
2024	\$ 1.053.015	\$ 460.273.946	\$ 105.302	\$ 259.836.809
2025	\$ 1.053.015	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
2026	\$ 0	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
2027	\$ 0	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
2028	\$ 0	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
2029	\$ 0	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
2030	\$ 0	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
2031	\$ 0	\$ 461.326.961	\$ 0	\$ 259.836.809
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 461.326.961</b>		<b>\$ 259.836.809</b>	

**Tabla Nº 114** Flujo de caja previsto.

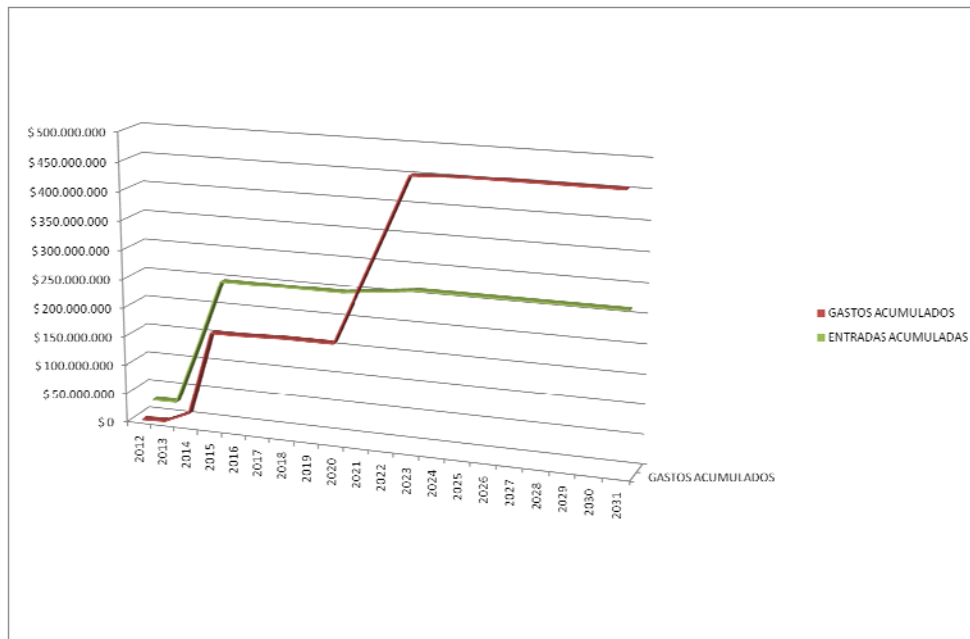


Figura Nº94 Flujos de cajas acumulados.

### 9.4.3 Propuestas organizacionales y administrativas

En vista del inminente traspaso del sistema de agua potable del SANAA al Alcaldía de Tegucigalpa se tienen muchas expectativas en las consecuencias que este aspecto pueda conllevar. Se ha mencionado varias veces a lo largo de esta memoria de la falta de planificación urbanística en la ciudad. Es evidente que si este paso se concretizase de verdad podría ser una buena ocasión para preparar un plan oficial urbano que sea estipulado teniendo presente la situación actual de las infraestructuras presentes: no solamente la red de agua, sino también la red de saneamiento, la red de transporte etc. Con respecto a la mera organización del cliente y considerando las propuestas específicas elaboradas en este estudio se hacen las siguientes recomendaciones:

- Es imprescindible que se de seguimiento a la actualización continua de los datos en el GIS, tanto en el aspecto de la red como en los aspectos comerciales.
- El personal del SANAA ya formado en temas de modelización matemática deberá seguir explotando el modelo y simulando las muchas actuaciones que a diario el personal técnico del

SANAA considera importantes. Estos cambios deberán siempre ser considerado dentro del enfoque multidisciplinar utilizado en este estudio.

- Se recomienda la implementación del sistema de alerta temprano de fugas, consecuente con la sectorización y apoyado por el sistema de telecontrol, que deberá ser supervisado por el Departamento de Optimización Operativa que deberá priorizar las campañas de fugas en aquellos sectores que presenten un índice de pérdidas más alto.
- El Departamento de Optimización Operativa deberá también considerar de extender gradualmente la micro sectorización a aquellos sectores, predefinidos por el consorcio, que en principio no serán acompañados por una unidad operativa de control en su entrada.
- El Departamento de Operaciones, cuyo apoyo ha sido fundamental para el desarrollo de los trabajos de AQUARUM, deberá supervisar y monitorear el correcto funcionamiento de los sectores impidiendo que se manipulen de manera imprevista válvulas que podrían alterar los valores de caudal y presión en la entrada de cada sector.
- El departamento de Mantenimiento deberá volcar en el GIS todas las actuaciones realizadas cada mes y responder a las solicitudes del Departamento de Optimización Operativa y del Departamento de Operaciones para mantener el control establecido y reducir el índice de pérdidas establecido para el horizonte de estudio.
- La Gerencia metropolitana y la Gerencia y Sub Gerencia deberán de ocuparse de buscar los fondos necesarios para alcanzar la meta de eliminar el déficit hídrico en el 2031, de acuerdo a una de las metas del milenio y en concreto a la parte relativa al agua y saneamiento.
- Se recuerda que en el 2031 el déficit, según los resultados de este estudio será eliminado, pero si no se realizarán otros estudios relativos a otras fuentes de agua en 40 – 50 años la ciudad estará al mismo punto de hoy en día, por lo cual se tendrá que seguir realizando estudios de incremento de ofertas hídricas. Por ejemplo, urge un estudio detallado hidrogeológico en la ciudad que, aunque no podrá aportar cantidades muy relevantes de agua, podrá permitir mitigar el déficit a corto plazo.





## 10 CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

### 10.1 Resumen conclusivo

En el capítulo 1 se ha introducido la metodología propuesta paso por paso, y cada paso se ha profundizado en los capítulos siguientes.

En el capítulo 2 se ha descrito someramente cómo funciona y de qué elementos se compone un sistema de agua potable.

En el capítulo 3 se han presentado las metodologías y herramientas más conocidas a nivel técnico para la gestión de un sistema de agua potable. En particular se ha enfatizado la metodología de la International Water Association (IWA) que es la referencia más conocida para guiar a todos los técnicos relacionados en una correcta gestión del agua. Es esta una gestión que se ha aplicado cada vez más en los últimos años. Se basa en el uso de indicadores específicos y se han desarrollado *softwares* especiales para su uso. En el mismo capítulo se han enfatizado los conceptos de Agua No Contabilizada y de reducción de pérdidas, físicas y comerciales. Se han mencionado las técnicas más convencionales en la detección y localización de pérdidas reales en la red y se han definido los conceptos de control activo y control pasivo de los sistemas de agua.

En el capítulo 4 se han descrito las causas que generan un suministro de agua potable intermitente, sobre todo en las grandes urbanizaciones de los países en vía de desarrollo y, de manera consecuente, se han descrito los fenómenos inducidos por la intermitencia, bien las ventajas y bien las desventajas.

Así que, disponiendo de la caracterización del entorno del estudio (sistemas de agua potable, gestión de los sistemas y descripción de los sistemas intermitentes), en el capítulo 5 se ha descrito la metodología propuesta para poder planificar, en función de objetivos, la gestión y la optimización de un sistema discontinuo en su suministro. Dicha metodología, pensada para aplicarse a un caso real en una gran ciudad de un país en vías de desarrollo, se ha organizado en 5 etapas:

1. Diagnóstico del entorno físico, geográfico, hídrico, hidrológico, urbanístico etc. del sistema de agua potable. En este apartado se definirán las zonas de expansión urbana, el incremento demográfico, las zonas de saturación urbanas y otros estudios que puedan influir en las condiciones al contorno del sistema de agua potable.

2. Diagnóstico físico del sistema de agua potable. En esta etapa, se propone una metodología para llevar a cabo un diagnóstico físico del sistema basado en un oneroso trabajo de campo y de oficina mediante el uso de un GIS. Las fases que componen el diagnóstico son básicamente: inventario de elementos del sistema; padrón de usuarios del sistema; modelación matemática de la red. El diagnóstico desemboca en una serie de propuestas a corto y medio plazo (suelen ser de bajo costo) como instalación de válvulas, cambios de diámetros, sectorización de la red etc. Una parte del diagnóstico se ha centrado en las desventajas a proponer y estrechamente relacionadas con al intermitencia del servicio.
3. Estudio de demanda hídrica versus la oferta en función de la cual se determinaran los objetivos específicos, en términos de resultado, de la metodología misma. Tras el estudio demográfico realizado en la primera etapa, se realiza en esta fase el estudio de la demanda hídrica. Se evidencia que realizar este tipo de estudio en una gran ciudad de un país en vías de desarrollo constituye una tarea ardua por la falta y la poca calidad de datos presentes. Eso repercute obviamente en el análisis y proyección de la demanda hídrica del sistema de agua potable, el cual, por lo tanto, será sometido a estudio cruzados para una adecuada validación. Antes de proyectar la demanda se tendrá obviamente que definir el horizonte de estudio (en años) en el cual se plasmarán todos los resultados obtenidos con la metodología. En función del resultado de los diagnósticos (etapa 1 y 2) y del estudio demanda vs oferta se establecerán los objetivos de la metodología. Este paso es muy específico de cada sistema estudiado, con lo cual es difícil encasillarlo en una casuística concreta. En esta contribución se aconseja considerar el déficit hídrico proyectado (saliente del estudio demanda vs oferta) como variable de decisión para los siguientes componentes de la metodología.
4. Una vez realizado el estudio demanda-oferta, los diagnósticos y disponiendo del horizonte temporal y de los objetivos del estudio se debe proceder con el estudio de alternativas. Fijado el objetivo, se pueden tener diferentes rutas para alcanzar el objetivo. Utilizando el Análisis Coste-Beneficio se evaluarán diferentes alternativas para poder llegar al objetivo establecido y se escogerá aquella que tenga el índice coste-beneficio más bajo. Elegida la alternativa se procederá a realizar el cronograma de actuaciones, el flujo de caja y todas las otras herramientas económicas.

5. La quinta y última etapa, en donde se implementan todas las actuaciones previstas tiene la duración, en términos de tiempo, más larga de toda la metodología, ya que empieza con la implementación de la primer medida a corto plazo propuesta y culmina con la última, al final del horizonte del estudio. Si las condiciones lo permiten, es decir si todas las actuaciones permiten anular el déficit hídrico en el horizonte temporal, la quinta etapa representa el comienzo de la implementación de otra metodología, la del paso de un servicio discontinuo a uno continuo, y que es uno de los desarrollos futuros propuestos en esta tesis.

En los capítulos 6, 7, 8 y 9 se ha descrito la aplicación real de la metodología propuesta y en concreto a la capital de Honduras, Tegucigalpa. Este proyecto, financiado por el Gobierno de España como Fondo de Ayuda al Desarrollo (FAD), ha sido de gran magnitud y ha sido desarrollado desde junio del 2009 hasta marzo del 2012 por una Unión Temporal de Empresas conformada por las dos empresas españolas WASSER SAE y ESTEYCO, con una participación en el consorcio respectiva de 80% y 20%. En el capítulo 6 se ha descrito el entorno de la ciudad, bajo todos los puntos de vista y se ha introducido el ente gestor del servicio de agua en la capital, el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA). En el capítulo 7 se ha descrito la metodología realizada para llevar a cabo el diagnóstico físico del mero sistema de agua potable, completada con 3 anexos, y que ha requerido de un trabajo de campo y de oficina de casi dos años. Mediante el conocimiento físico del sistema y la consecuente explotación matemática de la red, se han podido extraer propuestas de actuaciones a corto y medio plazo. Estas actuaciones han sido acompañadas por estudios minuciosos en sectores pilotos en donde se ha podido cuantificar la influencia de la intermitencia del servicio en términos de costos a cargo de los usuarios. Las propuestas de mejoras, obtenidas mediante la metodología aplicada en el capítulo 7, se han descrito detenidamente en el capítulo 8 siendo básicamente: 1) cantidad relevante de obras menores para mejorar la eficiencia y la operación en zonas puntuales de la red; 2) sectorización de la red en 75 sectores; 3) 4 proyectos de renovación de tuberías; 4) 5 intervenciones para incrementar la capacidad de regulación de la red.

En el capítulo 9 se ha realizado el estudio demanda – oferta y se ha fijado el objetivo específico del estudio en Tegucigalpa. De manera consensuada se ha llegado a conclusiones concertadas con los representantes del SANAA: la ineficiencia del sistema no es por falta de agua sino por una deficiente

estructura de la red y un mal uso de los recursos hídricos existentes en el territorio. Eso implica por un lado, la necesidad de realizar obras de gran envergadura (y de gran costo), y por el otro de reestructurar y ordenar la red, sobre todo mediante la sectorización, de manera que en cuanto se inyecte más agua en el sistema, esté preparado a nivel de infraestructura para recibir más caudal. Además, optimizando el sistema a corto plazo no solamente se prepara el sistema para el futuro, sino que se obtienen beneficios inmediatos como, por ejemplo, la reducción de pérdidas por el control de la presión mediante la sectorización. Bajo este escenario el objetivo específico elegido, y considerado realista, ha sido la total eliminación del déficit hídrico a 20 años. Consecuentemente, el estudio de alternativas se ha simplificado, concretándose en solamente dos: **alternativa 0**, es decir mantener el sistema actual tal y como está sin ninguna intervención; **alternativa 1**, la implementación de todas las actuaciones de mejoras propuestas en función de los diagnósticos llevados a cabo. Se han considerado beneficios y costos para ambas alternativas resultando más favorable la alternativa 1. Para poder llegar a esto se han tenido que considerar las previsiones de préstamos inminentes al gobierno de Honduras. Sin embargo, en el análisis coste-beneficio se han omitido gastos sociales, difícilmente cuantificables en términos monetarios pero que tienen repercusiones importantísimas en la salud humana. Para completar este estudio se hubiera tenido que realizar un estudio de enfermedades de origen hídrico en la ciudad, validarlo con la estadística y costearlo en función del costo promedio de los medicamentos, algo que claramente queda fuera del alcance de esta tesis. Con respecto a los costos de operación y mantenimiento (OyM) de algunas de las actuaciones propuestas, estos no se han incluido por dos razones principales: según estudios previos el costo de OyM no era tan relevante; los mismos estudios son bastante desactualizados y llevarlos a cabo en el momento del estudio no era factible por motivos contractuales. De todos modos, y a expensas del índice, se ha demostrado que los costos de las dos alternativas son del mismo orden de magnitud; solamente ese aspecto tiene que hacer reflexionar hacia la conveniencia de una alternativa u otra y las implicaciones positivas que tendría la alternativa 1 en términos no solamente sociales sino también a nivel económico (turismo, industria etc.).

## **10.2 Resultados alcanzados en esta contribución**

Para destacar los resultados principales obtenidos en esta tesis es preciso referirse a los objetivos definidos en el capítulo 1, de manera que se pueda cerrar coherentemente esta tesis doctoral.

En relación al objetivo general, *“Elaborar una metodología integrada que permita la correcta gestión de un sistema de agua potable con características de intermitencia (no continuo)”*, se considera logrado el objetivo de manera satisfactoria sobre todo con respecto a la metodología propuesta para llevar a cabo el diagnóstico del entorno y del diagnóstico físico del sistema. Como se explicó en el capítulo 5 y en el capítulo 7, este último relativo al caso real, se deduce que el diagnóstico conlleva un esfuerzo enorme en términos de recursos humanos especializados, equipos de medición específicos y tecnología adecuada. Estos aspectos son justificados por la importante trascendencia que tiene el diagnóstico en los pasos siguientes de la metodología propuesta. Sin conocimientos adecuados del estado inicial no seremos capaces de proponer medidas de mitigación del déficit realistas y eficaces. Con respecto al estudio demanda – oferta ya se han mencionado las dificultades de conseguir datos fiables y de calidad en un entorno de un país en vías de desarrollo. Sin embargo, este aspecto se puede solventar con la ayuda de la estadística y de técnicas de tratamientos de datos en donde se pueden considerar estudios de diferentes fuentes o mediante comparación con otros casos parecidos. El Análisis Coste–Beneficio representa quizás el paso más subjetivo y sensible de toda la metodología ya que la elección de los costes y beneficios y su relativa cuantificación pueden tener complicaciones adicionales. En la ACB presentada en el caso real de esta tesis doctoral, se han considerado los aspectos más importantes de la ACB, cuantificando, mediante un estudio especial en sectores pilotos, aspectos inducidos por la intermitencia del servicio que pueden servir como punto de partida para estudio futuros. A este propósito se evidencian las escasas referencias bibliográficas existentes actualmente en el tema de análisis de sistemas intermitentes. Como ya se ha comentado, existen bastantes estudios relacionados con el diseño de sistemas intermitentes que si bien pueden servir para el diseño de pequeñas comunidades, por ejemplo rurales, en donde las fuentes de agua son escasas, por el otro no sirven para el diseño de grandes ciudades ya que los casos en que esto

pase (un ejemplo es la ciudad de Brasilia, planificada completamente desde 0<sup>3</sup>) son raros. Los aspectos concernientes al análisis y la correcta gestión y planificación de una gran ciudad con sistema de agua intermitente, no se han abordado aún de una manera integrada y multidisciplinar y esta contribución representa solamente el punto de inicio en esta dirección.

En relación al objetivo específico nº 1, *“Elaborar una metodología para realizar el diagnóstico integrado del sistema existente y de su entorno”*, ya se ha contestado en el párrafo anterior, y a este propósito se entregan también tres anexos específicos en cómo realizar el catastro de redes, el catastro de usuarios y la campaña de detección y localización de fugas. Dichas metodologías se han aplicado en la ciudad de Tegucigalpa, mediante un esfuerzo gigantesco de un equipo de 40 personas, estructuradas en niveles jerárquicos de responsabilidad. El trabajo de campo no se hubiese podido realizar sin el apoyo del SANAA y de los usuarios del servicio, aunque en este último caso sí se encontraron excepciones que impidieron la fluidez del trabajo.

Con respecto al objetivo específico nº 2, *“Identificar, evaluar y profundizar todos aquellos fenómenos inducidos por un servicio intermitente”*, se considera que se ha llegado a un buen nivel de conocimientos y de cuantificación, en términos económicos, de los fenómenos inducidos por la intermitencia del servicio. Otros aspectos, más relacionados con la salud de las personas, y sobre el valor económico del ahorro de m<sup>3</sup> de agua fugada necesitan de estudios más profundizados y específicos al abarcar aspectos difícilmente cuantificables en términos monetarios. Se han podido estudiar más detenidamente aspectos relacionados con la Disponibilidad A Pagar de los usuarios, cuestiones de sobre costo energético debidos al despilfarro provocado por la intermitencia como por ejemplo: bombas trabajando fuera de su punto óptimo; pérdida de energía en los punto de consumo

---

<sup>3</sup> Brasilia comparte con ciudades como San Petersburgo, Washington D.C., Canberra, La Plata o Putrajaya la rara particularidad de ser una ciudad planificada y construida con el fin expreso de usarse como capital nacional o sede administrativa (y no como simple establecimiento de población), convirtiéndose rápidamente en una gran ciudad. La capital brasileña es la única ciudad del mundo construida en el siglo XX a la cual se le ha adjudicado (en 1987) el rango de Patrimonio Histórico y Cultural de la Humanidad por la Unesco, un organismo especializado de las Naciones Unidas.

por la presencia de tanques domiciliarios; sobrecostos a cargo de los usuarios para dotarse de estas estructuras etc.

Con respecto al objetivo específico nº 3, “*Fortalecimiento del gestor y prestador de servicio*”, se ha incluido en la propuestas medidas de fortalecimiento técnicas y organizacionales. Si en la parte técnica podemos pensar en fortalecer el gestor en proporcionarle equipos especializados, herramientas informáticas como el GIS y clases de capacitación; en la parte organizativa se ha hecho hincapié en ordenar la operación del acueducto sobre todo mediante la sectorización (pero no solamente). A parte, en el caso real, se han propuesto otras medidas menores relativizadas a aspectos intrínsecos del SANAA y de Tegucigalpa.

#### **10.2.1 Aplicación real de las actuaciones propuestas en Tegucigalpa a diciembre 2012**

Esta tesis ha utilizado los datos del caso real hasta el mes de julio del 2011, año 0 del plan propuesto, fecha en que se terminó la aplicación de la metodología propuesta. Se entregó al personal del SANAA en el mes de agosto 2011, en donde se realizó una presentación a las personalidades más influyentes de la institución. Luego, el autor de esta contribución, se desvinculó del proyecto sin poder dar un seguimiento adecuado a la aplicación de las intervenciones propuestas. Sin embargo, merece la pena mencionar a continuación las intervenciones previstas que efectivamente se están desarrollando y algunas observaciones adicionales.

1. Hasta le fecha (diciembre 2012) se han implementado y están funcionando 17 sectores hidráulicos de los 75 previstos.
2. En el mes de agosto del 2012 se ha publicado una licitación internacional para la realización de la obra prevista del trasvase entre los dos embalses de Laureles y Concepción. Después de un año la licitación se ha declarado fracasada y se ha vuelto a abrir otra vez.
3. Está en fase de publicación el concurso “Mejoras al sistema de bombeo y capacidad de almacenamiento para el abastecimiento de agua potable de la colonia Villanueva (sureste de la ciudad) con fondos del Banco Centroamericano de Integración Económica (BCIE).
4. El departamento de Optimización Operativa del SANAA está implementando correctamente el control de pérdidas en los sectores hidráulicos ya implementados.

5. El Gobierno de Corea aún no ha desembolsado el fondo para la actualización del estudio del Guacerique II.
6. Se está realizando un estudio de factibilidad para el embalse del Río del Hombre.
7. Se han implementado otras intervenciones de bajo costo y relacionadas con la operación del acueducto.

### **10.3 Desarrollos futuros**

En este apartado se describen los desarrollos que se consideran interesantes a desarrollar en un futuro próximo, bien por su interés académico, bien por su posible impacto social.

#### **10.3.1 Desarrollo de un software de modelación matemática para diseño**

En muchas comunidades rurales de los países en vía de desarrollo se observan dificultades a la hora de acceder a fuentes de agua potable. En muchos casos no es posible acceder a fuentes que tengan la capacidad mínima de producción según las normas de diseño de sistemas de agua potable. Ya existen aplicaciones, fundamentalmente basadas en modificaciones del EPANET, tal y como se hizo en el estudio ya mencionado de Pathirana y respaldado por la Urban Water and Sanitation Department de la UNESCO-IHE, Institute for Water Education (Delft, The Netherlands). Sin embargo, sería interesante aplicar y perfeccionar aplicaciones de este tipo a comunidades rurales reales, considerando entonces todos los aspectos sociales que merecen estos casos.

#### **10.3.2 Desarrollo de una metodología para el paso a un servicio continuo**

En varios puntos de esta tesis se ha mencionado la dificultad que se tendría en el caso de que un servicio que ha funcionado de manera intermitente pueda tener acceso a tanta agua para permitirle cubrir toda la demanda de la población. Se ha hecho también mención de cómo la intermitencia cambia la “personalidad” de la red sobre todo en términos de diámetros y en operaciones diarias. Así, revertir la condición de intermitencia a una continua es un paso delicado que, si es realizado de manera brusca, puede causar más daños que beneficios. En este párrafo se describen algunos aspectos mínimos que tienen que ser tomados en cuenta a la hora de realizar este paso.



#### 10.3.2.1 Planificación micro

El suministro discontinuo crea un círculo vicioso en cualquier sistema cambiando de manera profunda las costumbres de los usuarios. La actitud de las personas ha cambiado y para que los habitantes de la ciudad se acostumbren a un cambio tan radical habrá que realizar una profunda y extensa campaña de concienciación dirigida hacia los siguientes aspectos:

- Hoy en día, como consecuencia del bajo coste del agua, se desperdicia una cantidad considerable de agua en los lugares domésticos, con reflejos negativos también en la calidad. A la hora de disponer del líquido los usuarios carecen de conciencia y de manera instintiva suelen consumir mucha más agua de la que necesitan en realidad
- Los usuarios deberán tener una disponibilidad a pagar más alta, haciendo hincapié en el esfuerzo que han hecho los organismos públicos para que se pudiese dotar la población de agua 24 horas al día.

