

IX SEREA
Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y
Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua.

Actas del Seminario presentadas en la
Universidad Politécnica de Valencia (España),
24-27 de noviembre de 2009

Valencia, noviembre de 2009

ISBN: 978-84-89487-30-7

Sesión Técnica 1

Agua y energía

COSTO DE ENERGÍA ELÉCTRICA DEL M³ DE AGUA ABASTECIDA POR LOS SISTEMAS DE BOMBEO EN LA ZONA METROPOLITANA DEL VALLE DE MÉXICO

Agustin Felipe Breña Puyol¹; Jose Agustin Breña Naranjo²; Maria Francisca Naranjo³

Resumen- Las grandes ciudades o zonas metropolitanas modernas que albergan millones de habitantes, consumen cada día una enorme cantidad de recursos, y desde los primeros asentamientos urbanos que formaron grandes civilizaciones, el ser humano ha buscado y desarrollado formas cada vez más avanzadas para proveer a las ciudades, en constante crecimiento, de recursos tan vitales como el agua. Un ejemplo sobresaliente es la Ciudad de México y su zona conurbada, la cual posee tres fuentes de abastecimiento, dos de agua subterránea y la otra de agua superficial, y para abastecer agua potable utiliza sistemas de bombeo muy complejos para la extracción de agua subterránea o bien para la importación de agua potable de cuencas hidrológicas adyacentes. Además, los sistemas de bombeo consumen grandes cantidades de energía eléctrica y en sus presupuestos de operación, mantenimiento y conservación, un porcentaje alto se destina al pago de la energía eléctrica, insumo que se incrementa, día a día, por la crisis energética que padece actualmente la humanidad. En consecuencia, los factores anteriores fueron determinantes para enfocar este artículo a la estimación del costo de energía eléctrica del metro cúbico de agua superficial y subterránea de dos sistemas de bombeo que actualmente se utilizan para abastecer agua potable a la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), núcleo urbano donde habitan actualmente más de 20 millones de habitantes.

Abstract - Large urban centers or metropolitan zones lodging millions inhabitants withdraw a significant amount of resources, and since the first urban settlements that created the great civilizations, every time the human being has searched and developed more advanced ways to supply water to the urban centers. An outstanding example corresponds to Mexico City and its metropolitan area, whose water supply sources are composed by two groundwater systems and one surface water system, respectively. Pumping networks are necessary to exploit groundwater resources and to import water from adjacent catchments. In consequence, expensive costs due to power consumption are increasing since the beginning of the current global energy crisis. Such factors were determinant to focus this study in the assessment of the pumping costs in surface and groundwater supply sources for the Metropolitan Area of Mexico City (MAMC), an urban center composed by more than 20 million inhabitants.

Palabras clave: Centros urbanos, sistemas de bombeo, agua subterránea.

Keywords: Urban centres, pumping networks, groundwater.

¹ Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa – División de Ciencias Básicas e Ingeniería – Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica – E-mail: bpaf@xanum.uam.mx.

² Institute of Hydrology – Fahnenbergplatz – 79098 Freiburg, Germany – E-mail: agustin.brena@hydrology.uni-freiburg.de

³ Centro de Investigación en Agua (CIA) – México – E-mail: mfnf@yahoo.com

INTRODUCCIÓN

Las grandes ciudades modernas que albergan a millones de habitantes, consumen cada día una enorme cantidad de recursos, y desde las primeras Ciudades-Estado que formaron grandes civilizaciones, el ser humano ha buscado y desarrollado formas cada vez más avanzadas para proveer a las ciudades en constante crecimiento, de recursos tan vitales como el agua.

Las principales fuentes de abastecimiento para las ciudades son los ríos y las aguas subterráneas, y a diferencia de cómo se distribuía en el pasado a través de esquemas de gravedad, hoy día, el agua se conduce hacia las casas-habitación por complejos sistemas de tuberías y centrales de bombeo.