Paralelamente a la campaña de comunicación, existen aspectos estructurales que para el paso a servicio continuo se deberán tener en cuenta, para que el paso no sea tan traumático. Es importante considerar que muchas de las fugas del sistema son latentes en el sistema hasta que no se tenga el flujo en 24 horas y con buena presión. Para evitar esto habrá que programar una extensa campaña de fugas con un servicio de 24 horas mínimo y de consecuente reparación. Estas campañas habrá que programarlas por sector, empezando con aquellos dotados de más recursos hasta llegar a los más desfavorecidos.

Después de la reparación de las fugas encontradas se deberá realizar una campaña de comunicación previa a la instalación de micro medidores que permitirán obtener el índice de agua no contabilizada lo más preciso posible. Al detectarse tomas ilegales, estas deberán regularizarse con el apoyo de una política comercial previamente establecida.

Por último deberán eliminarse gradualmente las instalaciones domiciliarias presentes (toma – cisterna / tanque – bomba – calderín) mediante by pass, de manera que estas se utilicen solamente

en caso de emergencias. También esta campaña tendrá que realizarse de manera gradual, sector por sector.

#### 10.3.2.2 Planificación macro

Después de haber analizado someramente los pasos necesarios para establecer un servicio continuo en un micro sector habrá que planificar la implementación del servicio continuo en toda la ciudad. Este es un proceso que puede llevar años dependiendo del tamaño de la ciudad y sus aspectos sociales. Conforme se avance hacia los barrios más marginales habrá que intensificar la campaña de comunicación con el apoyo de entes públicos tales como el Gobierno, la Municipalidad, el Ejército, etc.

#### **10.3.3 Las Alianzas Público-Privadas como posible solución**

La metodología propuesta en esta tesis se ha aplicado de manera satisfactoria a un caso real. Sin embargo, el tiempo, definido por los alcances contractuales de los donantes de los fondos, no ha permitido un seguimiento adecuado de las mismas actuaciones propuestas. La fase de seguimiento, monitoreo y apoyo de las mejoras previstas son aspectos clave para poder asegurarse de la coherencia de los trabajos que el gestor desarrolle en el futuro y que estos se acoplen con el plan director establecido en el horizonte de estudio.

En los últimos años han surgido otros tipos de financiaciones basados en los resultados y que están implementando organismos internacionales como el Banco Mundial (BM) y El Banco Interamericano de Desarrollo (BID). Es esto el caso, por ejemplo, de la Corporación de Agua y Alcantarillado de Bahamas (WSC, por sus siglas en inglés), que ha concedido un contrato para maximizar la eficiencia del sistema de distribución de agua a la empresa MIYA, una subsidiaria de propiedad de Inversiones Arison. El valor del contrato es de aproximadamente US\$ 83 millones, el mismo comprende un componente de pago fijo por valor de US\$ 59 millones y el balance es un pago por resultados por un periodo de 10 años. Se trata de un horizonte de tiempo medio (la mitad del considerado en esta tesis y aplicado a Tegucigalpa) que permite, en principio, el seguimiento de la implementación de las mejoras propuestas en los primeros dos/tres años de proyecto.

Yendo más allá, también se ha tenido un incremento en la difusión de sistemas de gestión mixto, en donde el componente público sigue siendo el propietario del sistema, mientras el prestador es un organismo privado que, tras una oportuna licitación internacional, se ve involucrado en la gestión del sistema mismo por un horizonte de tiempo largo (inclusive 50 años).

A propósito de la relación público-privada, la literatura específica clásica nos proporciona modelos y métodos aptos para abordar proyectos según estos sean públicos o privados.

Los proyectos de inversión privada están guiados por el principio del máximo beneficio o lucro; los proyectos de inversión pública, en cambio, obedecen a razones de interés general. Una inversión privada sólo debe ser realizada cuando se espera que genere un beneficio positivo y suponga, por consiguiente, un incremento de la riqueza de la empresa (valor de su neto patrimonial). Una inversión pública sólo debe llevarse a cabo cuando suponga una mejora de las condiciones de vida o bienestar social de los ciudadanos. La teoría de la inversión nos proporciona los criterios de racionalidad o reglas de decisión de los proyectos de inversión en el sector privado de la economía.

Como ya se ha mencionado, la orientación de los últimos años en proyectos de esta envergadura se está enfocando siempre más en un entorno que integra el público y el privado. Un entorno de este tipo es claramente más complejo y precisa de profundizar los siguientes aspectos:

- Naturaleza, racionalidad económica y modalidades específicas de una asociación público-privada (APP).
- Examinar las fortalezas legales, reglamentarias e institucionales para el desarrollo e implementación de proyectos de gestión mixta.
- Identificar, formular, evaluar y jerarquizar proyectos de APP para el desarrollo de infraestructura y servicios públicos.
- Perfilar los elementos legales, técnicos y financieros para la preparación, estructuración y ejecución de proyectos de APP.
- Aprovechar el desarrollo de proyectos específicos de APP, las experiencias y buenas prácticas de otros países.

A título de ejemplo, y siempre considerando Honduras, mírese el caso exitoso de la ciudad de San Pedro Sula, capital industrial y ubicada en el norte del país, en donde ahora mismo el sistema de agua potable es gestionado por el sector privado liderado por la empresa italiana ACEA.

### **ABREVIATURAS Y UNIDADES UTILIZADAS**

BCIE	Banco Centroamericano de Integración Económica
BID	Banco Interamericano de Desarrollo
BM	Banco Mundial
CONASA	Consejo Nacional de Agua y Saneamiento
CUMA	Costo Unitario Marginal Actualizado
GGs®	Gestired Global Solution®
GII	Guacerique II
Gppd	Galón por persona por día
Ha	Hectárea
HFD	Hierro Fundido Dúctil
JICA	Japan International Cooperation Agency
l/s	Litro por segundo
lppd	Litro por persona por día
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
m <sup>3</sup> /día	Metro cúbico por día
m <sup>3</sup> /s	Metro cúbico por segundo
mca	Metro de columna de agua
MCH	= metro cubico por hora
mm	Milímetro
PCI	Pacific Consultants International
PTA	Planta de Tratamiento de Agua
SANAA	Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y de Alcantarillados
SERNA	Servicios de Recursos Naturales y del Ambiente
SIG	Sistema de información geografico
UOC	Unidad Operativa de Control
UPV	Universidad Politécnica de Valencia (España)
VAN	Valor Actualizado Neto



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre, H., Hirner, W., Baptista, J. M., Parena, R., "Performance Indicators for Water Supply Services", International Water Association, IWA, Publication Date: Jul 2000 - ISBN – 9781900222273.

Asian Development Bank, "Intermittent Water Supply", Mumbai Conference, January 2000, Indian Water Works Association, IWWA, 2000.

Babovic, V., Drecourt, J. P., Keijzer, M., Hansen, P. F., (2002) "A data mining approach to modeling of water supply assets", Urban Water, 4, pp.401-414.

Cabrera, E. (2007), "Los cortes de agua y el racionamiento racional en épocas de escasez". Documento La Sequía En España: Directrices Para Minimizar Su Impacto - Comité de Expertos en Sequía, Ministerio de Medio Ambiente.

Cabrera, E., Almandoz, J. (2004), "Programación óptima del mantenimiento, rehabilitación y renovación de redes", Instituto Tecnológico del Agua, ITA, Universidad Politécnica de Valencia.

Cabrera, J. A., Velitchko, T. (2009), "Modelo de llenado inicial de redes de distribución de agua potable con servicio intermitente utilizando los programas EPANET y SWMM". IX SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Valencia (España), 24-27 de noviembre de 2009.

Cheung, J. E., Van Zyl, P. B., Reis, L. F. R. (2005), "Extension of Epanet for pressure driven demand modeling in water distribution system", Dept. of Hyd. and Sanit. Eng., University of São Paulo, São Carlos, Brazil and Dept. of Civ. and Urb. Eng. Sc., University of Johannesburg, South Africa.

Delgado, X. (2011), "Aplicación del método de jerarquías analíticas (AHP) a la gestión de pérdidas de agua en redes de abastecimiento", Tesis Doctoral, Grupo Fluing, Universidad Politécnica de Valencia.

Dogliani, A., Primativo, F., Giustolisi, O. (2009), "A more realistic simulation of a real water distribution system based on an enhanced demand driven model", Computer and Control in Water Industry (CCWI 2009). LONDON -- GBR: Taylor & Francis Group, 2009, pp 195-201.

Epanet 2.0 vE, Manual de Usuario, Lewis A. Rossman, Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH 45268 – Traducción Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia, España.

Farley, M., Trow, S. (2003), "Losses in Water Distribution Networks. A Practitioners Guide to Assessment, Monitoring and Control". London: IWA Publishing.

García Ferrando, M. (2009), "Rendimiento de una red versus Garantía de la calidad y precio a de la calidad y precio", Vº SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Valencia (España), Valencia.

Giustolisi O., Doglioni A., Laucelli D. (2009), "Pressure driven analysis of water distribution networks based on the knowledge of the actual connection to properties", Proceedings Computer and Control in Water Industry (CCWI 2009). LONDON -- GBR: Taylor & Francis Group, 2009, pag. 209-215.

Giustolisi O., Savic, D. A., Kapelan, Z. (2008), "Pressure-Driven Demand and Leakage Simulation for Water Distribution Networks", J. Hydraulic Eng., ASCE, 134(5), pp. 626-635. An edited version of this paper was published by ASCE. Copyright (2008) American Society of Civil Engineers.

Gutiérrez, J. C., "Resumen y Recopilación Bibliográfica", extraído de la página web:

[http://communities.bentley.com/other/old\\_site\\_member\\_blogs/bentley\\_employees/b/juan\\_gutierrez\\_blog/archive/2011/05/19/historia-de-los-metodos-de-analisis-y-modelos-computacionales-para-an-193-lisis-de-redes-de-distribuci-211-n-a-presi-211-n.aspx](http://communities.bentley.com/other/old_site_member_blogs/bentley_employees/b/juan_gutierrez_blog/archive/2011/05/19/historia-de-los-metodos-de-analisis-y-modelos-computacionales-para-an-193-lisis-de-redes-de-distribuci-211-n-a-presi-211-n.aspx)



Izquierdo, J., Fuertes, V. S., Cabrera, E., Iglesias, P. L., García-Serra, J. (1999), "Pipeline start-up with entrapped air", *Journal of Hydraulic Research*, 37(5): 579-590.

Liemberger, R., Farley, M. (2004), "NRW reduction in developing countries: The challenge of moving from intermittent to continuous supply".

Ormsbee, L. E., Walski, T. (2006), "The History of Water Distribution Network Analysis: The Computer Age", *Journal AWWA* ©American Water Works Association.

López, A., Mora-Rodríguez, J. J., Martínez, F. J., López, G. (2008), "Modelación del impacto del fenómeno de la intrusión patógena sobre la calidad del agua de distribución", VIIIº SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua.

Lund, J. R., Reed, R. U. (1995), "Drought Water Rationing and Transferable Rations". *Journal of Water Resources Planning and Management*, November/December 1995.

Milanés García, Y., (2006), "El abastecimiento intermitente de agua potable. Primera parte: Una aproximación inicial a la dinámica del problema", Universidad de Granma, Ciudad de Bayamo, Cuba.

Misiunas, D. (2005), "Failure Monitoring and Asset Condition Assessment in Water Supply Systems", PhD Thesis - Department of Industrial Electrical Engineering and Automation, Lund University (Suecia).

Obasi, G. O. P. (1997) "Implications of the IPCC Projections on 21st Century Climate – A view from WMO". Eighth Symposium on Global climate Change Studies, California. American Meteorological Society, Massachusetts, USA, pp 1-8.

Ochoa, A. L., Bourguett, O. V. (1998), "Reducción Integral de Pérdidas de Agua Potable", ISBN 968-7417-23-4. Editado por el IMTA, Subcoordinación de Hidráulica Rural y Urbana, Jiutepec, Morelos, México.

ONU-HABITAT (2012), "Estado de las ciudades de América Latina y el Caribe", Copyright © Programa de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos, ONU-Habitat, Agosto del 2012. HS/053/12S ISBN Series 978-92-1-133397-8 ISBN Volume 978-92-1-132469-3.

Ordás, J. A., Alfonso Fleites, M. E. (2002), Experiencia en la ciudad de La Habana para la simulación de redes hidráulicas con entregas a depósitos, XXVIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria Ambiental, Cancún, México, 27 al 31 de octubre de 2002.

Ortiz, P. (2006), "El agua en la ciudad de Tegucigalpa", Servicio Autonomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados, SANAA.

Ozger, S. (2003), "A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks". Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Arizona State University, Tempe, Ariz.

Pathirana, A. (2010), "Epanet2 desktop application for pressure driven demand modelling, Urban Water and Sanitation Department", UNESCO-IHE Institute for Water Education, Delft, The Netherlands, Water Distribution System Analysis 2010 - WDSA2010 Tucson, AZ, USA.

PCI Consultants (2001), "Estudio del sistema de abastecimiento de agua para el área urbana de Tegucigalpa en la República de Honduras", Pacific Consultants International (PCI).

Pérez-García, R. (1993), "Dimensionado óptimo de redes de distribución de agua ramificadas considerando los elementos de regulación", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, España.

Porto, R. M., Reis, L. F. R. (1992), "Hydraulic interpretation of Jowitt-Xu model of leakage minimization II—Analysis of valve performance." Proc., 10th Latin American Congress of Hydraulics, IAHR, 461–70 (in Portuguese).

Rangel, H., Barreto, C. G. (2004), "Determinación de parámetros de fuga para fallas longitudinales, en conexiones domiciliarias y en uniones de tuberías en PVC", XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica San Pedro, Estado de San Paolo, Brasil.

Reis L. F. R., Porto R. M., Chaudry F. H. (1997), "Optimal location of control valves in Pipe Networks by Genetic Algorithm", Journal of Water Resources Planning and Management, nov.-dec.

Reis, L. F. R., Porto, R. M. (1993), "Leakage reduction in water supply networks—An evaluation of methodology."Proc., 17th Brazilian Congress of Environmental and Sanitary Engineering, ABES, 3–19 (in Portuguese).

Reis, L. F. R., Porto, R. M. (1992), "Hydraulic interpretation of Jowitt-Xu model of leakage minimization I—Headloss analysis."Proc., 10th Latin American Congress of Hydraulics, IAHR, 449–459 (in Portuguese).

Rouse, H., Ince, S. (1980), "History of hydraulics", Iowa, Inst. of Hydraulic Res., Iowa City, Iowa.

Savic, D. A., Walters, G. A. (1995), "Genetic algorithm techniques for calibrating network models", Rep. No. 95/12, Ctr. for Sys. And Control Engrg., University of Exeter, Devon, U.K.

Shlomo, A., Bartley, K., Derr, M., Malur, A., Mejía, J., Nuka, P., Perlin, M., Sahai, S., Torrens, M., Vargas, M. (2004), "Rapid Urbanization in Tegucigalpa, Honduras - Preparing for the Doubling of the City's Population in the Next Twenty-five Years", Woodrow Wilson School of Public and International Affairs - Princeton University, Princeton, NJ 08540.

Tucciarelli, T., Criminisi, A., Termini, D. (1997), "Leak analysis in pipeline systems by means of optimal valve regulation", *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(3), 277–285.

Vairavamoorthy, K., Elango, K. (2002), "Guidelines for the design and control of intermittent water distribution systems", *International J. Appropriate Technologies for Water Supply and Sanitation-Waterlines*, ITDG, 21(1):19-21.

Vairavamoorthy, K. (1994), "Water Distribution Networks: Design and Control for Intermittent Supply: PhD Thesis", Imperial college of Science, Technology and Medicine, London UK.

Vairavamoorthy, K. (2001), "Launch of new International guidelines for design of water networks in developing countries", Paper presented at CIWEM Metropolitan Branch Jan.

Vairavamoorthy, K., Lumbers, J.P. (1994), "New perspectives on the design and operation of sustainable water supply systems in developing countries", Paper presented at CIWEM Symposium, Dec. 1994.

Vairavamoorthy, K., Ali, M., Lin, Z. (2000), "An Appropriate Design Tool For Intermittent Water Supply Systems", *Proceedings of the International Conference on Intermittent Drinking Water Supply system Management*, Mumbai.

Vela, A., Días, J., Aguirre, A. (1996), "Gestión técnica de Sistemas de Abastecimiento". *Ingeniería Hidráulica Aplicada a los sistemas de distribución de agua*, volumen II.

# **ANEXO I**

Metodología para el levantamiento  
del inventario de un sistema de  
abastecimiento de agua potable



## **1 OBJETO**

En este anexo se detalla la metodología propuesta en esta tesis doctoral para la realización del levantamiento del inventario de elementos de un sistema de agua potable.

La metodología se ha elaborado tomando como referencia la propuesta desarrollada por la empresa WASSER S.A.E. y las labores realizadas por el consorcio AQUARUM en el proyecto de Tegucigalpa.

## **2 INVENTARIO DEL SISTEMA**

Los trabajos necesarios para la elaboración del inventario de redes se organizan en tres macro etapas a lo largo de las cuales se van recopilando todas las informaciones hidráulicas de los elementos de la red, como son las fuentes de producción de agua hasta llegar a las redes de distribución, pasando por los puntos singulares que se encuentren a lo largo del recorrido (estaciones de bombeo, tanques, puntos de control, etc.).

A continuación se resumen las actividades a realizar en cada una de estas etapas.

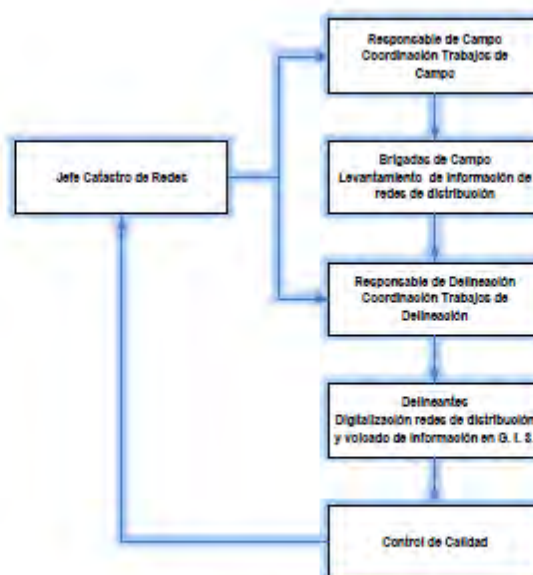
- Etapa 1: consiste en capturar la información hidráulica de los elementos que constituyen los puntos singulares de la red (fuentes superficiales, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, tanques de almacenamiento o de compensación, pozos, puntos de control, etc.).
- Etapa 2: consiste en levantar la información hidráulica relativa a las tuberías matrices que comunican los puntos singulares entre sí.
- Etapa 3: consiste en levantar la información de las tuberías que dan origen a la red secundaria y a la red de distribución propiamente dicha.

Los trabajos serán programados por la coordinación y gestión del proyecto según un esquema de responsabilidades y un diagrama de flujo de trabajo claramente definido a priori.

## **3 ESQUEMA DE RESPONSABILIDAD EN LOS TRABAJOS.**

El esquema jerárquico del grupo de trabajo responsable de realizar el inventario (o catastro) de redes se muestra en la figura siguiente. La labor de control y aseguramiento de la calidad durante la realización del catastro de redes será responsabilidad de los coordinadores de los trabajos de campo y de delineación y del responsable del catastro de redes.

Realizándose a la par del resto de las actividades, el control de calidad generará un parte de incidencias que será comprobado y corregido en coordinación con el área de delineación y las brigadas de campo de manera iterativa.



**Figura N°1** Ejemplo de responsabilidad del trabajo

### 3.1 Flujo de trabajo

A continuación se muestran las actividades que constituyen el flujo de trabajo diario, consistente básicamente en:

- Preparación con un día de antelación de la programación del trabajo del día siguiente de las brigadas, con todos los planos y planillas necesarios.
- Recepción y volcado de los datos recibidos por las brigadas
- Análisis de calidad de la información de campo y de la información digitada
- Resolución de inconsistencias y verificación en campo de incidencias para su posterior volcado
- Realización de informes de avances y de rendimientos.





Figura Nº2 Flujo de trabajo.

## 4 METODOLOGÍA

### 4.1 Preparación del trabajo de campo

En la etapa previa, se planea realizar una intensa campaña de recopilación de planos e información cartográfica existentes para tener el mayor conocimiento posible de la situación inicial. Se buscan planos de construcciones originales, así como de obras de mantenimiento o de nuevas instalaciones para nuevas urbanizaciones.

El personal encargado de llevar la dirección del proyecto realiza visitas a diversas instalaciones singulares pertenecientes a la empresa gestora en compañía del personal a cargo de las operaciones.

Las visitas tienen como objeto comprobar las condiciones de las instalaciones y la accesibilidad de los emplazamientos y confirmar los medios materiales y personales a emplear en la ejecución de los trabajos, además de conocer el funcionamiento hidráulico del abastecimiento. En paralelo se realizarán las gestiones necesarias para definir la información de base para la ejecución y el montaje de la base cartográfica a utilizar durante todo el desarrollo del proyecto.

El último trabajo previo a la realización del catastro de redes de acueducto en campo es la edición en papel de los planos de base cartográfica que abarquen la Zona de Actuación, imprescindibles para la representación de todas las tuberías, elementos y acometidas vistas por los técnicos sobre el terreno.

---

Previamente a la edición de estos planos, se deberán crear las cuadrículas, en el GIS, que conforman la “malla” de planos de toda la Zona de Actuación. Estas cuadrículas son regiones que delimitarán el espacio que ocupa cada plano, los cuales vendrán identificados por una clave única.

Para una mejor ubicación de los planos dentro de la Zona de Actuación, se procederá a crear un plano de distribución de hojas de campo, dividiéndola por entero en mallas a escala 1:5.000 y, dentro de estas, subdividiéndolas en mallas a escala 1:1.000.

De esta forma, a cada plano a escala 1:5000 (con unas dimensiones de cuadrícula 4000 x 2500 metros) así creado, se procederá a asignarle un número romano (I, II, III, IV, etc.), iniciándose la codificación por la zona situada más al norte y siendo el orden creciente de numeración de oeste a este.

Estos planos serán utilizados directamente en áreas no urbanas situadas dentro de la Zona de Actuación, donde la densidad de tuberías y elementos sea baja y, por tanto, se puedan representar correctamente a escalas de poco detalle.

Y, de igual forma, se procederá a la codificación de los planos a escala 1:1000 (con unas dimensiones de cuadrícula 800 x 500 metros), cuyo código estará compuesto, en primer lugar por el código del plano 1:5000 al que pertenece, seguido de un número de orden (1, 2, 3, 4, etc.) dentro de éste, con los mismos criterios de ordenación que los citados anteriormente. De esta forma, los planos a escalas de representación 1:1000 tendrán códigos del tipo I -1, I-2,... I-12, etc.

A diferencia de los anteriores, estos planos serán los utilizados en áreas urbanas situadas dentro de la Zona de Actuación, donde la densidad de tuberías y elementos es alta y se hace imprescindible contar con planos a escalas de mayor detalle para poder llevar a cabo correctamente las labores de catastro.

Por supuesto, y sea cual sea la escala que se haya de usar, se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones para su edición:

- Los planos de campo se editarán en formatos estándar, siendo los tamaños más frecuentes, los ISO A-1 e ISO A-3.
- El grosor de las plumillas será el más fino posible, con el fin de obtener claridad en el dibujo. Para una mejor visión de los mismos, se editarán monocromos.
- Los planos se plotearán con un solapamiento, con el fin de que los técnicos que llevarán a cabo los trabajos de catastro de redes puedan plasmar datos con facilidad en las zonas limítrofes de dichos planos.