Un ejemplo sobresaliente es la Ciudad de México y su zona conurbada, la cual posee tres fuentes de abastecimiento, dos de agua subterránea y la otra de agua superficial, y para abastecer agua potable utiliza sistemas de bombeo muy complejos para la extracción de agua subterránea o bien para la importación de agua potable de cuencas hidrológicas adyacentes.

Asimismo, los sistemas de bombeo consumen grandes cantidades de energía eléctrica y en sus presupuestos de operación, mantenimiento y conservación, un porcentaje alto se destina al pago de la energía eléctrica, insumo que se incrementa, día a día, por la crisis energética que padece la humanidad.

Ahora bien, los factores anteriores fueron determinantes para enfocar este artículo al análisis de dos sistemas de bombeo que actualmente se utilizan para abastecer agua potable a la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), núcleo urbano donde habitan actualmente más de 20 millones de habitantes.

Los sistemas de bombeo analizados son el de Cuenca del Río Cutzamala, integrado por 6 macroplantas de bombeo y que en conjunto deben vencer un desnivel de 1100 metros, para llevar agua potable a la ZMVM. El recurso agua que aporta este sistema proviene de la cuenca del Río Cutzamala y el volumen medio anual es equivalente a 441.8 hm^3 ($14.01 \text{ m}^3/\text{s}$) de agua superficial que se almacena en 7 presas.

El otro sistema de bombeo es del Plan de Acción Inmediata (PAI), constituido por 208 pozos de agua subterránea distribuidos en 7 baterías ubicados en los acuíferos de la Cuenca del Valle de México. El volumen medio anual que aportan los pozos de este sistema asciende a 262 hm^3 ($8.30 \text{ m}^3/\text{s}$)

Por su parte, aspecto importante a destacar son los elevados costos de energía eléctrica que consumen los sistemas de bombeo utilizados para abastecer agua potable. En consecuencia, se procedió a estimar el costo de energía eléctrica por m^3 de agua superficial y subterránea de los dos sistemas de bombeo seleccionados en este artículo.

ÁREA DE ANÁLISIS

El área de análisis de los sistemas de bombeo esta conformada por la Ciudad de México y su zona conurbada, denominada Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), la cual se encuentra localizada, desde el punto de vista geográfico, en la Cuenca de México, ubicada en la parte sur de la Mesa Central entre los paralelos $19^\circ 03' 53''$ y $20^\circ 11' 09''$ de latitud norte y entre los meridianos $98^\circ 11' 53''$ y $99^\circ 30' 24''$ de longitud oeste.

La superficie de la cuenca es de 9600 km^2 , y esta constituida por porciones de diferente tamaño de los estados de Hidalgo, Tlaxcala, Puebla y México y por el área del Distrito Federal. Posee tres zonas típicas con características diferentes: la zona plana correspondiente

al área impermeable de los antiguos lagos lacustres, la zona de lomeríos y la zona montañosa. De acuerdo con los estudios realizados por el INEGI, CONAPO y SEDESOL la extensión territorial del área conurbada de la ZMVM esta conformada por las 16 Delegaciones del Distrito Federal, por 58 municipios del estado de México y 1 municipio del estado de Hidalgo (SEDESOL, CONAPO, INEGI, 2004).

Ahora bien, la magnitud de la mancha urbana ha evolucionado en forma vertiginosa en los últimos cien años. En 1910 la mancha urbana tenía una superficie de 27 km², en 1960 aumento a 382 km², para 1990 ascendió a un valor de 1209 km², mientras que para 2000 esa cifra fue de 1350 km². Con la tendencia observada, se espera que la superficie de la mancha urbana alcance una magnitud de 1475 km² para el año 2010 (DDF, 1997).

Desde el punto de vista poblacional, la ZMVM ha presentado una dinámica de crecimiento poblacional de gran magnitud. En un lapso de 55 años (1950-2005) ha incrementado 5.6 veces su número de habitantes (INEGI, 1950, 1960, 1970, 1980, 1990, 2000, 2005). En 1950 la población de la ZMVM alcanzaba un valor de 3.4 millones de habitantes, para 1960 se incrementó a 5.6 millones de habitantes, en 1970 fue de 9.2 millones de habitantes, aumento a 14.3 millones de habitantes en 1980, en el año 1990 ya habitaban 15.6 millones de habitantes, en el año 2000 la población era de 18.1 millones de habitantes y finalmente en 2005 la población ascendió a 19.2 millones de habitantes.

Ahora bien, para abastecer agua potable a los habitantes de la ZMVM se utilizan tres fuentes: los acuíferos ubicados en la Cuenca de México; y la importación de agua provenientes de los Sistemas Lerma (agua subterránea) y del Sistema Cutzamala (agua superficial).

De los acuíferos se extrae un volumen medio anual que asciende a 1876 hm³ (59.5 m³/s), mientras que del Sistema Lerma se importa un volumen medio anual de 151 hm³ (4.8 m³/s), y del Sistema Cutzamala un volumen medio anual equivalente a 464 hm³ (14.1 m³/s).

CUENCA DEL RÍO CUTZMALA

El Sistema Cutzamala es la principal fuente externa de agua superficial que abastece de agua a la ZMVM, sus objetivos son obtener el equilibrio entre lo que se infiltra y lo que se extrae y cubrir la demanda adicional esperada en el periodo 1980-2000. De esta forma, el Sistema Cutzamala se convierte en la primera fuente de abastecimiento de agua superficial externa al Valle de México.

La construcción del Sistema se ha realizado en varias etapas. La primera que entro en operación en 1982, consiste en la captación de agua por medio de la presa Villa Victoria y su conducción por gravedad a la planta potabilizadora Los Berros, con capacidad para procesar hasta 24 m³/s. De allí, mediante el uso de la planta de bombeo No. 5, se vence una carga de 174 m y se continúa su conducción al tanque Los Pericos con capacidad de 200,000 m³, desde donde el agua sigue su conducción hasta el túnel Analco-San José, que cruza la sierra Las Cruces hasta llegar por el noroeste a la ZMVM. Actualmente, de esta primera etapa se obtiene el 21% del total que aporta el Sistema Cutzamala a la Cuenca de México.

La segunda etapa inició su operación en 1985. Comprende la captación de agua mediante la presa Valle de Bravo y su conducción al vaso regulador Donato Guerra, el cual suministra agua a la planta potabilizadora Los Berros. En el trayecto, de la presa Valle de Bravo al vaso regulador, se hace uso de las plantas de bombeo 2, 3 y 4, que vencen cargas de 122, 350 y 350 m, respectivamente. Actualmente del total que aporta el Sistema Cutzamala a la ZMVM, el 32% se obtiene de esta etapa.

La tercera etapa está compuesta por las captaciones de las presas Chilesdo y Colorines que iniciaron su operación en 1993 y 1994. La captación de Chilesdo pasa por la planta de bombeo No 6, para vencer una carga de 275 m y después conducir el agua a la planta potabilizadora Los Berros.

La presa Colorines recibe y almacena el agua de presas interconectadas Tuxpan-El Bosque-Ixtapan del Oro, para después conducirla a la planta de bombeo No. 1 y vencer una carga de 157 m, permitiendo que el agua sea conducida por gravedad, desde este punto a la planta de bombeo No. 2 o a la presa Valle de Bravo. Del gasto total que recibe la ZMVM del Sistema Cutzamala, el 47% se obtiene de esta etapa: 5% corresponde a Chilesdo y 42% a Colorines (DDF, 2007a).

Por su parte, las 6 macroplantas de bombeo tienen una potencia de 22 mil caballos de fuerza en los motores más grandes y utilizan 2280 millones de kilowatts/hora/año, cantidad similar a la que consume una ciudad de un millón de habitantes y en conjunto las bombas vencen un desnivel de 1100 metros (CNA, 2003).

Asimismo, el Sistema tiene un acueducto de 211.9 kilómetros, de los cuales 10.3 kilómetros son tubería de acero, 102.1 kilómetros con tubería de concreto preesforzado, 28.2 kilómetros de túneles, 71.3 kilómetros de canal abierto, incluyendo la planta potabilizadora Los Berros.