#### 4.2 Trabajos de campo

Para la elaboración de la cartografía de la red de acueductos ubicados en la Zona de Actuación se deberá proceder a realizar dos trabajos diferentes y complementarios:

1. El primero de ellos consistirá en la inspección sobre el terreno del sistema a analizar por parte de los ejecutores de esta tarea. Dicha inspección tiene como objeto localizar y definir la totalidad de los componentes del sistema de abastecimiento e inventariarlos, tanto gráficamente (posición) como técnicamente (recogiendo sus características). Este trabajo permitirá obtener lo que denominamos el “catastro físico” del sistema de abastecimiento de la Zona de Actuación.



**Figura N°3** Ejemplo de inspección física.

2. El segundo de ellos, consistirá en la obtención del “catastro hidráulico” del sistema de abastecimiento, esto es, conocer la interconexión hidráulica de los distintos elementos que conforman la red de acueducto.



**Figura N°4** Ejemplo de catastro hidráulico.

#### **4.3 Elaboración del catastro físico de la red de acueducto**

Como se ha comentado, es el primer trabajo a realizar y consiste en la localización y unión lógica (basada en la experiencia) de la totalidad de los elementos instalados y de todos los puntos donde las tuberías son visibles (obras, pasos bajo puente, pasos sobre ríos, cámaras de llaves de depósitos, etc.), lo que permitirá definir, en primera instancia, el trazado de la red de acueductos de la Zona de Actuación del trabajo en estudio.



**Figura N°5** Levantamiento de una válvula.

En esta fase, las brigadas o cuadrillas que llevan a cabo los trabajos encaminados a la obtención del catastro de redes deben recoger en campo una serie de informaciones, las cuales se pueden agrupar en dos tipos bien diferenciados:

1. Características que deben quedar plasmadas en los planos de cartografía, como pueden ser la ubicación de los componentes del sistema, el código de identificación de los distintos elementos presentes en la red o los datos técnicos de las tuberías. Estos datos son representados en los planos mediante símbolos y códigos.
2. Características que se anotan en fichas técnicas diseñadas específicamente para este trabajo. Son informaciones que caracterizan técnicamente a los elementos presentes en el sistema y que posteriormente son introducidos en bases de datos informatizadas para su consulta y gestión en la aplicación GIS (Geographical Information System).

**Figura N°6** Ficha propuesta para el inventario de los tanques en Tegucigalpa (SANAA-AQUARUM).

3. El inventariado de instalaciones, tuberías, elementos y acometidas presentes el sistema de abastecimiento consiste en la clasificación descrita a continuación.

#### 4.3.1 Tuberías

De cada tubería se procederá a inventariar su trazado, material, diámetro y timbraje.



**Figura N°7** Ejemplo de dibujo de tuberías en plano de campo.

En los puntos donde la tubería sea visible (arquetas de elementos, obras, etc.) se obtendrán los datos que la definen: material (tanto por observación directa de la tubería como de las juntas de unión visibles) y diámetro.

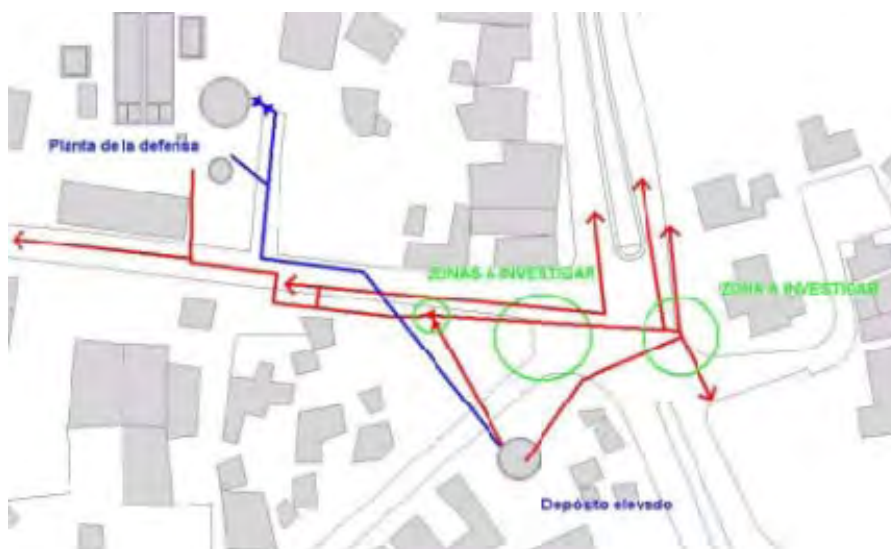
Para determinar su trazado, además de proceder en primera instancia a la unión lógica de los anteriores puntos, es decir, aquellos donde se puede observar directamente la tubería, se hará uso de los equipos de detección de tuberías metálicas y no-metálicas, cuyo uso se hace todavía más imprescindible en redes con escasos pozos de registro.



**Figura N°8** Operario utilizando equipo para detección de tuberías metálicas.

En este punto, y redundando sobre la dificultad de tener acceso visual a las tuberías instaladas en la red por la falta de pozos de registro, queremos destacar la posibilidad de que sea necesario la realización de una serie de cateos para proceder a resolver dudas surgidas durante los trabajos de catastro y que por su gran importancia (características de grandes arterias, salidas de tanques, cruces de tuberías de gran diámetro o importancia en el esquema de abastecimiento, válvulas de regulación, etc.) necesiten ser resueltas por métodos de observación directa.

La experiencia señala que se suele realizar, para la aclaración de dudas de gran importancia, una media de 1 cata por kilómetro. De ellas, y basándonos nuevamente en la mencionada experiencia, se estima que en el 25% de los casos, la cata se realizará para descubrir elementos singulares (principalmente válvulas), teniéndose en cuenta en estos casos que además de realizar el movimiento de tierras y reposición de firme, se procederá a la instalación de una caja telescópica para dejar el elemento permanentemente maniobrable. El resto, 75% de los casos, serán para inspección de tuberías.



**Figura Nº9** Ejemplo de esquema para cateo.

En cambio, en el caso de que la tubería fuese visible y no existiesen elementos en las proximidades que ya hubiesen sido acotados, se acotaría ésta midiendo distancias a estructuras fijas, tales como fachadas, esquinas, etc. Así mismo, se procedería a determinar su profundidad con respecto al terreno.

Ambas magnitudes (acotación a referencias fijas y profundidad con respecto al terreno) se expresarán en metros, con precisión en centímetros. Toda la información de las tuberías (trazado, diámetro, material, acotación, profundidad) se representará en los planos de campo, conforme a especificaciones técnicas contenidas que deberán regir los métodos para la elaboración de cartografías de campo de sistemas de abastecimiento de agua, conjuntamente a adecuados estándares de calidad establecidos.

De igual modo, además del trazado y características de las tuberías, también se representan gráficamente las siguientes incidencias con la normativa de simbolización específica:


- Unión de tuberías.
- Cruce de tuberías.
- Cambios de diámetro o material.
- Finales de tubería.

#### 4.3.1.1 Unión de tuberías

No se destacará con ningún símbolo específico la unión de dos tuberías, por lo que cuando se crucen en el dibujo sus trazas se interpretará que ambas se encuentran conectadas en la realidad.

#### 4.3.1.2 Cruce de dos tuberías

El cruce de dos tuberías será representado sobre el plano con un símbolo puente dibujado en color azul. Dicho símbolo se colocará sobre la tubería que presente una menor profundidad respecto al suelo.

TUBERÍA ENTERRADA SE REFLEJA EN PLANOS CON TRAZADO SUPUESTO	
TUBERÍA NO EXISTENTE O INCORRECTAMENTE REPRESENTADA	
Figura 14. Ejemplos de simbología de tuberías.	
TUBERÍA ENTERRADA DE PVC DE DIÁMETRO NOMINAL 6 in	
TUBERÍA ENTERRADA DE MATERIAL Y DIÁMETRO DESCONOCIDOS	

**Figura Nº10** Ejemplos de simbología de tuberías.

#### 4.3.1.3 Codificación de tuberías

La información no gráfica (material y diámetro de la tubería) se plasma en los planos con los criterios que a continuación se describen:

- En primer lugar figurará información de la posición de la tubería: una letra mayúscula que identificará si la tubería discurre enterrada, vista o en galería.



POSICIÓN TUBERÍA	CÓDIGO
Enterrada	E <sup>(*)</sup>
Vista (sobre el terreno o aérea)	V
En galería (en galería de servicio, en pasos de infraestructura lineal, etc.).	G

(\*) Dado que en la gran mayoría de los casos las tuberías discurrirán enterradas, se adopta el criterio de que si no se especifica explícitamente la situación de la tubería se entenderá que está enterrada. Por tanto, no será necesario escribir la letra E delante del símbolo de diámetro "Ø".

**Tabla Nº 1** Codificación de posición de la tubería.

- En segundo lugar figurará información sobre el diámetro de la tubería: El símbolo "Ø" precederá al diámetro comercial de la tubería expresado en pulgadas (no incluir las unidades).
- Se adopta el criterio de que, en el caso de que no sea posible determinar el diámetro de una tubería, se le asignará el valor 999. Se anotará la existencia de esta indeterminación en la hoja de observaciones del plano para proceder a la posterior consulta al personal de la empresa gestora. Es importante resaltar que, a excepción de las tuberías realizadas en materiales plásticos, el diámetro comercial de la tubería coincide con su diámetro interior y viene expresado en milímetros. Así, las tuberías de materiales metálicos (fundición dúctil, hierro galvanizado, etc.), hormigón o fibrocemento se identifican comercialmente por su diámetro interior.
- En el caso de las tuberías de plástico, el diámetro comercial coincide con su diámetro exterior y viene expresado en milímetros, aunque también se suelen identificar por su diámetro interior expresado en pulgadas. Así por ejemplo, una tubería de Ø63 PE (diámetro exterior expresado en mm) también se identifica como Ø2" PE (diámetro interior expresado en pulgadas).

## ANEXO I

DIÁMETRO Ø	MATERIALES				
	COMERCIAL	FC	HFD	PE	PVC
(mm)	Ø interior (mm)	Ø interior (mm)	Ø ext (mm) [Ø int (pulg)]	Ø ext (mm) [Ø int (pulg)]	Ø interior (pulgadas)
15					1/2"
16				16 [1/4"]	
20			20 [1/2"]	20 [1/2"]	3/4"
25			25 [3/4"]	25 [3/4"]	1"
32			32 [1"]	32 [1"]	1 1/4"
40			40 [1 1/4"]	40 [1 1/4"]	1 1/2"
50	50		50 [1 1/2"]	50 [1 1/2"]	2"
60	60	60			
63			63 [2"]	63 [2"]	
65					2 1/2"
70	70				
75			75 [2 1/2"]	75 [2 1/2"]	
80	80	80			3"
90			90 [3"]	90 [3"]	
100	100	100			4"
110			110 [3 1/2"]	110 [3 1/2"]	
125	125	125	125 [4"]	125 [4"]	5"
140			140	140	
150	150	150			6"
160			160	160	
175	175	175			7"
180			180	180	
200	200	200	200	200	8"
250	250	250		250	
300	300	300			
315				315	
350	350	350			
355				355	
400	400	400			
450	450	450			
500	500	500			
600	600	600			
700	700	700			
800	800	800			
900	900	900			
1000	1000	1000			
1100	1100				
1200	1200				

Tabla Nº 2 Diámetros comerciales de tuberías.

- En tercer lugar figurará información sobre el material de la tubería: dos o tres letras mayúsculas que identificará el material de fabricación del tubo.

El código de tubería así compuesto se escribirá en color rojo y se situará, en general, junto al trazo que representa la tubería y con la orientación de esta. El material de las tuberías se expresará mediante la utilización de los siguientes códigos:

MATERIAL	CÓDIGO
Acero	AC
Fibro cemento	FC
Hierro Galvanizado	HG
Hierro Fundido Dúctil	HFD
Policloruro de Vinilo (PVC)	PVC
Sin Determinar	SD

**Tabla Nº 3** Codificación del material de la tubería.

Se adopta el criterio de que, en el caso de que no sea posible determinar el material de una tubería, se le asignará el código SD (Sin Determinar). Estas indeterminaciones se anotarán igualmente en la hoja de observaciones para que sean aclaradas por personal que conozca la red o con planos o documentos en archivo.

En el caso de tuberías de gran longitud será necesario repetir la edición del código a intervalos regulares y también se repetirá cuando la tubería pase de un plano a otro (en este caso es muy importante que se preste atención a la concordancia de los datos de la tubería en la zona de unión de ambos planos).

#### 4.3.1.4 Acotación de tuberías

En el caso de que sea necesario proceder a la acotación de tuberías, sólo se llevará a cabo la acotación cuando se vea de forma exacta la posición de la tubería (como puede ser el caso de zanjas de obra) y no existan elementos en las proximidades que ya hayan sido acotados. En caso contrario no se acotará la tubería.

Las acotaciones, que se realizarán tanto en planta como en alzado, vendrán expresadas en metros, con precisión de centímetro.

#### 4.3.1.4.1 Acotación de tuberías en planta

Al igual que ocurría con los elementos, en planta se procederá a acotar la tubería a referencias fijas representadas en los planos base de que se dispongan, siendo necesario realizar al menos dos acotaciones. Si la tubería a acotar está en zona urbana y discurre paralela a la fachada de los edificios próximos, se permitirá realizar una sola acotación, midiendo la distancia existente entre la tubería y dicha fachada.

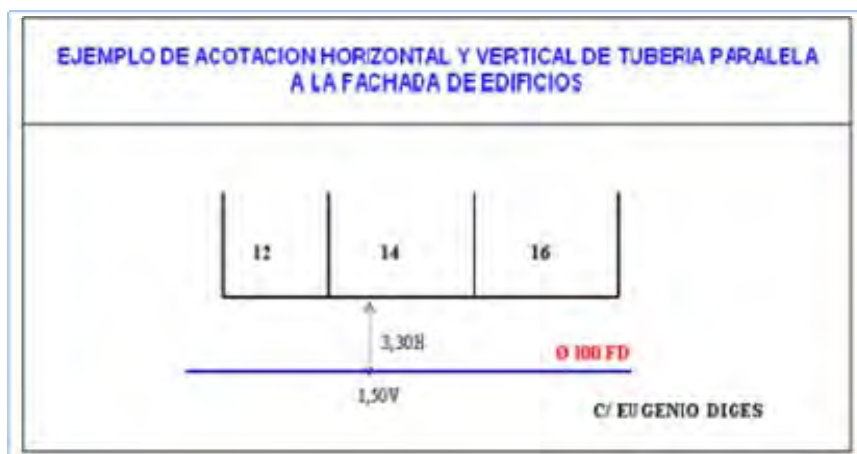
Las acotaciones en planta se representarán, generalmente, sobre el mismo plano de campo con líneas de trazado continuo con flechas en ambos extremos, una de las cuales estará situada claramente sobre el trazado de la tubería acotada y la otra claramente sobre la referencia de acotación. Encima de cada línea y con la orientación de esta se escribirá la distancia de acotación seguida de la letra H mayúscula.

#### 4.3.1.4.2 Acotación de tuberías en alzado

Para acotar las tuberías en alzado se procederá a medir la profundidad con respecto al suelo a la que se encuentra la generatriz superior de la tubería.

Las acotaciones verticales se representarán, generalmente, sobre el mismo plano de campo. Junto al punto donde se ha medido la profundidad de la tubería se escribirá la acotación vertical seguida de la letra V mayúscula.

En cuanto al criterio de signos a seguir este será el mismo que en el caso de elementos: el valor de acotación vertical será positivo si la tubería discurre bajo el suelo, será negativa si la tubería está situada por encima de él y nula si la tubería discurre apoyada sobre el suelo (y escribiremos que su profundidad es de 0 V).



**Figura Nº11** Tubería situada a 3,30 m de la fachada y a una profundidad de 1,50 m.

#### 4.3.1.5 Elementos

De cada elemento se procederá a inventariar su situación (núcleo de población, calle y ubicación - calzada, acera -), tipo (válvula de corte, etc.), clase (compuerta, mariposa, etc.), estado de funcionamiento y cualquier otro dato que permita su mejor definición (que se pasará a explicar en otro capítulo más adelante), así como a determinar su exacta ubicación mediante su acotación a referencias fijas plasmadas en la base cartográfica elegida.

Se localizarán todos los elementos que forman parte de la red, mediante la apertura de registros que puedan contenerlos. En el caso de que los elementos no fueran visibles, se utilizarían los equipos de detección de tapas metálicas para determinar su posición con exactitud.



**Figura N°12** Operario utilizando el equipo FT-80 para detección de tapas metálicas.

Siempre que se localicen de esta forma elementos inaccesibles, se procede a notificarlo de forma periódica, con objeto de que se pueda proceder a descubrir los pozos de registro.

Los elementos quedan perfectamente ubicados mediante la acotación por coordenadas polares (o en caso de que esta técnica no se pueda aplicar, mediante coordenadas cartesianas) respecto de estructuras fijas, tales como fachadas, esquinas de edificios, etc. y también mediante la toma de su profundidad con respecto al terreno. Estas distancias, al igual que ocurría en el caso de las tuberías, se expresarán en metros, con precisión centimétrica.



**Figura N°13** Operarios realizando la acotación de elementos de una red.

Una vez localizados los elementos presentes en la red, se recogerá la información necesaria para su correcta ubicación y caracterización. Parte de estos datos irán reflejados de forma gráfica en los planos y parte en las fichas técnicas que contienen las características de cada elemento. Entre los primeros, encontramos los datos que reflejarán su ubicación y tipo de elemento (mediante símbolos) y su código identificativo.

**SIMBOLOGÍA DE ELEMENTOS**

	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....
	.....

**Figura N°14** Ejemplo de simbología de elementos para la elaboración de cartografías.

## 4.3.1.6 Codificación de elementos.

El código identificativo de los elementos, único para cada uno de ellos, estará formado por una clave alfanumérica que indicará el plano donde se encuentra, el tipo del elemento de que se trata y un número de orden dentro del propio plano.

Este código identificativo se situará lo más próximo posible al símbolo del elemento correspondiente, de tal forma que en todo momento esté clara la asociación entre el símbolo del elemento y su código identificativo.

Las claves alfanuméricas propuestas identificativas del tipo de elemento son las siguientes:

ELEMENTO	CLAVE	ELEMENTO	CLAVE
Bomba	<b>B</b>	Válvula Antirretorno (Retención)	<b>VA</b>
Boca de Riego	<b>BR</b>	Válvula de Aire (Ventosa)	<b>VT</b>
Calderín	<b>CA</b>	Válvula de Corte	<b>V</b>
Clorador	<b>CL</b>	Válvula de Limpieza (Desagüe)	<b>VD</b>
Contador	<b>C</b>	Válvula de Llenado de Tanque	<b>VLL</b>
Estación de Muestreo	<b>EM</b>	Válvula Reguladora de Caudal	<b>VRC</b>
Filtro	<b>FT</b>	Válvula Reguladora de Presión	<b>VRP</b>
Fuente	<b>F</b>	Válvula de Control Motorizada	<b>VCM</b>
Hidrante	<b>H</b>	Tanque de Almacenamiento	<b>FTQ</b>
Pozo	<b>P</b>	Toma de Presión	<b>TP</b>

**Tabla Nº 4** Claves para codificar elementos.

En cuanto a la numeración de los elementos a inventariar en campo, éste será único para cada uno de ellos y será SECUENCIAL POR PLANO sin distinción del tipo de elemento. Así, por ejemplo, en el plano 27 encontraremos los elementos 27-BR-1, 27-V-2, 27-C-3, 27-D-4, etc.

Si no fuese posible ubicar correctamente sobre el plano un elemento situado en la red de abastecimiento (generalmente por una aglomeración de elementos en espacio reducido, lo que impide la correcta visualización de los mismos, de las tuberías donde se encuentran instalados y de las etiquetas identificativas) se realizarán esquemas de detalle donde quede representada con claridad su situación.

En el caso de ser necesaria la elaboración de este tipo de esquemas, siempre se dejará constancia en el plano de campo de la existencia de un esquema de detalle, mediante la traza

de un círculo que inscriba aproximadamente la zona representada en el esquema y su denominación.

En el caso de que sea necesario realizar el esquema fuera del plano, cosa habitual, se hará uso de las “Fichas de esquema” diseñadas para tal efecto, rellenándose obligatoriamente la totalidad de datos de ubicación recogidos en ella.

Logo SANAA y AQUARUM. CATINETO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE TEGUCIGALPA.

**ESQUEMA:**

FECHA DE ELABORACIÓN:	ESTADO DE LA OBRERA:
DESCRIPCIÓN DEL ESQUEMA:	

**CROQUIS**  
**FOTOS**

[Grilla para croquis y fotos]			
FECHA DE ELABORACIÓN:	ESTADO DE LA OBRERA:	NOTAS:	OTROS DATOS:


**Figura N°15** Ficha para la elaboración de esquemas de detalle en Tegucigalpa (SANAA-AQUARUM).

Además de estas informaciones plasmadas sobre planos, habrá informaciones técnicas que irán plasmadas en las fichas técnicas antes del inicio de los trabajos.

#### 4.3.1.7 Fichas técnicas de inventario de elementos.

A continuación se recogen dos modelos de ficha, según se inventarían válvulas, bocas de riego, ventosas y caudalímetros o bien otras válvulas, filtros, fuentes, tomas de presión y cloradores, así como las instrucciones para cumplimentarlas.





**CATASTRO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTOS DE AGUA POTABLE DE TEGUCIGALPA**

**AQUARUM**

**CLAVE ELEMENTO**

CLAVE CAMPO:  ETABRUYEA:  ESCALA:

**SITUACION**

SECTOR/SECCION/LOCALIDAD:

DIRECCION EXACTA:

UBICACION:  ANDES  CALZADA  APARCAMIENTO  CAMPO  OTRO:

TIPO DE REGISTRO:  EN TIPO  CASERO PROTECTOR:  TIPO:

TIPO DE FONTO MEDIDA (M) <input type="checkbox"/> CIRCULAR <input type="checkbox"/> RECTANGULAR <input type="checkbox"/> OTRA: <input type="text"/>	MATERIAL DEL FONTO <input type="checkbox"/> PISTONADO <input type="checkbox"/> BOMBAS <input type="checkbox"/> LADRILLO <input type="checkbox"/> OTRO: <input type="text"/>	TIPO DE LATA MEDIDA (M) <input type="checkbox"/> CIRCULAR <input type="checkbox"/> RECTANGULAR <input type="checkbox"/> OTRA: <input type="text"/>	MATERIAL DE LA LATA <input type="checkbox"/> FUNDICION <input type="checkbox"/> PLATA <input type="checkbox"/> OTRA: <input type="text"/>
--	--	---	--

**DATOS COMUNES ELEMENTOS**

MARCA:  FUNCIONAL:  SI  NO  PROFUNDIDAD (M):

LADRILLO:  SI  NO MANIPULADO

**DATOS ESPECIFICOS ELEMENTOS**

**VALVULA CORTE O/D/DESCARGADA**

DIAMETRO (M):  MODIFICADA:  SI  NO  ACCIONAMIENTO:  VOLANTE  CILINDRO  MANETA  FUERA DE SERVICIO

TIPO:  CONVERTIDA  CILINDRO  BOLA

ABERTA:  SI  NO  POSICION:  DERECHA  IZQUIERDA  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

REGULADA:  SI  NO  %

**BOCA DE RIEGO (BRI) / HIDRANTE (HI)**

TIPO:  BOCA RIEGO  HIDRANTE COLUMNA  HIDRANTE ENTERRADO  TUBO RIEGO  FUERA DE SERVICIO

TIPO RACOR:  RIEGADA  STORZ  BOMBEO  OTRA:  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

**VALVULA AIRE/VENTOSAS**

DIAMETRO (M):  TOMA PRESION:  SI  NO  FUERA DE SERVICIO

TIPO:  MANUAL  AUTOMATICO  ELECTROMAGNETICO  ULTRASONICO  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

VALVULA CERRE:  SI  NO  TIPO:  FLUYENTE  TUBIFONICA  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

**MEDIDORA**

DIAMETRO (M):  NOMBRE:  CLASE:  QUANTAL (M<sup>3</sup>):

TIPO:  MECANICO  WELTMAN  ELECTROMAGNETICO  ULTRASONICO  FUERA DE SERVICIO


LECTURA (M<sup>3</sup>):  CANTIDA (M<sup>3</sup>):  SERIA:

OBSERVACIONES:

**CROQUIS**

VER CROQUIS FICHA ELEMENTO:


FECHA:



REALIZADA POR:  CONTROL CALIDAD CAMPO:  DELINEADA POR:

FECHA:  FECHA:  FECHA:  FECHA:

Figura N°16 Modelo 1 de ficha técnica de inventario de elementos (SANA-AQUARUM).



**CATASTRO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTOS DE AGUA POTABLE DE TEGUCIGALPA**

**AQUARUM**

**CLAVE ELEMENTO**

CLAVE CAMPO:  ETABRUYEA:  ESCALA:

**SITUACION**

SECTOR/SECCION/LOCALIDAD:

DIRECCION EXACTA:

UBICACION:  ANDES  CALZADA  APARCAMIENTO  CAMPO  OTRO:

TIPO DE REGISTRO:  EN TIPO  CASERO PROTECTOR:  TIPO:

TIPO DE FONTO MEDIDA (M) <input type="checkbox"/> CIRCULAR <input type="checkbox"/> RECTANGULAR <input type="checkbox"/> OTRA: <input type="text"/>	MATERIAL DEL FONTO <input type="checkbox"/> PISTONADO <input type="checkbox"/> BOMBAS <input type="checkbox"/> LADRILLO <input type="checkbox"/> OTRO: <input type="text"/>	TIPO DE LATA MEDIDA (M) <input type="checkbox"/> CIRCULAR <input type="checkbox"/> RECTANGULAR <input type="checkbox"/> OTRA: <input type="text"/>	MATERIAL DE LA LATA <input type="checkbox"/> FUNDICION <input type="checkbox"/> PLATA <input type="checkbox"/> OTRA: <input type="text"/>
--	--	---	--

**DATOS COMUNES ELEMENTOS**

MARCA:  FUNCIONAL:  SI  NO  PROFUNDIDAD (M):

LADRILLO:  SI  NO MANIPULADO

**DATOS ESPECIFICOS ELEMENTOS**

**VALVULA CORTE O/D/DESCARGADA**

DIAMETRO (M):  MODIFICADA:  SI  NO  ACCIONAMIENTO:  VOLANTE  CILINDRO  MANETA  FUERA DE SERVICIO

TIPO:  CONVERTIDA  CILINDRO  BOLA

ABERTA:  SI  NO  POSICION:  DERECHA  IZQUIERDA  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

REGULADA:  SI  NO  %

**BOCA DE RIEGO (BRI) / HIDRANTE (HI)**

TIPO:  BOCA RIEGO  HIDRANTE COLUMNA  HIDRANTE ENTERRADO  TUBO RIEGO  FUERA DE SERVICIO

TIPO RACOR:  RIEGADA  STORZ  BOMBEO  OTRA:  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

**VALVULA AIRE/VENTOSAS**

DIAMETRO (M):  TOMA PRESION:  SI  NO  FUERA DE SERVICIO

TIPO:  MANUAL  AUTOMATICO  ELECTROMAGNETICO  ULTRASONICO  FUERA DE SERVICIO

VALVULA CERRE:  SI  NO  TIPO:  FLUYENTE  TUBIFONICA  ESTADO:  EN SERVICIO  ACCIONAM. DAÑADO  CON FUGA

**MEDIDORA**

DIAMETRO (M):  NOMBRE:  CLASE:  QUANTAL (M<sup>3</sup>):

TIPO:  MECANICO  WELTMAN  ELECTROMAGNETICO  ULTRASONICO  FUERA DE SERVICIO


LECTURA (M<sup>3</sup>):  CANTIDA (M<sup>3</sup>):  SERIA:

OBSERVACIONES:

**CROQUIS**

VER CROQUIS FICHA ELEMENTO:

FECHA:



REALIZADA POR:  CONTROL CALIDAD CAMPO:  DELINEADA POR:

FECHA:  FECHA:  FECHA:  FECHA:

Figura N°17 Modelo 2 de ficha técnica de inventario de elementos (SANA-AQUARUM).

#### 4.3.1.8 Instrucciones para rellenar la ficha de inventario de elementos.

##### 4.3.1.8.1 Apartado "CLAVE ELEMENTO"

- Clave Campo: Código identificativo del elemento cuyas características van a ser inventariadas.
- Plano: Número del plano de campo donde se encuentra representado el elemento.
- Escala: Escala del plano de campo donde se encuentra representado el elemento.

##### 4.3.1.8.2 Apartado "SITUACIÓN"

En este apartado se registraría la información referente a la ubicación del elemento.

- Municipio: Lugar donde está ubicado el Elemento
- Distrito/Sector/Zona: Zona dentro de la cual está situado el elemento.
- Residencial: Lugar donde pertenece el elemento
- Vía: Vía donde se halla el elemento.
- Edificio: si el elemento se encuentra frente a un edificio

##### 4.3.1.8.3 Apartado "POZO DE REGISTRO"

En este apartado se recogería si el elemento se encuentra dentro de un pozo de registro o no, y, en caso afirmativo, la información referente a dicho pozo de registro.

- Tipo de pozo y medidas (m): Forma geométrica del pozo y medidas del mismo, expresadas en metros.
- Material del pozo: Material con el que está construido el pozo.
- Tipo de tapa y medidas (mm): Forma geométrica de la tapa del pozo y medidas de la misma, expresadas en milímetros.
- Material de la tapa: Material de la tapa del pozo donde se halla el elemento.

##### 4.3.1.8.4 Apartado "DATOS COMUNES ELEMENTOS"

En este apartado se registrarían los datos comunes a todos los elementos sean del tipo que sean.

- Marca: Marca del elemento.
- Modelo: Modelo del elemento.
- Funciona: Apartado donde se indicaría el estado de funcionamiento.

- Profundidad (m): Profundidad a la que se encuentra el elemento, expresada en metros con precisión centimétrica.

#### 4.3.1.8.5 Apartado "DATOS ESPECÍFICOS DE ELEMENTOS":

En este apartado se recogerían las características técnicas específicas de cada elemento. Los diferentes tipos de elementos a inventariar, recogidos respectivamente en las fichas modelo 1 y 2 son:

##### a. VÁLVULAS DE CORTE/DESCARGAS:

Los datos a registrar en estos tipos de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Diámetro (in): Diámetro de la válvula expresado en pulgadas.
- Motorizada: Apartado donde se marcaría si la válvula es o no motorizada.
- Distancia entre bridas (in): Distancia entre bridas expresada en pulgadas.
- Tipo: Apartado donde se marcaría el tipo de la válvula.
- Abierta: Apartado donde se indicaría si la válvula se encuentra abierta o cerrada en el momento del inventariado.
- Sentido de cierre: Apartado donde se marcaría si el cierre de la válvula se realiza hacia la derecha o hacia la izquierda.
- Accionamiento: Apartado donde se indicaría el accionamiento de la válvula.

##### b. HIDRANTES/ BOCAS DE RIEGO:

Los datos a registrar en estos tipos de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Nº de bocas: Número de bocas del hidrante o boca de riego.
- Diámetro bocas (in): Diámetro de las bocas del elemento, expresados en pulgadas.
- Tipo: Apartado donde se marcaría el tipo de elemento inventariado.
- Tipo rácor: Apartado donde se indicaría el tipo de rácor presente en el elemento.

##### c. VENTOSAS O VÁLVULAS DE AIRE:

Los datos a registrar en este tipo de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Diámetro (in): Diámetro de la ventosa expresado en pulgadas.
- Tipo ventosa: Apartado donde se marcaría el tipo de ventosa.

- Válvula cierre: Apartado donde se indicaría si la ventosa tiene o no válvula de cierre previa.
- Toma presión: Apartado donde se indicaría si la ventosa tiene o no toma de presión.

d. MACROMEDIDORES (CAUDALÍMETROS DE RED):

Los datos a registrar en este tipo de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Diámetro (in): Diámetro del macromedidor expresado en pulgadas.
- N° Serie: Número de serie del macromedidor.
- Clase: Clase del macromedidor.
- Q nominal (m<sup>3</sup>/h): Caudal nominal del macromedidor expresado en metros cúbicos por hora.
- Tipo: Apartado donde se marcaría el tipo de macromedidor.
- Salida pulsos: Apartado donde se indicaría si el macromedidor dispone de salida de pulsos.
- Lectura (m<sup>3</sup>): Lectura registrada en el macromedidor en el momento del inventariado expresada en metros cúbicos.
- Caudal (m<sup>3</sup>/h): Caudal del macromedidor expresado en metros cúbicos por hora.
- Fecha: Fecha de la lectura de caudal.
- Hora: Hora de la lectura de caudal.

e. OTRAS VÁLVULAS: RETENCIÓN, REG. PRESIÓN, REG. HIDRÁULICA, LLENADO

Los datos a registrar en estos tipos de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Diámetro (in): Diámetro de la válvula expresado en pulgadas.
- Tipo válvula especial: Tipo de válvula.
- Función: En este apartado se indicaría la función operativa de la válvula y los datos característicos de la misma expresados en las unidades que se indican en cada casilla.
- Lectura manómetros (kg/cm<sup>2</sup>): Lectura de presión registrada en los manómetros aguas arriba y aguas abajo (en el caso de que existan) en el momento del inventariado, expresada en kg/cm<sup>2</sup>.

f. FILTROS:

Los datos a registrar en este tipo de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Diámetro (in): Diámetro del filtro expresado en pulgadas.
- Tipo: En esta casilla se marcaría el tipo de filtro.

g. TOMAS DE PRESIÓN:

Los datos a registrar en este tipo de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Diámetro (in): Diámetro de la toma expresado en pulgadas.
- Manómetro: En esta casilla se marcaría si la toma dispone o no de manómetro.
- Registrador: En esta casilla se indicaría si la toma dispone o no de registrador.
- Grifo de purga: En esta casilla se indicaría si la toma dispone o no de grifo de purga.

h. CLORADORES:

Los datos a registrar en este tipo de elementos se recogerían en los siguientes campos:

- Tipo: En esta casilla se marcaría el tipo de clorador.
- Reactivo: En esta casilla se marcaría el reactivo utilizado por el clorador.
- Clase: En esta casilla se indicaría si el clorador es manual o automático.

4.3.1.8.6 Apartado "OBSERVACIONES"

En este apartado se indicarían todas las incidencias o datos que pudieran considerarse de interés para el trabajo y que no hubiesen sido recogidas en los diferentes campos de la ficha.

4.3.1.8.7 Apartado "FECHA"

Todas las fichas presentarían en este campo la fecha de realización en campo con el fin de tener un control del número de elementos inventariados cada día.

4.3.1.8.8 Apartado "CROQUIS"

En este espacio cuadriculado del reverso de las fichas de inventariado de elementos se representaría el croquis de acotación del elemento. Si el elemento se encuentra situado dentro de un pozo de registro el origen de la acotación será siempre el centro de la tapa del

registro donde se encuentre el elemento. En caso contrario (elementos situados en el exterior) se tomará como origen de acotación el centro del cuerpo del elemento.

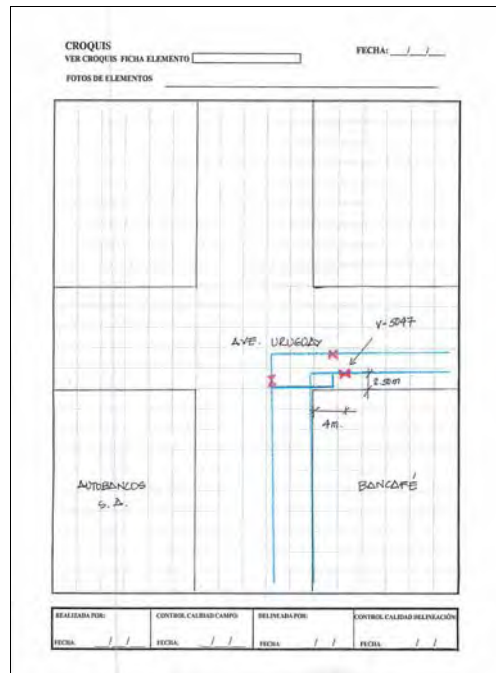
En el caso de que el elemento se hallase en el mismo pozo de registro o muy próximo a otro elemento, se indicará el código del elemento en cuya ficha se hubiese realizado el croquis del elemento en cuestión, con objeto de no repetirlo.

Las acotaciones se referenciarán siempre a elementos fijos o singulares existentes que estén representados en la base cartográfica elegida. Ahora bien, cuando ninguna de las referencias fijas de acotación que se observen en campo esté representada en la base cartográfica, se deberá proceder a acotar ineludiblemente a referencias no plasmadas en planos.

Al menos se realizarán dos acotaciones para cada elemento, aunque cuando sea necesario se realizarán triangulaciones (3 acotaciones) para ubicarlo correctamente. Las acotaciones vendrán expresadas en metros, con precisión de centímetro.

En los croquis de acotación a realizar en las fichas técnicas se incluirá la información necesaria para poder interpretar perfectamente la acotación realizada, que como mínimo será:

- Símbolo del elemento acotado.
- Código de campo del elemento acotado.
- Referencias de acotación: fachadas o divisorias de edificios, línea de acera, etc. En el caso de que se haya debido a acotar a referencias no representadas en la base cartográfica se dejarán claramente destacadas dichas nuevas referencias y la forma de cómo han de ser implementadas sobre la base urbana digital.
- Tubería donde se encuentra el elemento, especificando su diámetro y material. En caso de que se encuentre próximo a un cruce de tuberías se especificará el diámetro y material de cada una de ellas.
- Nombre de la calle donde se encuentra el elemento. En caso de que se encuentre en un cruce de calles especificar el nombre de ambas.
- Número de portal junto o frente al cual se halla el elemento acotado o nombre del edificio si este es singular.



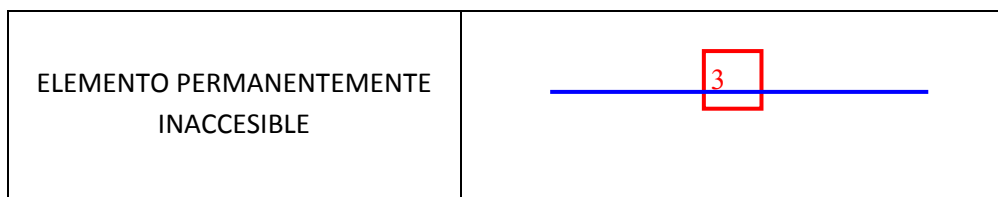
**Figura Nº18** Ejemplo de croquis de campo de acotación de elementos.

La ubicación del elemento sobre la base urbana debe ser lo más exacta posible (bajo acera, bajo calzada, en zona de aparcamiento, etc.) aunque para ello debemos cometer alguna incorrección en su representación (por ejemplo, que parte de un elemento se “introduzca” en una vivienda). Los símbolos irán dibujados en color rojo. Los criterios de representación de las incidencias que se pueden originar son las siguientes:

- a. Representación de elementos en servicio que se encuentran permanentemente inaccesibles.

Puede ocurrir en algún momento del trabajo que los operarios que nos acompañan durante la elaboración de la misma nos alerten sobre la existencia de elementos que se encuentran inaccesibles. Suelen ser elementos que se encuentran enterrados porque han asfaltado sobre la tapa del pozo en el que se encuentra ubicado, elementos que se encuentran bajos escombros de una obra, etc.

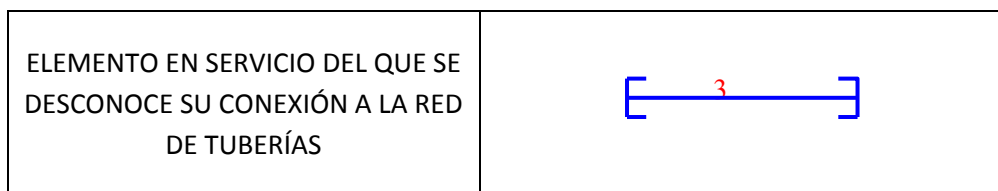
En este caso procederemos a intentar localizar la tapa de registro haciendo uso de un equipo de localización de tapas metálicas y en la cartografía se procederá a inscribirlo en un cuadrado de color rojo.



**Figura N°19** Incidencia. Elemento inaccesible.

- b. Representación de elementos en servicio de los que se desconoce su conexión a la red de tuberías.

Puede llegar a haber casos en que visualicemos en campo elementos en servicio de los que desconozcamos por completo dónde se conectan a la red de tuberías y que la cartografía “hidráulica” (sectorización) tampoco nos indique dicha conexión. En este caso se procederá a dibujarlo en la cartografía en un pequeño tramo de tubería acotado por dos bridas ciegas (tapones).



**Figura N°20** Incidencia: elemento con conexión desconocida.

Además se procederá a indicar esta circunstancia en la hoja de observaciones del plano.

#### 4.3.1.8.9 Acotaciones de elementos

La ubicación de los elementos se realizará con acotaciones de cinta métrica a puntos del terreno que aparezcan representados en la base cartográfica. Siempre que sea posible, los elementos se acotarán directamente en el plano de campo, teniendo la precaución de que la representación de la acotación no impida ver correctamente el resto de la cartografía (tuberías, elementos, etc.) o de la base urbana (nombres de calles, números de portal, etc.). En este caso, las acotaciones se representarán en el reverso de la ficha, en el apartado Croquis.

En el caso de que el elemento se encuentre situado dentro de un pozo de registro el origen de la acotación será siempre el centro de la tapa del registro donde se encuentre el elemento. En el caso de elementos situados en el exterior se tomará como origen de acotación el centro del cuerpo del elemento.

Las acotaciones se referenciarán siempre a elementos fijos o singulares existentes que estén, y esto es fundamental, representados en la base urbana de que se disponga.



Es muy importante que a la hora de realizar un croquis de acotación de un elemento se tenga presente la información (líneas de fachada, divisorias de fachada, etc.) que viene representada en el plano de campo y, si es posible, que sea esa información la que utilicemos como referencia para acotar los elementos.

Esta recomendación viene justificada porque cuando los responsables de la delimitación procedan a digitalizar los planos de campo no va a poder localizar otras referencias de acotación que las que se reflejan en los planos y, como consecuencia, resultará imposible para nuestros compañeros poder interpretar a qué referencia se ha acotado el elemento.

Ahora bien, cuando ninguna de las referencias fijas de acotación observadas en la realidad esté representada en la base cartográfica no habrá otro remedio que acotar a referencias no plasmadas en planos.

Al menos se realizarán dos acotaciones para cada elemento, aunque cuando sea necesario se realizarán triangulaciones (3 acotaciones) para ubicarlo correctamente.

Las líneas de acotación se representarán con trazado continuo con flechas en ambos extremos, una de las cuales estará situada claramente sobre el origen de acotación y la otra claramente sobre la referencia de acotación. Las acotaciones vendrán expresadas en metros, con precisión de centímetro.

Dado que las acotaciones a realizar dependen de la escala y calidad de la base cartográfica disponible (por ejemplo, en una base a escala 1/5000 no es frecuente que vengan representadas las aceras o las divisorias de edificios) no se puede establecer unos criterios de acotación fijos, aunque de forma orientativa se pueden enunciar los siguientes:

Las coordenadas polares se utilizarán en zona rústica y en zona urbana, generalmente, cuando los elementos se encuentren en esquinas de calles.

Las coordenadas cartesianas se utilizarán en zona urbana, generalmente, cuando el elemento se encuentre en medio de un tramo de calle, lejos de las esquinas de edificios, y no se pueda acotar a divisorias de edificios.

En los croquis de las fichas técnicas se incluirá la información necesaria para poder interpretar perfectamente la acotación realizada, que, como mínimo será:



**Figura N°21** Acotación en coordenadas polares

- Símbolo del elemento acotado.
- Código de campo del elemento acotado.
- Referencias de acotación: fachadas o divisorias de edificios, línea de acera, etc.
- Tubería donde se encuentra el elemento, especificando su diámetro y material. En caso de que se encuentre próximo a un cruce de tuberías se especificará el diámetro y material de cada una de ellas.
- Nombre de la calle donde se encuentra el elemento. En caso de que se encuentre en un cruce de calles especificar el nombre de ambas.
- Número de portal junto o frente al cual se halla el elemento acotado o nombre del edificio si este es singular.



**Figura N°22** Acotación en coordenadas cartesianas

#### 4.3.1.8.10 Acotación de acometidas

En cuanto a las acometidas, de cada una de ellas se procederá a inventariar su punto aproximado de conexión con la tubería matriz y el inmueble o parcela que abastece, quedando dicha información plasmada únicamente en planos.



**Figura N°23** Ejemplo de dibujo de acometidas en plano de campo

### 4.3.2 Instalaciones Singulares

De cada instalación singular (tanque, estación de bombeo, etc.) se procederá a realizar un esquema de detalle, donde estén representados la totalidad de los elementos que lo componen (cada uno de los cuales contará con su propia ficha de inventario) y los datos de explotación que se obtengan durante el inventariado. También se realizará un reportaje fotográfico de la totalidad de estas instalaciones.

Al igual que ocurría con las tuberías y elementos, parte de la información a recoger de cada instalación singular quedará plasmada en planos y parte sobre fichas diseñadas para tal fin.

En este caso, sobre los planos quedará reflejada la información concerniente a su denominación y ubicación, la cual debería estar resuelta ya que, teóricamente, el edificio correspondiente a dicha instalación aparecería representado en la base cartográfica. De no ser así, se representaría éste de modo aproximado sobre el plano de campo.



**Figura N°24** Ejemplo de esquemas y fotografías de instalaciones singulares.

#### 4.3.2.1 Ficha técnica de inventario de tanques

TANQUE:		FECHA DE EFECTUACIÓN: / /	
<b>UBICACIÓN</b>		<b>ENTRADAS A DEPÓSITO</b>	
SECTOR: <input type="text"/> MUNICIPIO: <input type="text"/> PLANO: <input type="text"/> VÍA: <input type="text"/>		NIVEL DE DEPÓSITO: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<b>PROPIEDAD</b>		<b>CROQUIS HIDRÁULICO</b>	
TITULARIDAD: <input type="checkbox"/> PÚBLICA <input type="checkbox"/> PRIVADA <input type="checkbox"/> PROPIETARIO: <input type="text"/>			
<b>CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS</b>			
TIPO DE DEPÓSITO: <input type="checkbox"/> SUPERFICIE <input type="checkbox"/> EN CANTONAMIENTO <input type="checkbox"/> EN PARED <input type="checkbox"/> EN FONDO MATERIAL: <input type="checkbox"/> CONCRETO <input type="checkbox"/> HERRAJE <input type="checkbox"/> ALBAÑILERÍA <input type="checkbox"/> OTRO: <input type="text"/>		<b>SALIDAS DE DEPÓSITO</b>	
VOLUMEN: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> ANCHURA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> PROFUNDIDAD: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>		ESTADO: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<b>ESTADO DE CONSTRUCCIÓN - FUNCIONAMIENTO</b>		SALIDA POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
ESTADO DE CONSTRUCCIÓN: <input type="checkbox"/> EN CONSTRUCCIÓN <input type="checkbox"/> EN USO <input type="checkbox"/> EN REPARACIÓN <input type="checkbox"/> EN ABANDONO ESTADO DE FUNCIONAMIENTO: <input type="checkbox"/> BUENO <input type="checkbox"/> REGULAR <input type="checkbox"/> MALO <input type="checkbox"/> EN REPARACIÓN <input type="checkbox"/> EN ABANDONO		CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<b>OTROS DATOS - DETALLE DE EXPLORACIÓN</b>		CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<b>TRAMITACIÓN ASMA</b>		CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<input type="checkbox"/> SIN ASMA <input type="checkbox"/> CON ASMA <input type="checkbox"/> SIN ASMA <input type="checkbox"/> CON ASMA <input type="checkbox"/> SIN ASMA <input type="checkbox"/> CON ASMA <input type="checkbox"/> SIN ASMA <input type="checkbox"/> CON ASMA <input type="checkbox"/> SIN ASMA <input type="checkbox"/> CON ASMA <input type="checkbox"/> SIN ASMA <input type="checkbox"/> CON ASMA		CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<b>FECHA DE CONSTRUCCIÓN (al momento)</b>		CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	
<b>RESEÑA</b>		CONTROLADO POR: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	

Figura N°25 Ficha técnica de inventario de tanques.