En el futuro se contempla la terminación del vaso de regulación horaria y la construcción de la segunda línea de conducción alterna al canal Donato Guerra, con la finalidad de brindar mayor flexibilidad en la operación del Sistema.

Ahora bien, la metodología que se aplicó para estimar el costo de energía eléctrica por m^3 del Sistema Cutzamala, consistió en utilizar una serie de volúmenes anuales extraídos y su costo de energía eléctrica correspondiente, proporcionada por el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México (CNA, 2008) durante un periodo de 15 años (1993-2007). Con la información aportada se estimó el costo anual de energía por m^3 de agua superficial que recibe la ZMVM por el Sistema Cutzamala.

La tabla 1 indica los valores de los volúmenes anuales de agua superficial, en hm^3 , los costos de energía eléctrica utilizados por el sistema de bombeo, en millones de pesos mexicanos y el costo de energía eléctrica del m^3 , en pesos mexicanos.

Es importante subrayar que para la operación del Sistema Cutzamala el 81% del presupuesto asignado se destina al pago de consumo de energía eléctrica que requieren las 6 plantas de bombeo y que en conjunto deben vencer un desnivel de 1100 metros, para traer agua potable a la ZMVM.

El 19% restante del costo total de operación se utiliza para la operación, mantenimiento y conservación de las plantas de bombeo, pozos, canales, acueductos, subestaciones eléctricas, tanques de almacenamiento, plantas potabilizadoras, así como para la adquisición de diversos equipos para el equipamiento de pozos, sistemas de cloración, control supervisorio, refacciones para la rehabilitación o sustitución de equipos mecánicos y eléctricos, piezas especiales y además para la compra de reactivos químicos necesarios para el proceso de potabilización del agua (CNA, 2003).

Tabla 1. Volúmenes, costos de energía eléctrica y costo del m³ del Sistema Cutzamala

Año	Volumen, en hm ³	Costo energía eléctrica, en 10 ⁶ \$	Costo/m ³ , en pesos \$
1993	342	107	0.31
1994	411	115	0.28
1995	431	181	0.42
1996	451	367	0.81
1997	480	531	1.11
1998	455	524	1.15
1999	479	637	1.33
2000	483	729	1.51
2001	476	723	1.52
2002	480	759	1.58
2003	496	956	1.93
2004	488	1,018	2.08
2005	493	1,304	2.64
2006	481	1,420	2.95
2007	478	1,536	3.21

Adicionalmente, se elaboro una gráfica de barras la cual presenta la distribución temporal del costo de energía eléctrica por m³ que utiliza el Sistema Cutzamala para abastecer agua potable a la ZMVM durante el periodo comprendido entre los años 1993-2007. La figura 1 muestra los resultados obtenidos.

Los resultados obtenidos y sintetizados en la figura 1, incluyen únicamente el costo de energía eléctrica por m³ de agua superficial que suministra el Sistema Cutzamala y que es equivalente al 81% del costo total de operación.

Por su parte, el costo total de energía eléctrica que consume anualmente el Sistema Cutzamala es función de la tarifa eléctrica vigente, del consumo de energía el cual se estima en kilowatts-hora por metro cúbico (kWh/m³), de la eficiencia media de los equipos de bombeo (se estima que es del 50%), del desnivel de 1100 metros que las bombas deben vencer y del recorrido del agua entre el Sistema Cutzamala y la Ciudad de México.

Ahora bien, analizando las barras de la figura 1 se detectan varias conclusiones relacionadas con la distribución temporal del costo de energía eléctrica por metro cúbico de agua. Una de ellas es el incremento significativo del costo de energía eléctrica por m³ que ocurrió entre los años 1995-1996, y tal situación fue producto de la reclasificación de la tarifa para el suministro y venta de energía eléctrica destinada al servicio publico, elaborada en 1996 por la Compañía de Luz y Fuerza del Centro (CNA, 2003).