#### 4.3.2.1.1 Instrucciones para rellenar la ficha de inventario de tanques.

- Apartado “TANQUES”:

Se anotarí el nombre del tanque inventariado.

- Apartado “UBICACIÓN”:

En este apartado se registrarí la información referente a la ubicación del tanque.

- ✓ Sector/Distrito/Zona: zona dentro de la cual está situado el tanque.
- ✓ Vía/Municipio: vía donde se halla el tanque.
- ✓ Plano: número del plano de campo donde se encuentra representado el tanque.

- Apartado “PROPIEDAD”:

- ✓ Titularidad: apartado donde se indicaría si la titularidad del tanque es pública o privada.
- ✓ Propietario: ente público, empresa o particular a quien pertenece el tanque.

- Apartado “CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS”:

En este apartado se recogerí la información referente a las características técnicas del tanque.

- ✓ Tipo: tipo de tanque atendiendo a su posición relativa a la superficie.
- ✓ Material: material con el que está construido el tanque.

- 
- ✓ Volumen (m<sup>3</sup>): volumen del tanque expresado en metros cúbicos.
  - ✓ N° vasos: número de vasos que posee el tanque.
  - ✓ Cota solera (m): valor de la altitud de la solera del tanque expresada en metros.
  - ✓ Reserva incendios: en este apartado se indicaría si el tanque posee o no reserva para incendios.
  - ✓ Volumen reserva incendios (m<sup>3</sup>): volumen de la reserva de incendios del tanque expresado en metros cúbicos en el caso de que la posea.

- Apartado “ESTADO DE CONSERVACIÓN / FUNCIONAMIENTO”:

En este apartado se recogería la información referente al estado del tanque.

- ✓ Año de construcción: año en el que fue construido el tanque.
- ✓ Año última reparación: año en el que fue reparado por última vez el tanque.
- ✓ En servicio: apartado en el que se indicaría si el tanque está o no en servicio.
- ✓ Conservación exterior: apartado en el que se marcaría el estado de conservación del tanque.
- ✓ Conservación cámara llaves: apartado en el que se marcaría el estado de conservación de la cámara de llaves del tanque.

- Apartado “DIMENSIONES / RÉGIMEN EXPLOTACIÓN”:

- ✓ Planta: forma geométrica de la planta del tanque.
- ✓ Dimensiones: dimensiones del tanque y alturas máximas y mínimas de la lámina de agua expresadas en metros.

- Apartado “TRATAMIENTO AGUA”:

En este apartado se marcará el lugar donde es tratada el agua que se almacena en el tanque, especificando según requieren las casillas de la ficha atendiendo al caso en cuestión.

- ✓ Calidad del agua (a juicio del gestor): apartado en el que se indicará la calidad del agua a juicio del gestor.
- ✓ Dosificación de reactivos: apartado en el que marcará si la dosificación del producto utilizado es manual o automática.
- ✓ Tipo de reactivo: apartado en el que el tipo de reactivo utilizado para el tratamiento del agua.

- Apartado “PRUEBA ESTANQUEIDAD”:

En este apartado se registrarán los datos referentes a la prueba de estanqueidad en el caso de que su realización fuera procedente.

✓ Inicio prueba: apartado en el que se registrarán los datos iniciales de la prueba.

✓ Final prueba: apartado en el que se registrarán los datos finales de la prueba.

- Apartado "OBSERVACIONES":

En este apartado se indicarían todas las incidencias o datos que pudieran considerarse de interés para el trabajo y que no hubiesen sido recogidas en los diferentes campos de la ficha.

- Apartado "FECHA DE REALIZACIÓN":

Todas las fichas presentarán en este campo la fecha de realización en campo.

- ENTRADAS A DEPÓSITO:

En las diferentes casillas del cuadro de este apartado se registrará información acerca de las tuberías que constituyan las entradas al tanque.

- CROQUIS HIDRÁULICO:

En este espacio cuadrículado del reverso de las fichas de inventariado de tanques se representaría el croquis hidráulico con las entradas y salidas del tanque y los elementos presentes en la cámara de llaves que permiten la regulación del mismo.

- SALIDAS DE DEPÓSITO:

En las diferentes casillas del cuadro de este apartado se registrará información acerca de las tuberías que constituyan las salidas del tanque.

## 4.3.2.2 Ficha técnica de estaciones de bombeo o grupos de presión.

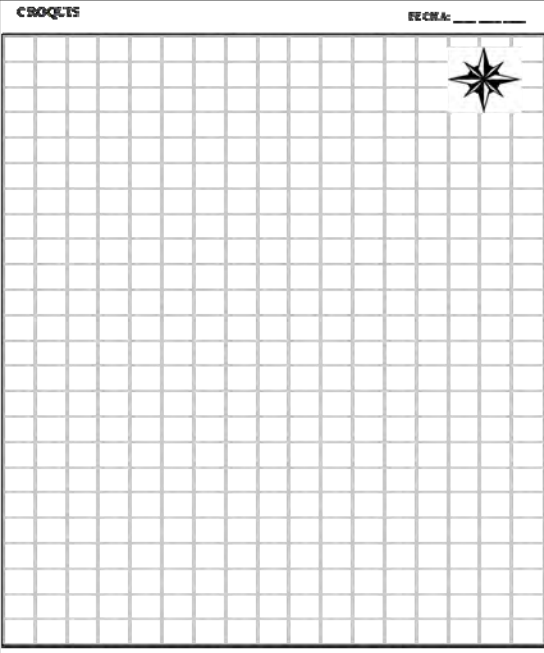
ESTACIÓN BOMBE O/ GRUPO PRESIÓN:		CROQUIS	
<b>UBICACIÓN</b> MUNICIPIO: _____ BARBOSA: _____ PLANO: _____ SECTOR: _____ VÍA: _____		FECHA: _____ 	
<b>CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS</b> Nº BOMBAS: _____ SITUACIÓN: <input type="checkbox"/> EN PARALELO <input type="checkbox"/> EN SERIE <input type="checkbox"/> EN SERIE-1 <input type="checkbox"/> EN SERIE-2 CON. BOMBAS (P): _____ POTENCIA (KW): _____ T.M.A.: _____ SERVICIO: _____ C.A.P.: _____ SERVICIO: _____ C.A.P.: _____			
<b>ESTADOS OPERACIONALES-AMBIENTALES</b> Nº SERVICIOS: _____ OPERACIÓN: <input type="checkbox"/> NORMAL <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO			
<b>RESERVA OPERACIONAL</b> <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO			
<b>RESERVA OPERACIONAL</b> <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO			
<b>RESERVA OPERACIONAL</b> <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO <input type="checkbox"/> EN SERVICIO		Nº BOMBAS POR: _____ CON. PRESIÓN: _____ SERVICIO: _____ Nº BOMBAS POR: _____ CON. PRESIÓN: _____ SERVICIO: _____ Nº BOMBAS POR: _____ CON. PRESIÓN: _____ SERVICIO: _____ Nº BOMBAS POR: _____ CON. PRESIÓN: _____ SERVICIO: _____	

Figura N°26 Ficha técnica de inventario de estaciones de bombeo.

## 4.3.2.2.1 Instrucciones para rellenar la ficha de inventario de estaciones de bombeo.

- Apartado “ESTACIONES DE BOMBEO O GRUPOS DE PRESIÓN”:

En este apartado se anotaría el nombre de la estación de bombeo o grupo de presión inventariado.

- Apartado “UBICACIÓN”:

En este apartado se registraría la información referente a la ubicación de la instalación.

- ✓ Distrito/Sector/Zona: zona dentro de la cual está situado el bombeo.
- ✓ Vía/municipio: vía donde se halla el bombeo.
- ✓ Plano: número del plano de campo donde se encuentra representado el bombeo.

- Apartado “CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS”:

Este apartado se registrará la información referente a las características de la instalación.

- ✓ Nº Bombas: número de bombas de las que dispone la estación.
- ✓ Situación: en este apartado se marcará la situación de las bombas.



- 
- ✓ Instalación: en este apartado se indicará si las bombas están instaladas en serie o en paralelo.
  - ✓ Cota bombeo (m): altitud del bombeo expresada en metros.
  - ✓ Potencia (CV): potencia total y de servicio de las bombas expresada en CV.
  - ✓ Velocidad bombas: en este apartado se indicará si la velocidad de las bombas es fija o variable.
  - ✓ Depósito succión: en este apartado se indicará el bombeo tiene o no depósito de succión, y en caso afirmativo su volumen expresado en metros cúbicos.

- Apartado “ESTADO DE CONSERVACIÓN / FUNCIONAMIENTO”:

En este apartado se recogería la información referente al estado de la instalación.

- ✓ En servicio: apartado en el que se indicaría si la instalación está o no en servicio.
- ✓ Conservación instalación: apartado en el que se marcaría el estado de conservación de la instalación.
- ✓ Conservación equipos: apartado en el que se marcaría el estado de conservación de la cámara de los equipos presentes en la instalación.

- Apartado “RÉGIMEN EXPLOTACIÓN”:

Apartado en el que se indicará el tipo de control de las bombas, y los límites de arranque y parada de las mismas.

- Apartado “ELEMENTOS”:

En este apartado se registrará la información referente a las características técnicas de los elementos específicos presentes en la instalación.

- ✓ Bombas: código identificativo y datos técnicos de la bomba.
- ✓ Calderines: código identificativo y datos técnicos del calderín.

- Apartado “OBSERVACIONES”:

En este apartado se indicarán todas las incidencias o datos que pudieran considerarse de interés para el trabajo y que no hubiesen sido recogidas en los diferentes campos de la ficha.

- Apartado “FECHA DE REALIZACIÓN”:

Todas las fichas presentarán en este campo la fecha de realización en campo.

- Apartado “CROQUIS”:

En este espacio cuadrículado del reverso de las fichas de inventariado de estaciones de bombeo se representaría el croquis hidráulico con las entradas y salidas, y los elementos presentes en la instalación.

---

#### 4.3.2.3 Elaboración de esquemas de detalle

Distinguiremos dos tipos de esquemas de detalle: esquemas de detalle de red y esquemas de detalle de instalaciones singulares del abastecimiento. En ambos se deberá dejar constancia de la orientación del esquema de detalle realizado para una mejor interpretación del mismo por parte del Departamento de Delineación. Para ello se ha incluido en cada ficha de esquema una rosa de los vientos en su ángulo superior derecho, donde será de obligado cumplimiento indicar la posición del Norte Geográfico mediante el trazado de una N mayúscula en la dirección que corresponda.

#### 4.3.2.4 Esquemas de detalle de red

Si no fuese posible ubicar correctamente sobre el plano un elemento situado en la red de abastecimiento (generalmente por una aglomeración de elementos en espacio reducido, lo que impide la correcta visualización de los mismos, de las tuberías donde se encuentran instalados y de las etiquetas identificativas) se realizarán esquemas de detalle donde quede representada con claridad su situación.

En el caso de ser necesaria la elaboración de esquemas de detalle de red se seguirá la siguiente metodología:

- A cada esquema de detalle se le denominará con una letra mayúscula (Esquema A, Esquema B, etc.).
- Con objeto de señalar en el plano la zona de la cual se ha hecho un detalle de red se trazará un círculo que inscriba aproximadamente dicha zona y se escribirá junto a él, en color rojo, el texto ESQUEMA <Nombre de esquema>.
- En el caso de que el esquema se dibuje sobre el propio plano (pero nunca fuera del recuadro de dibujo) esté irá en una zona en que no dificulte la visión del resto de la cartografía. En los esquemas deberá figurar de forma clara su denominación.
- En el caso de que sea necesario realizar el esquema fuera del plano se hará uso de las FICHAS DE ESQUEMA diseñadas para tal efecto, rellenándose obligatoriamente la totalidad de datos de ubicación recogidos en ella.
- Siempre que se realice un esquema se pondrá especial atención en la conexión entre la red dibujada en dicho esquema y la existente en el plano que lo contiene con motivo de evitar confusiones y posibles errores a la hora de la digitalización.

#### 4.3.2.5 Esquemas de detalle de instalaciones singulares.

Se realizará obligatoriamente un esquema de detalle de todas las instalaciones singulares existentes en el abastecimiento (depósitos y estaciones de bombeo). Estos esquemas se realizarán siempre haciendo uso de las FICHAS diseñadas para tal efecto, rellenándose obligatoriamente la totalidad de datos de ubicación y datos técnicos recogidos en ellas.

Para la elaboración de esquemas de detalle de instalaciones singulares se seguirá la siguiente metodología:

- A cada esquema de detalle se le denominará con el nombre propio de la instalación inventariada (Esquema del TANQUE SAN CRISTOBAL, etc.).
- Con objeto de señalar en el plano la ubicación del esquema de la instalación singular se trazará un círculo que inscriba aproximadamente dicha zona y se escribirá junto a él, en color rojo, el texto ESQUEMA <Nombre de instalación>.
- Para una mejor interpretación y digitalización de los esquemas de detalle, en este se representará la obra civil de la instalación (muros exteriores, muros de los vasos, muros de la cámara de llaves), quedando de esta forma clara constancia de la situación de los elementos. También se realizarán cuantas aclaraciones sean precisas para dicho fin. Es de vital importancia que el esquema deje claro las correspondencias entre las conducciones que aparecen en el propio esquema y en el plano.

Además, será obligatoria la realización de un reportaje fotográfico de cada instalación singular: fotos exteriores del recinto (obra civil del depósito o de la estación de bombeo), fotos del interior de la instalación (cámara de llaves), fotos de detalle de sus componentes (caudalímetros, válvulas de llenado de depósito, bombas, etc.).

Es imprescindible para el posterior control de calidad que los propios técnicos de campo y la dirección técnica deben llevar a efecto, que se rellenen todos los campos contenidos en las fichas y si alguno no es posible rellenarlo se deberá dejar constancia de que no se ha pasado por alto.

Por eso, se adopta el criterio de que todo aquel campo que no pueda ser rellenado será tachado con una doble línea inclinada y, siempre que sea posible, se justificará la razón de no poder rellenarlo.

#### **4.3.3 Elaboración de la Cartografía “hidráulica” de la red**

Consiste en conocer la interconexión hidráulica de las distintas tuberías que la conforman. Estas conexiones entre tuberías sólo se pueden determinar mediante la sectorización de red. Este procedimiento consiste en maniobrar los elementos de corte (válvulas de seccionamiento) que se encuentren en buen estado operativo con objeto de aislar zonas concretas (sectores) del resto de la red.

Una vez supuestamente aislado el sector se debe comprobar si carece o no de agua, bien mediante la manipulación de los elementos de extracción (bocas de riego, hidrantes, desagües) instalados en su interior o bien comprobando dicho extremo en las viviendas de los abonados.

---

La ausencia de agua en el sector nos indicará que las conexiones supuestas en la cartografía “física” elaborada son correctas. El caso contrario será señal de la existencia de conexiones no localizadas o de errores de cartografiado en las conexiones supuestas.

#### **4.3.4 Control de Calidad de Trabajo de Campo**

Una vez realizado el trabajo diario de campo se pondrá en orden la información gráfica y alfanumérica inventariada y se comprobará que se ha realizado de forma completa y satisfactoria la captura de datos. Es fundamental que este trabajo se lleve a diario, dado que si surge alguna duda en el control de calidad se puede aclarar al día siguiente además de permitir un control de la evolución de los trabajos realizados.

El control de calidad consistirá en la realización de diversas actividades, que se mencionan a continuación:

##### **4.3.4.1 Puesta a limpio de los planos**

Si los planos elaborados “in situ” no son lo suficientemente claros (cosa que ocurrirá a menudo) para su posterior interpretación por el Departamento de Delineación se procederá a ponerlos en limpio. Para ello, se procederá a traspasar la información de los planos de trabajo a los planos que se entregarán al finalizar el trabajo al director de proyecto para ser digitalizados.

Ahora bien, el sustancial beneficio que podemos obtener al disponer de unos planos de campo perfectamente entendibles se puede perder en el momento que se omite alguna información al traspasarla de un plano a otro.

Por ello, cuando para realizar el trasvase de información entre planos, se procederá a subrayar en los planos de campo con un rotulador fluorescente la información gráfica (trazado de tuberías, símbolos de elementos, etc.) y alfanumérica (diámetro y material de tuberías, claves de elementos, nombres de calles, números de policía, etc.) que se vaya traspasando, de tal forma que una vez acabado el traspaso se pueda comprobar si se ha olvidado alguna información.

Por supuesto, se deberá comprobar que los datos alfanuméricos recogidos son correctos (concordancia entre materiales y diámetros comerciales de tuberías, etc.), la concordancia entre las características de tuberías situadas en más de un plano, etc.

##### **4.3.4.2 Comprobación de la información contenida en fichas y esquemas**

Una vez realizado el trabajo anterior, se procederá a comprobar la información gráfica y alfanumérica contenida en las fichas de inventario de elementos y en los esquemas elaborados, tanto de instalaciones singulares como de detalle de zonas de red.

Las comprobaciones deberán ser las siguientes:

- 
- Se deberá comprobar que cada elemento dispone de su ficha de inventario.
  - Se deberá comprobar que los campos a inventariar de cada elemento están rellenos y, en el caso de que no sea así, comprobar que queda perfectamente justificado el por qué no se ha podido obtener la información requerida. Se prestará especial atención a la concordancia entre el tipo de elemento y su diámetro comercial.
  - Verificación del croquis de acotación del elemento, comprobando que aparecen los datos suficientes para su interpretación.
  - Es muy importante, ya que hasta la fecha se han producido múltiples problemas con ello, que las referencias fijas de acotación que se hayan utilizado aparezcan claramente identificables en la base cartográfica y si no se deberá dibujar con toda la claridad que sea posible las nuevas referencias acotadas a otras referencias que sí aparezcan en la base cartográfica.

#### 4.3.4.3 Conexión entre planos colindantes.

Se verificarán las zonas limítrofes de cada plano, comprobando que el número de tubos y su correspondencia coinciden en planos contiguos. Se pondrá especial atención en los casos en los que se estén considerando planos de diferentes escalas. Siempre se dibujará sobre el plano de escala mayor del que se disponga, dibujando la red exclusivamente en un plano mientras este refleje la zona en la que se está trabajando. En el momento que no se disponga de ningún plano de esa escala, se pasaría a dibujar sobre los planos de escala inmediatamente menor, sin repetir tramos de red, e indicando en las zonas limítrofes de ambos planos el número o clave de plano contiguo donde continúen las conducciones.

Es muy importante no dibujar tramos de red por duplicado en planos de diferente escala, ya que se podría medir por duplicado las longitudes cartografiadas diariamente con el consecuente error en el control de los trabajos. Por ejemplo, si una determinada zona de trabajo aparece en planos de escala 1/500, y como será lógico, también aparece en el plano 1/2000, se dibujará la red en los primeros hasta su límite, y a partir de éste se rotularán sobre el plano 1/2000.

#### 4.3.4.4 Coordinación con la Dirección del Proyecto

Durante la ejecución de los trabajos de campo para la elaboración del catastro de redes de acueducto se propone mantener reuniones quincenales con los coordinadores del trabajo determinando las zonas de actuación para las semanas siguientes y la resolución de dudas que hayan podido surgir durante las semanas anteriores.

Así mismo se determinarían las zonas más conflictivas para trabajar entre el tráfico, con objeto de que dicha empresa informe de las zonas de trabajo a las Fuerzas de Seguridad competentes

---

y solicite la colaboración de uno de sus agentes en aquellas calles en que, por su importancia o su gran intensidad de tráfico, presenten una notable dificultad para desarrollar correctamente los trabajos de inventariado.

Se identificarán además:

- las redes que NO son objeto de catastro
- las válvulas u otros elementos que NO se deban manipular bajo ningún concepto.

También redundaría en la calidad del trabajo la posibilidad de que nuestros técnicos especialistas pudiesen mantener una reunión semanal con capataces expertos conocedores de las redes a inventariar, para aclarar aquellas dudas que hayan podido surgir durante el trabajo diario.

#### 4.3.4.5 Documentación Resultante del Trabajo de Campo

Una vez finalizado el trabajo y realizado el control de calidad, la documentación que se deberá entregar a la dirección técnica de proyecto será:

- Planos de campo del sistema de abastecimiento.
- Esquemas de detalle, tanto de instalaciones singulares (depósitos, bombeos, etc.) como de red.
- Reportaje fotográfico de las instalaciones singulares del abastecimiento, perfectamente identificadas. Para ello se numerarán por el reverso las fotos y se entregará un listado con la explicación de cada una de ellas (por ejemplo, municipio, núcleo de población y nombre de depósito).
- Fichas de inventariado de elementos.
- Informe sinóptico del sistema inventariado, donde se incluya un esquema general del abastecimiento, tipo de red inventariada, problemas existentes en la red que hayan manifestado los operarios, año aproximado de instalación de tuberías de distintos materiales, roturas más frecuentes y causas de ello, falta o exceso de presión de agua en alguna zona de red, etc.
- Documentación auxiliar que se haya utilizado en la elaboración de la cartografía e inventariado del sistema de abastecimiento.
- Callejero de las zonas urbanas incluidas en la zona de trabajos.

Para un mejor control de la información entregada, cada uno de los planos de campo realizados se entregará dentro de una funda portaplanos transparente, que también

contendrá las fichas de esquemas de detalle y la totalidad de las fichas de elementos asociados al plano en cuestión. Además, en cada funda se incluirá, en lugar visible, una hoja resumen en la que figure el contenido de la misma, según el modelo que se adjunta. También se incluirá una hoja de observaciones con todas las incidencias y datos comentados en este manual.

#### **4.4 Catastro informatizado de las redes de acueducto**

Una vez finalizada realizado el control de calidad de la información obtenida durante los trabajos de catastro de redes, se procederá a la digitalización de la totalidad de la información gráfica y alfanumérica contenida en cada plano, la cual habrá quedado plasmada tanto en el propio plano, como en las fichas técnicas de elementos y esquemas de detalle asociados a él.

La digitalización del catastro de redes dará comienzo mediante la grabación de todos los datos de tuberías, elementos y acometidas contenidos en los planos de campo, es decir, se comenzará situando sobre la base cartográfica de referencia la totalidad de los componentes inventariados e introduciendo las informaciones escritas sobre los planos.



**Figura N°27** Digitalización del catastro de redes de acueducto

Luego se introducirán en la aplicación GIS los datos recogidos en las fichas de inventariado de elementos.

Por último, se procederá a la introducción y asociación del reportaje fotográfico de las instalaciones y elementos singulares dentro de la aplicación GIS.

#### **4.4.1 Control de Calidad en Digitalización**

##### **4.4.1.1 Fases de control de calidad**

El control de calidad se llevará a cabo por medio de dos fases de chequeo.

- Por una parte, se verificará una serie de aspectos unidos a la consistencia geométrica del sistema y otras características del mismo como pueden ser la correcta representación de los elementos en la cartografía según los estándares definidos, la correcta introducción de los datos requeridos en el sistema, etc.

- Por otra parte, se realizará el control de aspectos únicamente relacionados con la red de abastecimiento, que fundamentalmente consistirán en la verificación de la coherencia de los datos incluidos en el sistema (diámetros, materiales y otras características de conductos y elementos de la red) y otras revisiones acerca del trazado y conexiones de las conducciones.

Los chequeos a realizar consistirán fundamentalmente en:

- Chequeos visuales de la red;
- Consultas sobre los datos del sistema.

Los chequeos visuales harán referencia fundamentalmente a las tuberías, aunque también se verificarán los restantes elementos del sistema (válvulas, depósitos, etc.). Habrá que comprobar como mínimo los siguientes aspectos:

ASPECTOS DE LA RED A COMPROBAR EN EL CONTROL DE CALIDAD
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Conexión de los conductos que forman la red.</li> <li>▪ Trazado lógico de las conducciones.</li> <li>▪ Ubicación coherente de los elementos.</li> <li>▪ Coherencia en las conexiones de los detalles (incluidas cámaras de llaves de depósitos).</li> <li>▪ Coherencia en los datos de las conducciones.</li> <li>▪ Coherencia en el tipo de red.</li> </ul>

**Tabla Nº 5** Control de calidad n la red.

Los chequeos alfanuméricos de la red de abastecimiento se llevarán a cabo mediante una serie de consultas sobre la base de datos que forma parte del GIS, para detectar posibles errores en los datos introducidos procedentes de las fases de elaboración de la cartografía u omisiones de los mismos. Dichas consultas pueden ser realizadas mediante las herramientas propias del GIS o en el entorno de otro programa que gestione bases de datos.

#### 4.4.1.2 Documentación Resultante del Control de Calidad

Durante el control de calidad de la cartografía de la red se irán realizando una serie de anotaciones que, una vez finalizado el proceso, darán como resultado un informe donde estarán detallados todos los puntos dudosos de la red (datos que no han sido registrados, posibles errores en los datos, etc.) localizados en cada uno de los chequeos que componen el



control. Dicho modelo debe ser modificado en función de las características de cada proyecto, añadiendo los apartados oportunos para anotar las incidencias de los chequeos específicos del trabajo en cuestión.

#### 4.4.1.3 Modificaciones en la Red

En cada una de las fases del control de calidad se irán cotejando las incidencias encontradas con la documentación de campo (planos y fichas), procediendo a realizar las modificaciones oportunas siempre que se trate de errores en la fase de digitalización, es decir, si el dato introducido en el sistema sea diferente al recogido en campo. A la hora de realizar esto se debe verificar que los nuevos datos introducidos sean coherentes, de lo contrario se anotarán como incidencia. Aquellos puntos que no puedan ser aclarados mediante la consulta de la documentación de campo serán los que pasean a formar parte del informe comentado en el apartado precedente.

El informe resultante del control de calidad será trasladado al técnico o técnicos de campo que elaboraron la cartografía en campo, para que estos revisen las incidencias anotadas y procedan a las aclaraciones oportunas.

Las modificaciones que se deban realizar especificadas por el técnico de campo serán facilitadas por éste al para dichos cambios.

## 4.5 Recursos materiales

### 4.5.1 Instalaciones principales

Para la gestión y realización de un proyecto de catastro de redes es fundamental contar con una estructura sólida que sea ubicada en oficinas amplias y representativas que aseguren elevados rendimientos y eficiencias también en momentos de máxima producción.

### 4.5.2 Vehículos

Para el desplazamiento de los técnicos de campo y para la movilidad en general del personal involucrado en un proyecto de este tipo, se considera oportuno contar con camionetas pick up, que garantizan mucha versatilidad tanto en trazados urbanos como en caminos no pavimentados.

### 4.5.3 Equipos de campo

Los equipos que se consideran necesarios para el levantamiento en campo de las redes de abastecimiento son los siguientes:

- Localizador de tuberías no metálicas
- Localizador de tapas de registro metálicas

- Localizador de tuberías metálica
- Varillas Acústicas: Geófono ligero
- Georadar
- Pruebas hidráulicas

#### **4.5.4 Equipos de señalización y seguridad**

Todo el personal participante en los trabajos de catastro de las redes tendrá que ir perfectamente equipado e identificado con el objetivo de que la población tenga conocimiento de los trabajos que se están llevando a cabo para la mejora de su acueducto.

Otro aspecto que queremos destacar en este punto es que en todos los trabajos a realizar para la obtención del catastro se seguirá lo dispuesto en la Normativa de Seguridad y Salud que sea de aplicación, más teniendo en cuenta aspectos tan importantes como que buena parte de las tuberías a inventariar discurren bajo zonas de tráfico rodado, lo que puede significar un peligro para la integridad de nuestros trabajadores si no se adoptan las medidas pertinentes.

Es muy importante resaltar que cada brigada contará con los medios necesarios para la seguridad al encontrarse expuesto al tránsito vehicular. Además se contará con material de señalización para elementos de red enterrados, como se especifica a continuación:

- Conos de seguridad
- Chalecos reflectantes
- Pares de guantes
- Franelas color blanco con distintivos (ingenieros)
- Franelas color azul con distintivos (auxiliares)
- Identificaciones
- Cintas métricas de 30 metros
- Cintas métricas de 7 metros
- Linternas
- Pintura de señalización

Cada una de las brigadas contará además con el siguiente material básico para la correcta ejecución de su trabajo:

- Instrucciones y especificaciones técnicas para la elaboración del catastro en campo, así como para la realización de los pertinentes controles de calidad a realizar posteriormente sobre los datos capturados.

- Planos de la cartografía de redes de acueducto de la Zona de Actuación, que servirán, a meros efectos de orientación, para la realización de los trabajos de catastro de campo.
- Dos copias de cada plano de base cartográfica de sus zonas propias a inventariar.
- Cuadernos de fichas temáticas para llevar a cabo el catastro de las instalaciones singulares, tuberías y elementos presentes en el sistema de abastecimiento.
- Útiles de escritura y dibujo.
- Herramientas auxiliares para la apertura de pozos de registros y medición de distancias para la acotación de elementos.
- Elementos para la señalización a automovilistas y peatones de la zona donde se están desarrollando los trabajos y, en caso imprescindible, para el desvío del tráfico rodado.



## **ANEXO II**

Metodología para el levantamiento del padrón de usuarios de un sistema de abastecimiento de agua potable



## **1 OBJETO**

En este anexo se describe la metodología propuesta para realizar una campaña de levantamiento de datos relativa al padrón de usuarios de un sistema de abastecimiento de agua potable.

Para la metodología presentada en este anexo se ha tomado como referencia la propuesta desarrollada por la empresa WASSER S.A.E. para el “Proyecto De Optimización De Los Servicios De Abastecimiento De Tegucigalpa Y Renovación De Las Redes De Distribución De Las Colonias 15 De Septiembre Y 21 De Octubre De Tegucigalpa”.

## **2 PADRÓN DE USUARIOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO**

La base en que se fundamenta la gestión comercial de una empresa gestora de un abastecimiento es el levantamiento del Padrón (o catastro) de Usuarios. Es imposible realizar una gestión eficaz si no se conoce quienes son los clientes.

El Catastro de Usuarios, que se deriva del latín “capitastrum” implica registro, y debe estar apoyado en una base cartográfica que posibilite la ubicación de las redes e instalaciones de forma rápida, sencilla y precisa (Manual ERSAPS, 2007).

Según el Ente Regulador de los Servicios de agua Potable y Alcantarillado de Honduras (ERSAPS) el catastro es importante para:

- Determinar la ubicación exacta y referenciada de cada uno de los usuarios o conexiones de los sistemas que se abastecen de agua y descargan aguas residuales a cuerpos receptores.
- Contar con una radiografía integral y actualizada de la cantidad y características de los usuarios, base fundamental para cualquier actividad comercial.
- Posibilitar el proceso de diagnóstico de los consumos de agua por categoría de usuarios, y poder retroalimentar al área de operación y mantenimiento en la demanda requerida en los sectores de operación.
- Conocer todo lo referente a los detalles técnicos de la conexión, categoría de usuario, hábitos de consumo, comportamiento histórico de los mismos.
- Realizar análisis, evaluación, formulación y desarrollo de consumos por usuario, por grupo de usuarios en forma zonal o bien por agrupación según categoría de usuarios, y en todos los casos, formulación de histogramas de consumos por zonas de operación o zonas de catastro.
- Elaboración de planes de desarrollo, planes de ordenamiento territorial y para la formulación y evaluación de proyectos de inversión.

El objeto, por tanto, de realizar el Catastro de Usuarios, será determinar donde se encuentran todos y cada uno de los clientes del abastecimiento, actualizando y depurando los datos de la base de datos de la aplicación comercial, si ya están catastrados y comercializados, pero también catastrando y añadiendo a la base de datos aquellos que son usuarios del sistema de

abastecimiento, pero no se encuentran identificados como clientes, es decir, no se comercializa el suministro de agua que sin embargo, se les presta.

Los trabajos de actualización del catastro de usuarios se realizarán siguiendo un plan predefinido, utilizando un personal cualificado para la realización de tales trabajos, y mediante un procedimiento que permite asegurar la calidad de los resultados.

La ejecución óptima de un catastro de usuarios conlleva que se cumplan un conjunto de condiciones necesarias:

1. Todos los usuarios, es decir, aquellos que disfruten de suministro, deben quedar registrados en la base de datos, algunos de ellos como clientes, otros como potenciales clientes en proceso de contratación, y otros inactivos mientras mantengan morosidad con la institución.
2. Deben recogerse además de los datos existentes, aquellos que sean necesarios para la implantación de un nuevo sistema de gestión comercial, y que optimicen el proceso de instalación de micromedidores.

Tales condiciones, siendo necesarias, no son suficientes para valorar con éxito el trabajo. Es necesario además cumplir otros condicionantes:

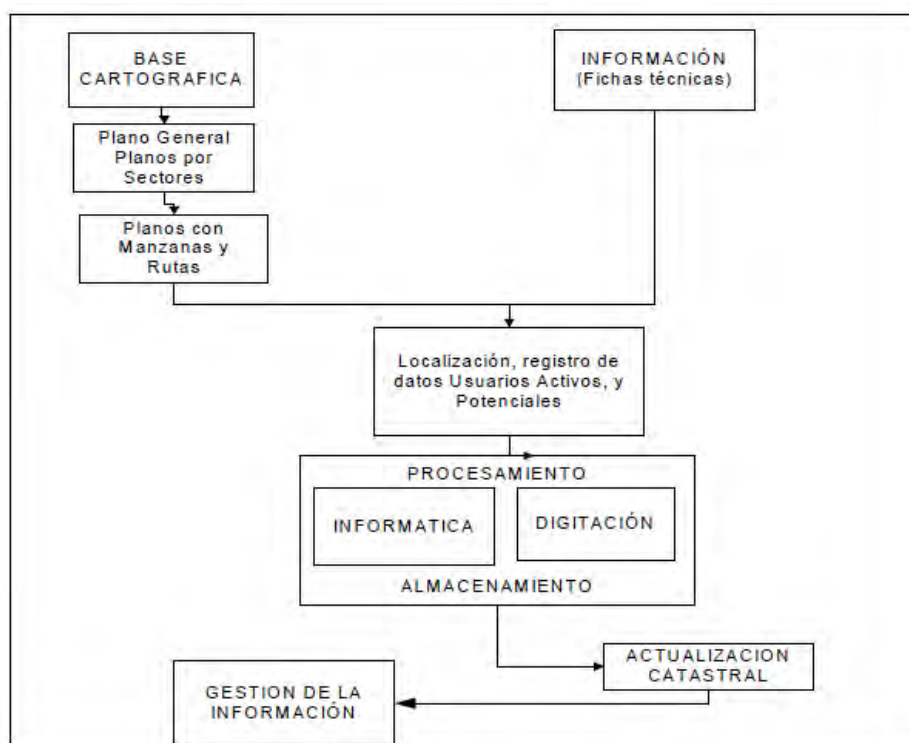
1. Aquellos clientes que en la actualidad estén siendo comercializados, deberán continuar siendo comercializados, y en especial los que paguen sus facturas. Esto permitirá afrontar con éxito la implantación del nuevo sistema comercial.
2. Aquellos lotes que se encuentren sin vivienda, como parcelas, viviendas en construcción, o bien abandonadas, y no se encuentren recogidos en el sistema comercial, deberán catastrarse, al objeto de poder codificar el potencial cliente. Es decir, se codificarán como solares, y no se generarán contratos ni se introducirán en el sistema de gestión comercial. Eso hará que cuando soliciten el contrato de suministro, pueda integrarse de forma eficiente.

Los trabajos, por tanto, comienzan con disponibilidad de la base de datos del actual sistema de gestión comercial, de los datos catastrales y del servicio de los usuarios. Dichos datos se corresponden con los actuales clientes, los cuales deberán ser actualizados y georreferenciados, para asegurar que con la implantación del nuevo sistema comercial todos los clientes que eran facturados, lo seguirán siendo.

Los datos serán migrados a una aplicación de gestión del catastro de usuarios, que se configura como la piedra angular del proceso. La aplicación deberá permitir realizar todas las actividades



correspondientes a la actualización masiva del catastro de usuarios sobre una única base de datos, vinculada con un sistema SIG. Está especialmente indicada para los trabajos en ciudades con dificultades para asignación de nombres de calles y números de portales.



**Figura Nº2** Diagrama de bloques de la metodología para el catastro de usuarios (ERSAPS, 2007).

### 3 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

En una fase preliminar se solicitará al ente gestor del servicio la siguiente información:

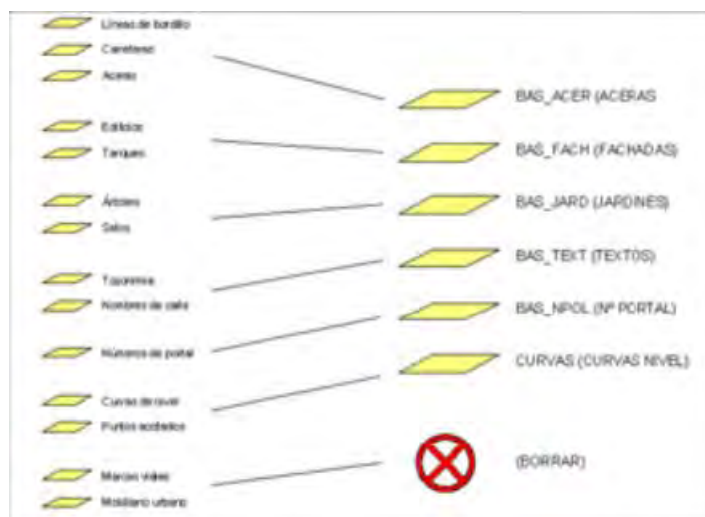
- Cartografía digital de las zonas de actuación que se encuentre más actualizada;
- Planos en el formato disponible (digital/papel) con los límites administrativos en que se encuentre subdividido el municipio;
- Esquemas, planos, croquis y resto de datos relativos a trabajos realizados anteriormente por el departamento encargado de la actualización y mantenimiento de la información catastral;
- Relación de aquella información catastral que haya sido codificada (códigos de manzanas, predios, rutas, etc.);
- Representación gráfica de las rutas y listados de usuarios que componen cada ruta;
- Base de Datos del Padrón de usuarios más actualizada;

Una vez recolectada toda la información disponible se procede al montaje de la información cartográfica en el GIS.

### 3.1 Análisis y Montaje de la información cartográfica

Las informaciones en formato CAD guardan su información en capas clasificadas, éstas se deberán tener en cuenta a la hora de migrar las entidades del dibujo interesante para ser integradas a la base de datos del GIS.

Para llevar a cabo esta tarea, se filtrará la información del dibujo en un número determinado de capas de base urbana, las cuales corresponden al estándar del GIS. En este proceso, se agruparán y sintetizarán capas, y también se eliminarán entidades no deseadas o no necesarias.

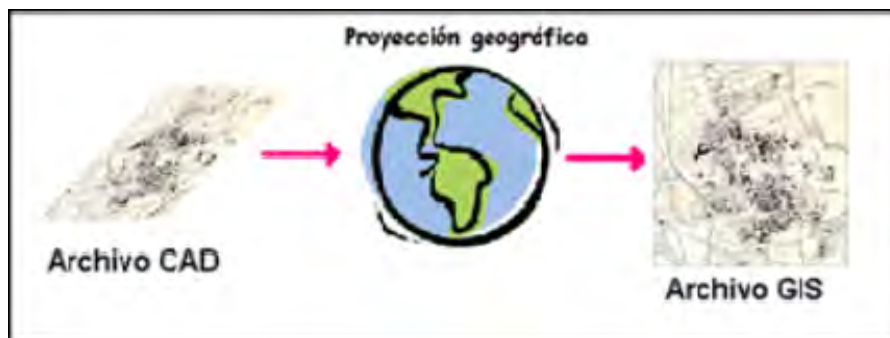


**Figura N°3** Esquema ejemplo de tratamiento de capas (fuente WASSER SAE).

Una vez realizado este proceso, el fichero resultante para cada cartografía será un archivo de CAD con las capas mencionadas y en condiciones de poderle convertir al SIG.

### 3.2 Conversión a SIG

Es importante señalar que durante estas conversiones, se asignarán las proyecciones cartográficas oportunas.



**Figura N°4** Esquema ejemplo de tratamiento de capas (fuente WASSER SAE).

Una vez convertida la cartografía en SIG, será necesario un proceso de normalización de las entidades de base urbana para que presenten una apariencia similar. Por ejemplo, los edificios irán sombreados, las líneas de acera en trazo fino, las curvas de nivel con un color determinado, etc.

Los criterios de normalización se aplicarán a capas de base urbana ya mencionadas aplicando diferentes colores, estilos de líneas, grosores, etc. Como en casi todas las aplicaciones SIG, las entidades comprenden cuatro tipos: Regiones, Entidades lineales, Puntos y Textos.

### **3.2.1 Generación de tramos de calle y listado alfanumérico de calles**

Una vez elegida la base cartográfica a utilizar para el soporte del catastro de redes de acueductos a llevar a cabo en campo, el siguiente paso será proceder a la creación del callejero en la cartografía digital.

Para ello, se partirá de la información de base cartográfica disponible al momento, la cual, si es preciso y de aplicación, se complementará con otras informaciones oficiales contenidas en otros documentos, ya sean en formato digital o en formato papel (listados).

El concepto de callejero se basa en una serie de asociaciones requeridas en la aplicación GIS a utilizar que permiten la perfecta referenciación de cualquier elemento de la red (tubería, elemento, acometida) a una dirección fija (avenida, calle, plaza), pudiendo indicarse además las posibles conexiones con otras vías colindantes.

El callejero se basa en dos conceptos diferenciados: por un lado, se encuentra la tabla alfanumérica con la información de los nombres de vías, y por otro, la información gráfica, representada por entidades que denominamos "Tramo de Vía". Las siguientes imágenes muestran tanto la representación gráfica como la alfanumérica.

La asociación de ambas entidades permite al tramo de vía adquirir el valor de la vía a la que pertenece, y además sus conexiones con otras vías.

Gracias a esto, en el proceso de digitalización de los usuarios de la red de acueductos, se puede asociar cada predio a estos tramos, adquiriendo automáticamente el valor de los mismos, y aportando ventajas como:

- Fácil localización de los usuarios y rutas comerciales.
- Rápida asociación de datos en cruces entre vía y vía.
- Y, fundamental, flexibilidad a la hora de cambiar el nombre de una vía, ya que se puede proceder al cambio de nombre de una vía sin que las los usuarios, rutas, etc. asociados a ella pierdan en ningún momento sus referencias.

### 3.2.2 Edición de planos de Campo

Una vez preparada la cartografía, se crearán planos en formato papel para el personal de campo. Estos planos servirán para la planificación de los trabajos de campo y orientación del personal.

Por supuesto, será necesario crear “mallas”, las cuales muestran la cuadrícula que delimita cada plano. Se crearan varias mallas, dependiendo de la escala en papel del plano y del tamaño del mismo. Estas mallas también confirmarán más tarde el plano-guía, el cual es fundamental para localizar un plano dentro de una colección en papel.

Cabe destacar que cada plano, dependiendo de su colección, debe llevar una numeración única. Para ello, se optará por numerar los planos por letras según fila, y números según columna. A continuación, se detalla un ejemplo en la imagen siguiente:



**Figura Nº5** Ejemplo de cuadrículas en una zona de trabajo (fuente WASSER SAE).

## **4 METODOLOGÍA PROPUESTA**

### **4.1 Planos para el Padrón de Usuarios**

Se crearán colecciones de planos papel en formato doble carta 11x17, a escala gráfica 1:1.000. Este es un formato bastante fácil de fotocopiar y cómodo de llevar. En ellos figura la cartografía y el número del mismo plano.

Es importante destacar que estos planos presentaran un importante “solape”, viendo gran parte del contenido de sus planos colindantes. Esto, facilitará en gran medida el no tener todos los planos a mano para localizar usuarios en la cartografía.

### **4.2 Trabajo de campo**

A lo largo de los trabajos en campo se revisará la cartografía suministrada por el Ente Gestor, poniendo particular atención a los límites de parcelas o predios predefinidos. En el caso de no haber sido posible la transformación total de los predios en entidades en el formato SIG requerido en las fases preliminares, se llevará a cabo la digitación de tales límites, respetando la parcelación existente.

Una vez terminado este trabajo y teniendo en cuenta que todas las manzanas existentes habrán sido anteriormente numeradas unívocamente, se procederá a la asignación de la numeración de los lotes dentro de cada manzana, para que así sea unívoco el código de identificación de cada lote compuesto por la unión del <Código Manzana> y del <Código Lote>.

Una vez actualizada la base cartográfica para el SIG, cuyo resultado será la restitución de un sistema organizado de manzanas y predios codificados de forma unívoca, se organizan los trabajos para la actualización de las informaciones contenidas en la base de datos de la aplicación comercial del Ente.

El objetivo principal de esta tarea es la ubicación física en campo de cada usuario que se quedará plasmada en el SIG a través de la asociación de su código de gestión comercial al código del lote que le corresponda. De esta forma se quiere establecer una correspondencia unívoca entre <usuario/cliente> y <predio>.

Para la toma de datos en campo se definirá una planilla (cfr. figura siguiente) donde se recogerá digitalmente la información catastral de cada usuario no incluido inicialmente en la BBDD comercial. El personal se desplazará a campo con las planillas, que corresponden a verdaderas órdenes de trabajo y con una planificación diaria de la ruta a realizar.

**FICHA DE EMPADRONAMIENTO**

<b>1.- IDENTIFICACION</b>	
LOCALIZACION: MUN. SECTOR RUTA MANZANA LOTE CON INSCRIPCION: _____ DV _____	FECHA DE MOVIMIENTO: DIA MES AÑO EMPADRONAMIENTO: MES AÑO
<b>2. DATOS DEL USUARIO</b>	
NOMBRE DEL USUARIO: _____	
DIRECCION DE CORRESPONDENCIA: _____ NUMERO: _____ COD. CALLE: _____	
BANCO: _____ AGENCIA: _____ N° CUENTA: _____	RESPONSABLE: _____
COD. AREA: _____ N° TELEFONO: _____ COD. SVT. PUB.: _____	1. PROPIETARIO 2. PROBLEMA 3. ENTIDAD MUNICIPAL 4. ENTIDAD NACIONAL
<b>3. DATOS DEL INMUEBLE</b>	
DIRECCION DEL INMUEBLE: _____ NUMERO: _____ COD. CALLE: _____	
TIPO DE PROPIEDAD: _____	TIPO DE PREDIO: _____
1. PARTICULAR 2. HEREDITO 3. PUBLICO MUNICIPAL 4. PUBLICO NACIONAL	1. LOTE SIN CONSTRUCCION 2. PAV. 3. EDIFICIO 4. MULTIFAMILIAR
CATEGORIA DEL USUARIO: _____	TIPO CONEXION: _____
1. DOMESTICO 2. COMERCIAL 3. INDUSTRIAL 4. ESTATAL 5. HEREDITO	1. AGUA 2. AGUA-DESAGUE 3. DESAGUE
<b>4. CONEXION DE AGUA POTABLE</b>	
DIA. CONEX: _____	MAT. DE LA CONEX: _____
1. 1 1/2" - 19 mm 2. 3/4" - 20 mm 3. 1" - 25 mm 4. 1 1/4" - 32 mm	1. PVC 2. P.V. 3. PEAD
DIA. EN LA RED: _____	DIA. DEL COLECTOR: _____
1. 1" - 25 mm 2. 1 1/2" - 38 mm 3. 2" - 50 mm 4. 2 1/2" - 65 mm 5. 3" - 80 mm 6. 4" - 100 mm	1. 4" - 100 mm 2. 6" - 150 mm 3. 8" - 200 mm
<b>5. CONEXION DE ALCANTARILLADO</b>	
DIA. CONEX: _____	MAT. DE LA CONEX: _____
1. 4" - 100 mm 2. 6" - 150 mm 3. 8" - 200 mm	1. CONCRETO 2. A.C. 3. PVC 4. PEAD
<b>6. DATOS DEL MEDIDOR</b>	
N° MEDIDOR: _____	LECTURA: _____
FABRICANTE: _____	LOCALIZACION: _____
A. ARNO B. SCHLUMBERGER C. KENT D. OTROS	1. EN VEREDA 2. EN PASADIZO 3. INTERNO
PROTECCION: _____	DIAMETRO MEDIDOR: _____
1. SIN TANK 2. OJA METALICA 3. OJA PLASTICA	1. OJA ANILAJE 2. SIN ANILAJE
1. 1 1/2" - 19 mm 2. 3/4" - 20 mm 3. 1" - 25 mm 4. 1 1/4" - 32 mm	
OBSERVACIONES: _____	
ELABORADO: _____	FECHA: ____ / ____ / ____
REVISADO: _____	FECHA: ____ / ____ / ____

**Figura N°6** Ejemplo de planilla para empadronamiento (fuente ERSAPS).

Los operarios de campo tendrán asignadas unas tareas adicionales para verificar la actualización de la base urbana del padrón, que serán:

1. Comprobar que la cartografía entregada se corresponde con la realidad (distribución, división y morfología de las manzanas).
2. Verificar que el número de predios reales es el que aparece reflejado en la cartografía (parcelación).
3. Localizar al cliente y comprobar por medio de una entrevista personal si el usuario ya esta catastrado en la Base de Datos Comercial, para proceder a actualizar los datos del inquilino que en el momento presente esté ocupando el inmueble.
4. Actualizar la información personal.
5. "Incorporar" las informaciones del nuevo consumidor, si no estuviera registrado.