Además, otra conclusión relevante esta asociada con el aumento del costo energético del m³ de agua, en el periodo comprendido entre 1993-2007. Los resultados obtenidos señalan que el costo de energía eléctrica por m³ de agua que abastece el Sistema Cutzamala a la ZMVM, se ha incrementado 10.4 (3.21/0.31) veces su valor, magnitud que pone de manifiesto el aumento de la energía eléctrica y que de acuerdo con la situación actual se incrementará en el corto, mediano y largo plazo.

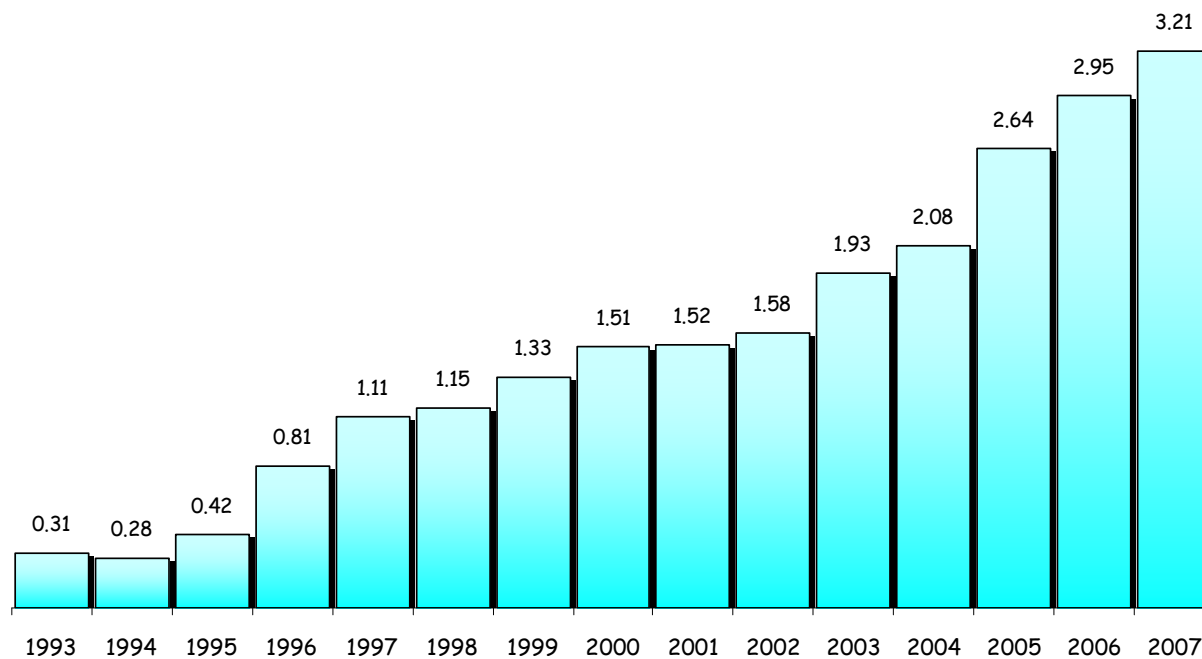


Figura 1. Costo de energía eléctrica del m³ del Sistema Cutzamala, en pesos mexicanos

Finalmente, sería deseable estimar varios escenarios sobre el consumo y costo de la energía eléctrica que utiliza el Sistema Cutzamala a mediano y largo plazo, pero las fluctuaciones de las tarifas, del precio del petróleo que actualmente ocurre a nivel mundial y de los factores inherentes a la operación del sistema por la introducción de nuevas tecnologías, imposibilita predecir a futuro su comportamiento.

Un estudio detallado y minucioso sobre el consumo y costo de la energía eléctrica del Sistema Cutzamala, podría arrojar resultados confiables contemplando varios escenarios y de esta forma reducir las incertidumbres.

PLAN DE ACCIÓN INMEDIATA (PAI)

La fuente de abastecimiento de agua potable más importante de la ZMVM son los pozos de agua subterránea localizados en los acuíferos Chalco-Amecameca, Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM), Texcoco y Cuautitlán-Pachuca (CNA, 2003).