6. Captar los datos técnicos del medidor en caso de existir.

Si el usuario no pudiera ser localizado, o este se negara a suministrar algún tipo de información, se levantará un acta de incidencias donde se recogerá el motivo por el cual no se puedan obtener los datos.

El número máximo de visitas que se realizarán a un inmueble es de dos, de manera que si una vez realizadas las dos visitas no ha sido posible actualizar la información catastral se reportará el predio como correspondiente a un usuario no identificado, subrayando en todo caso si en el predio se está haciendo uso del servicio.

#### **4.3 Digitalización de los usuarios en el GIS**

Los trabajos de digitación se realizan a través de la plataforma GIS que adicionalmente nos permite llevar el control de avance de las actividades.

Es importante que a la aplicación se acceda a través de un control de usuarios, que define los privilegios de cada uno de ellos, en términos de posibilidad de editar o consultar datos; el perfil de administrador de la aplicación permite en cambio el acceso a determinados reportes de control de rendimientos, control de avances, control de incidencias, incluyendo la posibilidad de modificar los maestros de los datos predefinidos y de acceder a la gestión de altas y bajas de usuarios de la aplicación.

La aplicación informática GIS debe ser por lo tanto una plataforma de trabajo que permite organizar, planificar y controlar todas las tareas relacionadas como son los trabajos de campo y los de gabinete.

Debe ser además, una aplicación multi-usuarios, totalmente configurables, así como de la estructura de trabajo de la Institución que lo utilice, cuya arquitectura responde a la filosofía de poder trabajar contra una BBDD que funcione como repositorio común para los datos del Sistema de Información Geográfica (SIG), de modo que desde cualquier entorno de visualización del SIG mismo, sea posible consultar los datos alfa numéricos de cada Usuario, hasta desde cualquier puesto Internet.

Como la filosofía de la aplicación es el trabajo en entorno SIG, es posible y obligatorio, determinar y asignar a cada usuario/cliente el Código de Referencia SIG que le corresponda. En él se asocia el número de planilla (y/o Cliente) con la manzana y el predio, para poder referenciar los datos Comerciales con la ubicación SIG correspondiente. Estos datos son obligatorios a rellenar en cada planilla para garantizar la vinculación geográfica.

El Menú de Gestión debe ser accesible solo al usuario con perfil tipo Administrador y permite realizar tareas de Control y/o Gestión de las actividades tanto de Campo como de Gabinete.

---

### 4.3.1 Enlace clásico entre el modelo matemático y el catastro de usuarios

Un adecuado trabajo en el levantamiento del padrón de usuarios es imprescindible ya que representa un insumo fundamental, en términos de demandas de consumo, para el montaje del modelo teórico del sistema de abastecimiento al que nos enfrentamos.

En muchas ocasiones los puntos de consumo se construyeron a partir de direcciones asociadas a bases de datos de abonados, es decir, una especie de número de portal (a modo de punto) con datos de consumo.

Este resultado de asociación de direcciones a consumos de abonados dio lugar a una “nube de puntos” dispersos por todo el mapa. A esto se le llama “puntos de consumo”.

Por otra parte, existe la red de distribución con sus tuberías, nudos, etc. Estos nudos geométricos no tienen ninguna relación interna con los puntos ya mencionados y, por tanto, hay que buscar la forma de tenerla para extraer los datos que se necesiten. No hay que olvidar que el producto final consiste en rellenar datos los nudos geométricos, ya que son los que se exportarán al Modelo Matemático.

Los nudos geométricos se disponen siempre en los extremos de las tuberías. Sin embargo, los puntos de consumo pueden representar, por ejemplo, direcciones. Será por tanto necesario transportar ese dato de demanda a dichos nudos geométricos. Además, la demanda (consumo) de un determinado nudo geométrico será a su vez la suma de varios puntos de consumo que estén en su cercanía, ya que en las inmediaciones de un nudo geométrico puede haber multitud de puntos de consumo, por ejemplo, un nudo final de un testero de donde se abastecen varias viviendas.

Ya que se trata de asociaciones de datos por “cercanía”, se deberán realizar unos procesos externos de manera que se podrán “atraer” los puntos de consumo a sus respectivas tuberías correspondientes y, a su vez mediante regiones (buffer) se podrán asociar los datos necesarios a los nudos.

Un procedimiento típico de este trabajo debe constar como mínimo de los siguientes puntos:

- Eliminación de tuberías y nudos sin dirección abastecida (sin acometida): dicho de otro modo, las tuberías que transportan agua y que no tienen acometida normalmente no tienen consumo y, junto a sus nudos, serán desestimadas en este trabajo.
- Adaptación espacial de puntos de consumo a tuberías: puesto que los puntos de consumo no tienen relación espacial ni geométrica aparente con nuestra red, se deben utilizar procesos para adaptarlos.
- Crear Región (BUFFER) en tuberías: una vez creado el buffer se procederá a mover puntos de consumo que estén en más de una región a la vez.



- 
- Actualización y asociación de datos: por último, se asocian todos los campos y datos necesarios en las tablas para llevar la información de consumo requerida a los nudos de consumo tal y como aparecerán en el modelo matemático.

#### **4.3.2 Enfoque no convencional para la asignación de la demanda en un suministro intermitente**

El índice de Agua No Contabilizada (ANC) es uno de los índices más utilizados a la hora de evaluar el rendimiento de una red de abastecimiento. En los últimos años se han creado otros índices similares tal y como son el Agua que No genera Ingresos (ANI), impulsado por consultores y programas del Banco Mundial, y el más antiguo índice de Agua No Facturada (ANF). La representatividad de estos índices está supeditada a los aparatos de macro y micromedición instalados en el sistema bajo revisión. Frente a carencias, en números y en mantenimiento, de los aparatos que midan el agua producida (macro) y el agua consumida (micromedidores) la estimación de estos índices se hace difícil por la escasa confiabilidad en la gestión comercial del prestador del servicio. Efectivamente, sin la micromedición la gestión tarifaria se vuelca hacia un esquema de tarifas planas en función del estrato socio-económico de la población. Las demandas a asociar a los nudos del modelo matemático se hace entonces poco representativa por lo cual al modelador se ve obligado a buscar otras alternativas para distribuir correctamente el consumo entre los usuarios.

Si en el sistema de agua potable, objeto de estudio, no existen de manera suficiente aparatos fijos de macro y micro medición se propone proceder de la siguiente manera:

- A nivel de macromedición se puede obviar la falta de aparatos instalados de manera fija con medidores de ultrasonidos, los cuales resultan cómodos para usar y precisos en las mediciones a la vez. Los puntos de instalación deberán ser estudiados de manera estratégica y como pasos previos para acercarse a la partición en sectores hidráulicos de la red.
- A nivel de micromedición, considerada la ausencia de los aparatos se debe necesariamente elaborar una metodología teórica para estimar el consumo diario y su curva de modulación de consumo respectiva. Por otro lado, teniendo ya una sectorización no permanente de la red, su consumo medido en la entrada con un caudalímetro de ultrasonido (muchas veces habrá que realizar catas en el terreno), y la división en lotes (usuarios) del sector en el mapa cartográfico, se procede a la comparación de dos valores:
  - El consumo medido en la entrada en el sector
  - El consumo estimado, obtenido con el conteo de lotes y la asignación a cada lotes de su consumo promedio en función del rango socio-económico y el tipo de uso de agua

Si estos dos valores son similares (se puede aceptar una desviación como máximo del 10%) se procede a la inserción de los valores estimados de consumo en los nudos

matemáticos. Si difieren por un valor por encima del 10% habrá que recalibrar la red en los siguientes aspectos:

- Recuento de lotes y verificación de los consumos asignados
- Verificación de catastro de redes también con pruebas de catastro hidráulico
- Estimación de índice de pérdidas físicas mediante campaña de detección y localización de fugas
- Calibración del modelo con los nuevos datos obtenidos

Si aún en estas condiciones el valor difiere habrá que seguir de manera iterativa con la calibración hasta que los dos valores sean similares según lo planteado inicialmente.

## **ANEXO III**

Metodología para la campaña de  
detección y localización de fugas



## **1 OBJETO**

En este anexo se describe la metodología propuesta para la realización de la campaña de detección y localización de fugas en un sistema de suministro intermitente.

De manera general, las técnicas utilizadas en dicha campaña han sido las siguientes:

- Técnicas acústicas, basada en la captación del sonido de fuga mediante campanas acústicas y correlación
- Análisis de balance de caudales en aquellos tramos de tuberías donde resultó imposible el paso físico con las técnicas convencionales arriba mencionadas
- Confirmación de las fugas no visibles previamente localizadas con técnicas de prospección geofísica mediante un radar de subsuelo (Ground Penetrating Radar en inglés).

Para la metodología presentada en este anexo se ha tomado como referencia la propuesta desarrollada por la empresa WASSER S.A.E. y las labores realizadas por el consorcio AQUARUM en el proyecto de Tegucigalpa.

## **2 METODOLOGÍA Y PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO EN LA OFICINA**

Para el trabajo desplegado, se distinguen dos etapas principales:

- Organización y gestión del trabajo en oficina.
- Ejecución y recolección de los datos de campo.

Para ambos aspectos se tiene que asignar el personal adecuado para cumplir las actividades que comprenden las funciones asignadas a cada uno de ellos. En la figura 1 se muestra el organigrama que define el personal asignado al departamento de fugas.

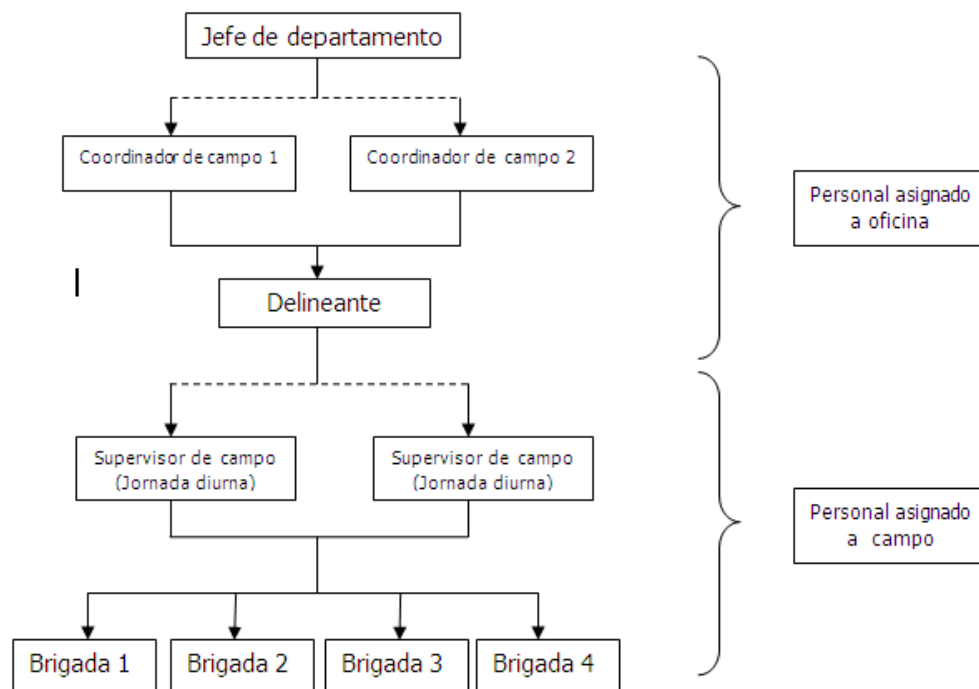


Figura 1. Organigrama de gestión de la campaña de fugas

## 2.1 Organización y gestión del trabajo

Específicamente el proceso que desarrolla el personal en la oficina comienza con la comunicación con el gestor del servicio para la obtención de la programación de horarios de servicios. Se recuerda que en el caso de un servicio intermitente esto es un paso necesario. Con esta información se procede a generar la programación semanal con horarios diurnos y nocturnos para el personal técnico de campo que desarrollará la revisión en las tuberías en búsqueda de fugas.

A continuación se muestra un ejemplo del formato seguido de la programación semanal que genera el departamento de fugas:

En un sistema discontinuo y en un entorno de un grande centro urbano de un país en vía de desarrollo, la planificación de los trabajos suele ser alterada debido a diversos problemas como pueden ser: cierre de un sector determinado debido a reparaciones por reporte de una tubería dañada, dificultad del acceso al lugar de trabajo, calles vehiculares densamente transitadas que perjudican el uso del equipo utilizado en la campaña, zonas de riesgo referente a la seguridad que requiere una planificación más específica antes de trabajarlas, entre otros similares.

Para evitar que estos imponderables perjudiquen los rendimientos proyectados de los días de trabajo, también se genera una programación alterna que complementa la planificación normal, a este documento se le nombra “Planificación de respaldo”, la cual tiene el mismo formato que la planificación semanal (planificación normal).

OPTIMIZACIÓN DE LOS SERVICIOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE TEGUCIGALPA Y LA RENOVACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LAS COLONIAS 15 DE SEPTIEMBRE Y 21 DE OCTUBRE DE TEGUCIGALPA CAMPAÑA DE DETECCIÓN DE FUGAS		AQUARIUM						
<b>PLANIFICACION DE RESPALDO EN TRABAJOS DE CAMPO SEMANA 04 AL 08-10-2010 DETECCION DE FUGAS HORARIO NOCTURNO</b>								
<b>Objetivo de las actividades:</b> Detección de fugas en líneas de distribución de la red de Tegucigalpa y Comayagüela, para su posterior reparación por parte de SANAA.								
<b>Departamento de AQUARIUM responsable de las actividades:</b> Departamento de Fugas, Modelo y Sectorización								
<b>Responsable del departamento:</b> Mario Tavera								
<b>Personal de AQUARIUM involucrado:</b>								
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Coordinación:</b> Vanesa Ardón y René Girón</li> <li>• <b>Supervisión:</b> Mario García</li> <li>• <b>Brigadas de campo:</b> brigada n° 1, 2, 3, 4 y 5. Cada brigada está compuesta por dos elementos, un jefe de brigada y un auxiliar.</li> </ul>								
Fecha	Centro de Distribución	Horario de Servicio	Colonias	Horario estimado de trabajo	Cuadrículas	Vehículos N° Unidades	Cantidad de Brigadas	Observaciones
04-10-2010 LUNES	CENTRO LOMAS Y CENTRO JUANA A LAINEZ	6PM-7AM	LOMALINDA NORTE, LOMALINDA SUR, ALTOS DE LA ELVEL, ELVEL, MIRAMONTES, COL. PEREZ, HUMAYA PRADO, QUEZADA ALTAMIRA, LA FAGODA, MANDIOFER MORAZAN, PALERMO, RUBEN DARIO, ALAMEDA, HOGAR, LOMA VERDE	0-17, 0-18, 0-19, P-17, P-18, P-19, Q-17, N-18, N-19, L-17, L-18, M-18, M-19	2000-3 00	5 furgonetas blancas	5	
	CANAL 11	5PM-7AM	TEPEYAC, LAS MINITAS, AURORA #2, CASTAÑO SUR, LOMAS DEL GUIJARRO, MONTECARLO	L-18, L-20, M-19, M-20, N-19				
	PICACHO	6PM-8AM	ALHAMBRA, BUENA VISTA, BUENOS AIRES, CABANA (PARTE), LAS CANTERAS (PARTE), ALTA EDEN No. 2, EL BOSQUE, SAN JOSE DE LA MONTANA, FUENTE (ALTA), LEONA (PARTE), LINTON, PUNTA CALIENTE, ZARAGOZA	L-17, L-18, J-17, J-18, H-17, H-18				

Figura 2. Ejemplo de formato Planificación de respaldo para la campaña de fugas.

Una vez generada la planificación de trabajo que contempla el rendimiento proyectado esperado para la semana, se procede a entregar una copia de este al prestador del servicio (vía correo electrónico), y a cada una de las cuadrillas que trabajarán en los horarios considerados en dichas planificaciones.

Además, se deberá brindarle información a la población que habita en las áreas de planificación de trabajo acerca de las labores de detección de fugas que se realizará en sus comunidades o barrios previamente a la ejecución de la campaña. Para este trabajo habrá que apoyarse con especialistas en técnicas de comunicación y expertos del entorno social característico del lugar.

Posteriormente, se adjuntan los planos de referencia de las barrios a visitar objeto de la campaña, los formatos de los informes técnicos de campo y los “partes” diarios de fugas que se espera recibir al final de cada día y que forman parte de la información que posteriormente necesita cada brigada de campo para realizar su trabajo de manera ordenada y sistemática.

Utilizando el mismo programa de trabajo semanal generado, se gestiona la asignación de vehículos a cada cuadrilla, así como el personal de seguridad (facultativo, depende de la necesidad local) que acompañe la campaña para garantizar la seguridad de cada grupo de trabajo y el equipo que se le confía. El personal de oficina se encarga también de recolectar, organizar, analizar, informar y concluir acerca de la información generada por las brigadas de campo. La recolección de datos se realiza mediante la información que se presenta en cada informe de campo, plano de referencia de trabajo y fichas de fugas localizadas.

Toda esta información se transmite digitalmente mediante la utilización de la herramienta GIS. Luego se tabulan los datos de kilometraje, fugas localizadas en tuberías, accesorios y tuberías. A cada una se le asigna una prioridad para su reparación en función de la incidencia que representa en intensidad de pérdida.

Las fugas que se reportan, según su tipo se califican como fugas no visibles y fugas visibles. Posteriormente se genera una ficha de fuga con los datos recolectados de campo y los del programa GIS para hacer entrega parcial de resultados al prestador del servicio.

		PROYECTO <b>CAMPAÑA DE DETECCIÓN DE FUGAS</b>		
<b>PARTE DE FUGA</b>			<b>FECHA:</b>	
<b>NÚMERO DE PARTE:</b>		<b>NÚMERO DE PLANO:</b>		<b>ESCALA PLANO:</b>
UBICACIÓN	<b>DISTRITO:</b>	<b>BARRIO:</b>		
	<b>DIRECCIÓN POPULAR:</b>			
CARACTERÍSTICAS	<b>DETECTADA EN:</b>	<input type="checkbox"/> TUBERÍA: <input type="checkbox"/> ACOMETIDA: <input type="checkbox"/> ACCESORIOS DE RED: <input type="checkbox"/> OTRA:		
	<b>CANTIDAD DE FUGA (m³/h):</b>	<input type="checkbox"/> MEDIO <input type="checkbox"/> ESTIMADO	<b>CÓDIGO DE REPARACIÓN:</b> <small>(Ver Anexo B)</small>	
	<b>CROQUIS DE SITUACIÓN</b>			
<b>OBSERVACIONES:</b>				
<b>TÉCNICO ESPECIALISTA:</b>			<b>RECIBIDO POR:</b>	
Firma:			Fecha:	
Firma:			Firma:	

Figura 3. Formato de fichas de fugas confirmadas y reportadas al SANAA.







Figura 5. Ejemplo de trabajo en campo de una de las brigadas haciendo uso del georadar.



Figura 6. Ejemplo de trabajo en campo haciendo uso de Geófono (Jornada nocturna).

### 2.3 Definición de tácticas de trabajo

Para ejemplificar de mejor manera el proceder del equipo del departamento asignado para la campaña de fugas a continuación se muestra un diagrama explicativo del proceso seguido en la campaña (ver figura siguiente).

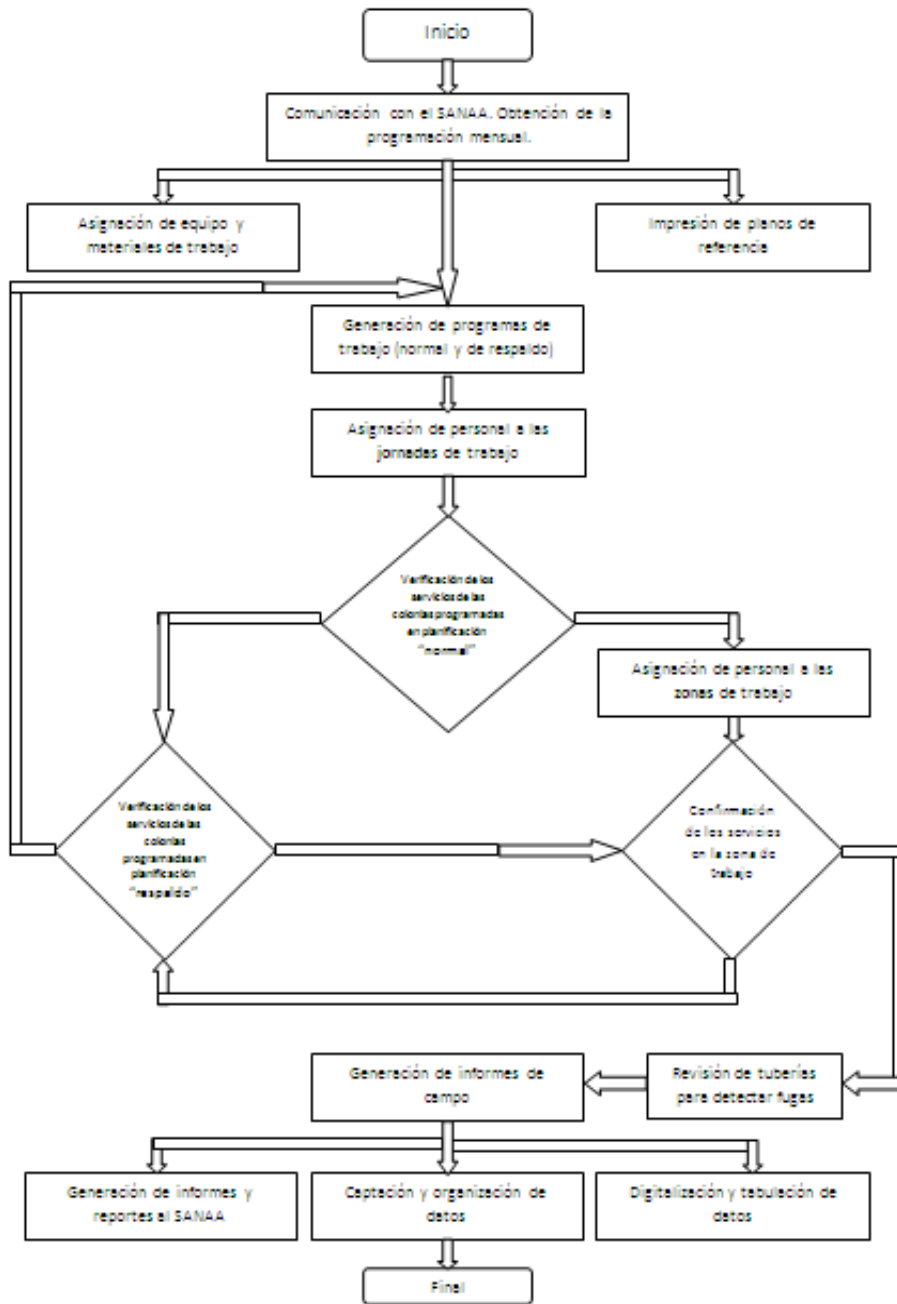


Figura 7. Diagrama del proceso general en la campaña de fugas.