En relación al número total de pozos en operación, no hay un registro actualizado, ya que día a día aumenta el número por la construcción de nuevos pozos, tal como sucede en la delegación de Iztapalapa, donde existe una escasez de agua.

No obstante, de acuerdo con los datos del Plan Maestro de Agua Potable del Distrito Federal 1997-2010 (DDF, 2007a), se estima que actualmente existen más de 3000 pozos de agua subterránea en operación.

Para estimar el costo de energía eléctrica por m³ de agua subterránea, se selecciono el Sistema de Pozos denominado Plan de Acción Inmediata (PAI), ya que sería imposible elegir al universo de los 3000 pozos de agua subterránea que existen.

El Sistema PAI es operado y administrado por el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, y esta integrado por 7 baterías de pozos denominadas: Tizayuca-Pachuca;

Teoloyucan; Los Reyes Ferrocarril; Reyes-Ecatepec; Tláhuac Nezahualcóyotl; Mixquic Santa Catarina; y Texcoco Peñón.

Las 7 baterías tienen un total de 208 pozos, extraen un volumen promedio de 8.3 m³/s (262 hm³/año) y la infraestructura hidráulica esta conformada por ocho acueductos con una longitud superior a los 200 kilómetros, seis plantas de rebombeo y la planta potabilizadora de Madín.

La tabla 2 señala el número de pozos, el gasto, en m³/s y el volumen anual, en hm³ aportado por las 7 baterías que conforman el PAI.

Tabla 2. Características de las baterías de pozos del PAI

Batería	Número de pozos	Gasto, en m ³ /s	Volumen anual, en hm ³
Tizayuca-Pachuca	32	1.20	38
Teoloyucan	38	1.48	47
Los Reyes-Ferrocarril	50	1.82	57
Reyes-Ecatepec	35	1.28	40
Tláhuac Nezahualcoyotl	20	0.70	22
Mixquic Santa Catarina	18	1.25	39
Texcoco Peñón	15	0.57	18
Total	208	8.30	262

La metodología seleccionada para estimar el costo de energía eléctrica por m³ de agua subterránea, consistió en adquirir durante un periodo de 15 años (1993-2007) los datos de los volúmenes anuales extraídos por el conjunto de pozos y el costo de energía eléctrica anual que se consume para la extracción del agua subterránea (CNA, 2008).

En una fase posterior, con los datos proporcionados se estimo el costo anual de energía por m³ de agua subterránea que reciben los habitantes de la ZMVM a través del Plan de Acción Inmediata (PAI).

La tabla 3 indica los valores de los volúmenes anuales de agua subterránea, en hm³, los costos de energía eléctrica utilizados por el sistema de bombeo, en millones de pesos mexicanos y el costo de energía eléctrica del m³, en pesos mexicanos.

Al respecto, es oportuno destacar que en la estimación del costo de metro cúbico de agua subterránea, únicamente están involucrados los costos de energía eléctrica de la tarifa vigente de electricidad que prevaleció en cada uno de los años del periodo de análisis.

Además, se elaboro una gráfica de barras la cual presenta la distribución temporal del costo de energía eléctrica por m³ que utiliza el PAI para abastecer agua potable a la ZMVM durante el lapso de tiempo comprendido entre 1993-2007 y la figura 2 ilustra los resultados obtenidos.

Tabla 3. Volúmenes, costos de energía eléctrica y costo del m³ del PAI

Año	Volumen, en hm ³	Costo energía eléctrica, en 10 ⁶ \$	Costo/m ³ , en pesos \$
1993	485	101	0.21
1994	469	135	0.29
1995	444	103	0.23
1996	290	149	0.51
1997	251	105	0.42
1998	256	130	0.51
1999	254	177	0.69
2000	259	200	0.77
2001	258	245	0.95
2002	256	326	1.27
2003	261	595	1.56
2004	252	423	1.68
2005	245	597	1.83
2006	242	523	2.16
2007	241	624	2.59