## 2.4 Asignaciones de responsabilidades

Cada miembro del departamento asignado para la campaña de fugas tiene que conllevar el compromiso de ejecutar de mejor manera las actividades que se le asignan, aportando su experiencia y conocimiento técnico y científico.

A nivel general las funciones que tienen que asignarse a cada miembro se muestran en la tabla siguiente.

Personal	Funciones asignadas
<b>Jefe de departamento</b>	Coordinador general de todas las funciones que se desarrollan en el departamento
<b>Coordinador de Campo 1</b>	Encargado de coordinar, supervisar y garantizar el cumplimiento del trabajo programado
<b>Coordinador de Campo 2</b>	Encargado de programar las actividades que se desarrollarán en la campaña y de las comunicaciones con el SANAA
<b>Delineante</b>	Encargado de digitalizar la información recolectada en campo
<b>Supervisores de campo (diurno/nocturno)</b>	Encargado de coordinar y supervisar las actividades al pie de la campaña
<b>Brigadas de campo:</b>	
<b>Jefe de brigada</b>	Encargado del uso del equipo
<b>Asistente de brigada</b>	Encargado del uso del vehículo y de asistir al jefe de brigada

*\*Cada brigada (o cuadrilla) de campo se compone de un jefe de brigada, un asistente de brigada y dos policías.*

Tabla 1. Asignación de responsabilidades en el departamento de fugas.

### 3 TÉCNICAS UTILIZADAS

Los principales sistemas para la búsqueda y localización de fugas, pueden agruparse en dos, a los cuales se añade otra técnica más moderna basada en los radares de subsuelo:

- Sistemas basados en el sonido
- Sistemas basados en la medición de caudales
- Sistemas basados en el uso de los radares de subsuelo

Todos los sistemas tienen una eficacia determinada dependiendo no solo de la naturaleza del mismo sino también en las características del abastecimiento, tanto técnicas como de nivel de eficiencia o rendimiento del sistema.

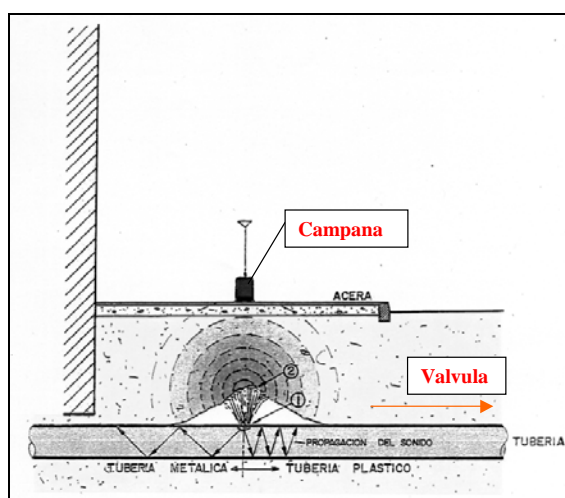
Los materiales, diámetros y profundidades a las que discurren las conducciones, la operatividad de los elementos instalados en ellas, la situación de las infraestructuras (bajo acera, bajo calzada, etc.), el consumo de agua de la zona chequeada o el nivel de ruido existente en la misma serán factores a considerar antes de la elección de la sistemática a emplear en la campaña de detección de fugas.

#### 3.1 Sistemas basados en el sonido

##### 3.1.1 Fundamentos físico

El agua al salir por el orificio o rotura, produce dos sonidos:

- Uno de los sonidos se produce cuando el chorro a presión choca con el medio físico que rodea a la tubería, transmitiéndose con ondas circulares por dicho medio. Este sonido es el captado por las campanas de los geófonos (el equipo todavía más utilizado a la hora de localizar fugas).



**Figura 8.** Principios de funcionamiento del geófono.

- El segundo sonido se produce por el roce del fluido con las paredes de la rotura u orificio. Este sonido se transmite por el agua de la tubería y es el que llega a los elementos instalados sobre las conducciones (válvulas, hidrantes, etc.). Este sonido es el captado tanto por los palpadores de los geófonos como por los correladores (otro equipo muy difundido para la detección y localización de fugas).

La transmisión y alcance de este sonido son función de:

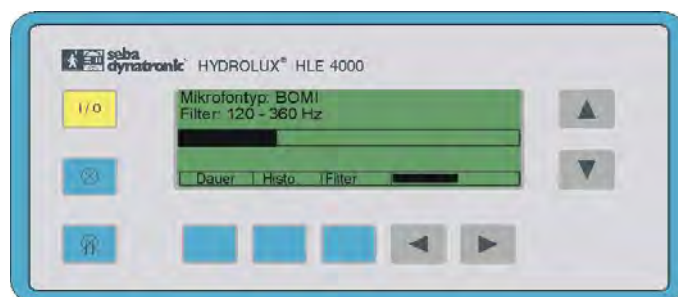
- a) El material y diámetro de las tuberías. El sonido se transmite bien por las conducciones metálicas, de manera deficitaria por el fibrocemento y bastante mal por las conducciones realizadas de material plástico (polietileno y PVC).
- b) El diámetro de las tuberías. Cuanto mayor sea el diámetro de la tubería antes se atenúa el sonido propagado.

Dichos factores son determinantes para la aplicación de uno u otro sistema de detección de fuga aunque, en cualquier caso y como se explicará detalladamente más adelante, la aplicación del correlador no exime de la utilización final del geófono que es el método más efectivo, reconocido por la mayoría los expertos, para la exacta ubicación de la avería.

### 3.1.2 Geófonos

Los geófonos son equipos electrónicos amplificadores del sonido, dotados de filtros y funcionalidades para la localización, registro, memoria, etc.

Una serie de complementos (micrófonos) sirven para contactar con el transmisor del sonido, ya sea este el suelo o los elementos instalados sobre la tubería. Así, existen campanas diferentes para distintos tipos de suelo (duros o blandos) y palpadores para auscultar los elementos en contacto con la conducción.

**Figura 9.** Visualización in situ de los resultados obtenidos con el geófono.

A pesar de las evoluciones tecnológicas de los últimos 20 años, el geófono ha sido y sigue siendo todavía, el instrumento más utilizado en la localización de las fugas. Cualquiera que sea la metodología, al final, la última palabra la tiene el geófono. La aplicación de este sistema es muy económica, si bien sus resultados son limitados, debido a la subjetividad de los trabajos. La experiencia y habilidad del operario son, consecuentemente, fundamentales.

Sin embargo, en los sistemas escasamente presurizados se han detectado ciertas debilidades en el uso del geófono, que pueden ser solventadas solamente utilizando diferentes metodologías de manera cruzada y eliminar lo más posible la incertidumbre.

### 3.1.3 Correladores

Los correladores son la evolución tecnológica de los geófonos. Estos equipos están basados en la captura del sonido que se trasmite por la conducción desde dos puntos. Mediante el cálculo de los tiempos que tarda en llegar el sonido a ambos puntos, el correlador indica la distancia a la que se encuentra la avería a cada uno de ellos. Una serie de filtros ayudan a diferenciar el sonido de la fuga.

Para su funcionamiento es imprescindible que el sonido llegue a los puntos de conexión.



**Figura 10.** Principio de funcionamiento del correlador.

El proceso con el correlador se inicia auscultando con un geófono las válvulas, identificando el sonido de fugas y posteriormente instalando el equipo y realizando la correlación del sonido. Una vez localizada la fuga, esta se ubica con exactitud haciendo uso del geófono equipado con la campana que se adapte al tipo de terreno bajo el que discorra la tubería.

La aplicación del correlador está condicionada por:

- El grado de conocimiento que se tenga del trazado de las conducciones,
- El material y diámetro de las conducciones,

- 
- Y, por último, de la existencia de suficientes elementos de contacto (válvulas y accesorios).

El uso de correlador está supeditado, como hemos visto, a la accesibilidad de los accesorios existentes en la red, y en donde se conectan los sensores. Si los accesorios no son fácilmente accesibles es posible conectar los sensores en las mismas acometidas de los usuarios aunque en este último caso su efectividad viene mermada por otros factores (existe más interferencia de sonidos en la correlación).

#### **3.1.4 Observaciones sobre las técnicas acústicas**

En los últimos 10 años, en varios centros de investigaciones y en universidades de todo el mundo, han surgido otros métodos de detección y localización de fugas, más innovadores y alternativos, a los que están basados en el sonido. Hay varias razones que pueden explicar dicho fenómeno, pero la principal radica en la mala transmisión del ruido en los materiales plásticos (PVC y polietileno) que se están difundiendo cada vez más en las redes de abastecimiento. Entre estas técnicas recordamos:

- Gases trazadores: normalmente hidrogeno o helio, se inyectan en el tramo de la red a estudiar y con los sensores adecuados se localiza el gas que sale por el punto de fuga. Dicho método resulta muy efectivo pero por otra parte resulta muy costoso, además del hecho que se hace necesario vaciar todo el tramo de tuberías en estudio previamente.
- Termografía infrarroja: utiliza los rayos infrarrojos que evalúan la temperatura del suelo, la cual depende evidentemente de la humedad presente a causa de la fuga, visualizando los resultados en una pantalla.
- Georadar (Ground Penetrating Radar, GPR:) es un método de prospección geofísica que detecta las discontinuidades en los parámetros electromagnéticos del subsuelo mediante pulsos emitidos por una antena emisora a alta frecuencia. Parte de la energía electromagnética será reflejada en los obstáculos encontrados en el subsuelo (en nuestro caso las fugas de agua) y recibida por una antena receptora que visualizará los resultados en forma de radargramas (series paralelas de trazas de amplitudes).

El uso de este último, el Georadar, ha despertado mucho interés en los ambientes académicos y no académicos en los últimos años (se mire el trabajo de Hunaidi y Giamou, "*GPR for Detection of Leaks in Buried Plastic Water Distribution Pipes*"), y su uso se ha extendido también a la localización de tuberías enterradas (catastro de redes). De este equipo se hablará más detenidamente en uno de los apartados siguientes.

#### **3.1.5 Sistemas basados en la medición de caudales**

En todos los sistemas basados exclusivamente en los sonidos (geófono y correlador), no siempre es posible la determinación previa de la importancia de las fugas localizadas, por lo



que pueden dar lugar a gran número de reparaciones, muchas de las cuales no tiene justificación técnica ni económica.

Para solventar esta deficiencia, varias empresas, entre las cuales destacamos WASSER, S.A.E., han desarrollado métodos basados en el control de los parámetros hidráulicos de un sector de la red, por medio de un sistema integrado de mediciones. Este sistema suele ser móvil, mediante un furgón oportunamente equipado. Este método permite objetivamente determinar la existencia de fugas en un sector, su cuantificación y pre localización.

El sistema se basa en la comprobación del caudal aportado y su presión a un determinado sector que se crea mediante el cierre de las válvulas necesarias que impiden el paso de agua incontrolada a dicho sector, y que es abastecido mediante un by-pass, realizado con mangueras, desde una toma exterior a otra situada en el interior del sector aislado.

Este by-pass se conecta al sistema hidráulico de un furgón de medición equipado con caudalímetro inductivo magnético, transductor de presión piezoresistivo y termómetro electrónico de precisión, registradores gráficos (presión, caudal y temperatura), ordenador con impresora y programa de análisis, que queda como parte integrante de la red para controlar los parámetros hidráulicos de entrada e ir analizando la red del sector.



**Figura 13.** Vista exterior del furgón de mediciones Análisis Pérdidas de Agua (APA) de la empresa Wasser.

Los valores medidos (caudal y presión) son registrados en papel y sobre un software especial, informándonos objetivamente de los resultados.

De forma sistemática, mediante el cierre de tramos entre válvulas situadas dentro del sector, se comprueban los caudales y presiones registrados, hasta llegar a localizar los tramos donde se dirige el caudal anormal.

Posteriormente y con ayuda de geófonos y correladores, se procede a su exacta ubicación. A diferencia de los trabajos continuos de localización con geófonos, el operario se concentra en una localización en una zona determinada y con la seguridad de la existencia de la fuga. Las

ventajas que presenta este método frente a los tradicionales basados en la detección sonora son múltiples:

- Determinar de forma objetiva la importancia de las fugas localizadas y su incidencia sobre el servicio.
- El usuario del servicio de aguas no sufre molestia alguna, ya que en ningún momento se produce un corte en el suministro.
- La totalidad de los parámetros hidráulicos registrados quedan reflejados tanto en soporte magnético como en papel, lo que permite analizar posteriormente el desarrollo del trabajo y garantiza la objetividad y veracidad de los resultados obtenidos en los mismos.
- Constituye un verdadero chequeo del estado de la red, descubriéndose durante su aplicación errores cartográficos (por ejemplo, con frecuencia se detectan conexiones no conocidas por los gestores de la red), estado de los elementos maniobrados, funcionalidad hidráulica, caudales de abastecimiento, presiones de servicio, etc.

### **3.1.6 Técnicas basadas en los radares de subsuelo**

El Georadar (Ground Penetrating Radar en su nombre en inglés) es un método de prospección de tipo geofísico para el estudio del subsuelo. Está basado en la emisión de pulsos electromagnéticos hacia el suelo y su posterior recepción por medio de antenas oportunamente apantalladas. Su uso se extiende desde la ingeniería civil, hasta la arqueología pasando incluso por la medicina forense.

En los últimos años se está difundiendo su uso en hidráulica urbana, en particular para la localización de tuberías y también para las fugas de agua.

Un set básico del equipo está compuesto por una antena electromagnética (normalmente mono estática, es decir emisor y receptor en una misma unidad), una unidad central desde donde se controlan los pulsos generados por la antena y se visualizan los resultados, y varios accesorios complementarios como cables, odómetros, carritos de transporte etc. necesarios para un buen uso del equipo.

A continuación se presenta un ejemplo de set básico del equipo.



Figura 14. Radar de subsuelo con sus componentes.

Las aplicaciones del Georadar de subsuelo como técnica ecológica, no destructiva y de alta resolución están ampliamente documentadas, también por la gran versatilidad que lo caracteriza. Los campos de utilización incluyen exploraciones de flujos de agua subterráneos (Davis & Annan, 1989); investigaciones arqueológicas (Imai et al.; Bevan 1991, Vega Pérez Gracia 2001); monitorización para la recuperación de aceite en procesos industriales (Witterholt and Kretzschmar, 1984); aplicaciones de ingeniería civil (Lau et al., 1982); en la detección de tuberías enterradas y de fugas de agua (Eyuboglu et al., 2004; Tavera y Pérez, 2007); para la localización de minas en zonas de guerra etc.

INSTITUCIÓN DE LOS SERVICIOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE TEGUCIGALPA Y LA RENOVACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LAS COLONIAS 11 DE SEPTIEMBRE Y 21 DE OCTUBRE DE TEGUCIGALPA CAMPAÑA DE DETECCIÓN DE FUGAS		AQUARIUM 8-3-0
<b>INFORME DE TRABAJO</b>		FECHA: 1/04/2011
JORNADA: DIURNO	CUADRÍCULA: J-22	Sistema Loc.: GEORADAR
COLONIA: BO. EL CERRITO		
DIRECCIÓN POPULAR: BLOQUE I, FRENTE A CASA #3		
MATERIAL DE TUBERÍA: PVC	DIÁMETRO TUBERÍA: 2"	
PROFUNDIDAD DE TUBERÍA: APROX. 80 CM	No. DE MEDICIÓN:	
CROQUIS DE SITUACIÓN		
NOTA 1	SE TRABAJÓ SOBRE ACERA DE HORMIGÓN.	

Figura 15. Ejemplo de ficha de localización de fugas con georadar (Tegucigalpa, SANAA)

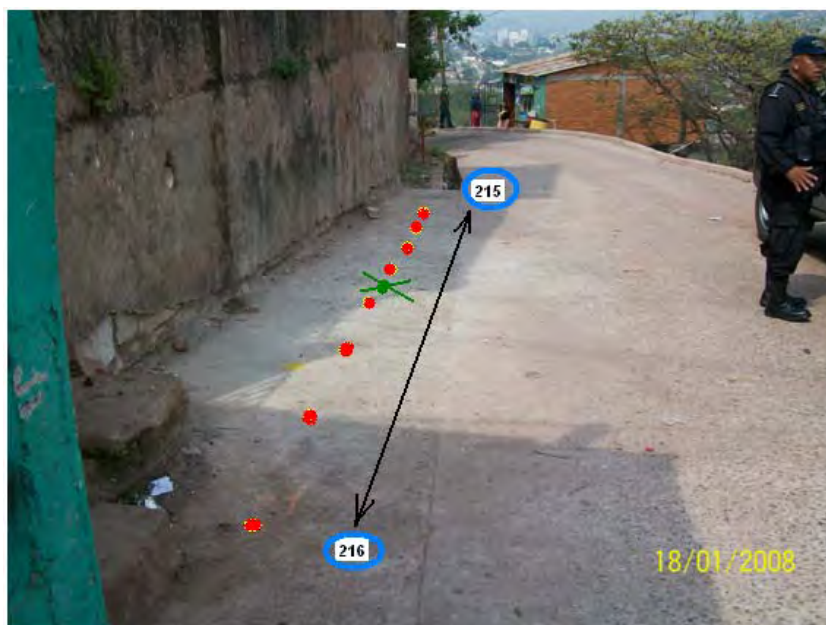


Figura 16. Ejemplo de toma de datos para la localización de fugas con georadar (Tegucigalpa, SANAA)

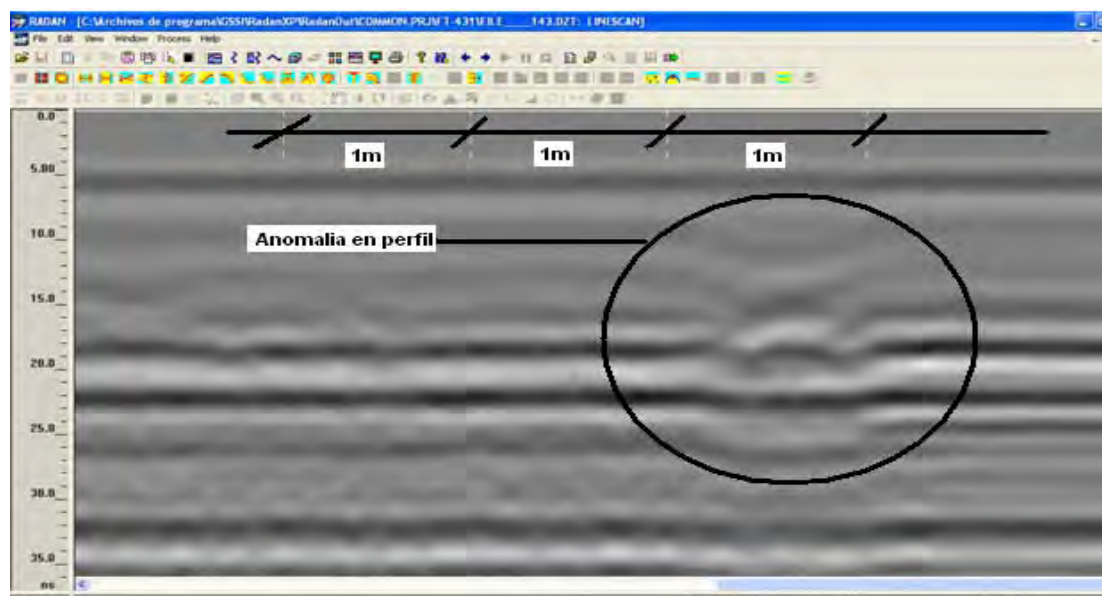
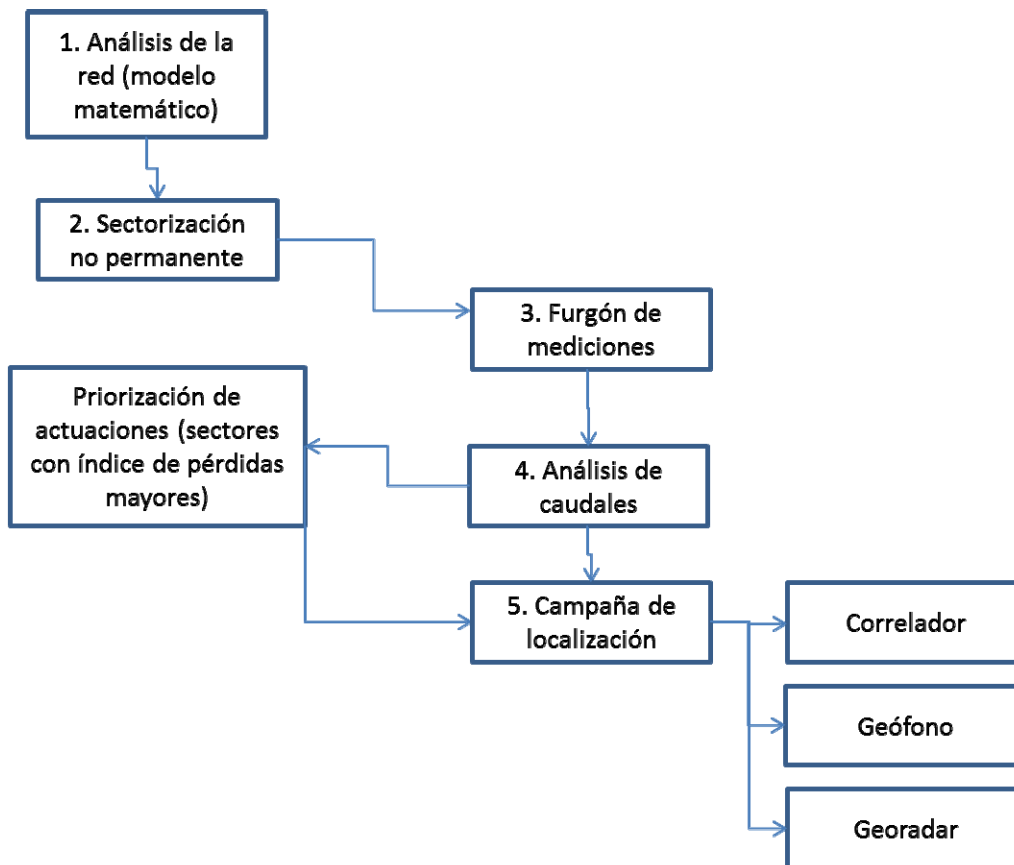


Figura 17. Radargrama de confirmación de una fuga con georadar (Tegucigalpa, SANAA)

#### 4 CONCLUSIONES

El entorno de un sistema intermitente dificulta enormemente una campaña de detección y localización de fugas según los esquemas convencionales. Para llevar a cabo la campaña de manera exitosa es necesario conocer bien el entorno estudiado, operaciones del sistema, entorno geológico, tipo de tuberías etc. Una vez definido el contexto inicial hay que organizar la campaña de manera jerárquica, según un esquema de este tipo:



**Figura 18.** Esquema de metodología cruzada para la campaña de fugas.

En el caso de que sea implementada ya una sectorización hidráulica, el trabajo se facilita ya que se puede arrancar directamente desde el punto 4.