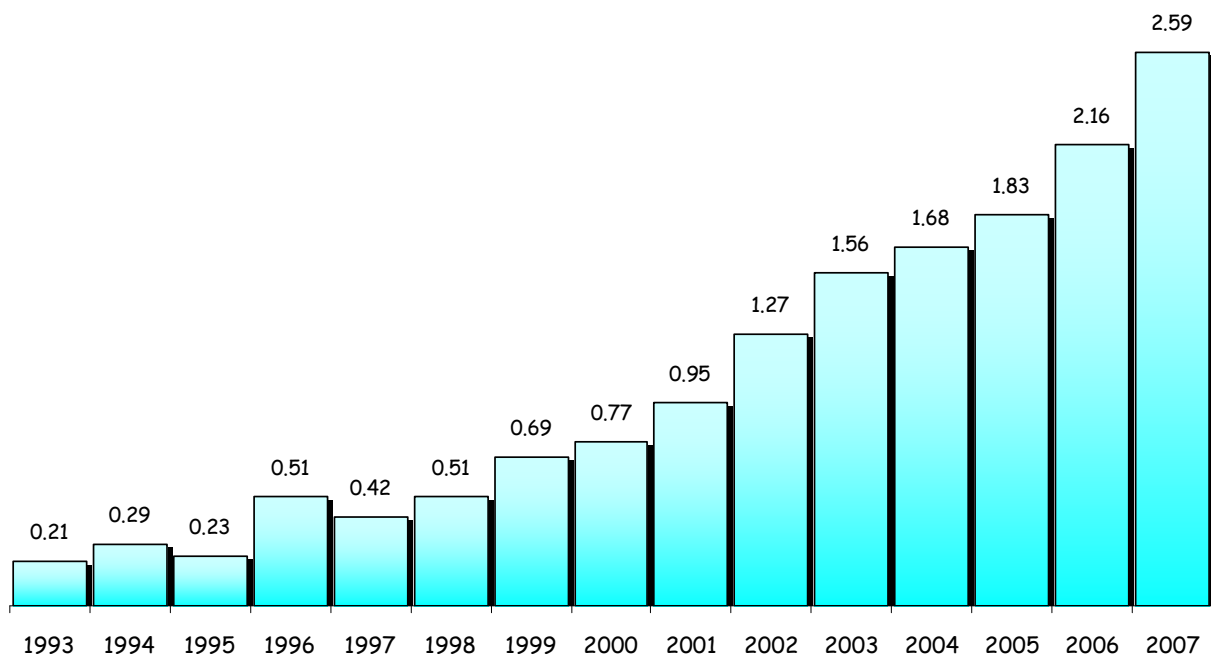


Figura 2. Costo de energía eléctrica del m³ de agua subterránea del PAI, en pesos mexicanos

Al analizar los resultados de la figura 2, se detecta que el costo de energía eléctrica por m^3 de agua subterránea que suministra el Sistema de Pozos PAI, a los habitantes de la ZMVM, presenta un crecimiento ascendente durante el periodo de análisis (1993-2007).

Un punto a destacar es el incremento notorio del costo de energía eléctrica por m^3 entre 1995 y 1996 y tal anomalía es producto de la reclasificación de la tarifa para el suministro y venta de energía eléctrica destinada al servicio público y que llevo a cabo la Compañía de Luz y Fuerza del Centro en el año de 1996 (CNA, 2003).

Asimismo, en el periodo de análisis el costo de energía eléctrica por m^3 de agua subterránea que extrae el Sistema de Pozos PAI, se incrementó 12.3 (2.59/0.21) veces su valor, magnitud que pone de manifiesto el aumento de las tarifas eléctricas y que de acuerdo con la crisis energética que ocurre, hoy día, se incrementarían en el corto, mediano y largo plazo.

CONCLUSIONES

Los sistemas de bombeo que utilizan las grandes ciudades o zonas metropolitanas para el abastecimiento de agua potable, drenaje urbano y saneamiento de las aguas residuales son muy complejos y requieren, en consecuencia, de análisis detallados para conocer sus características más relevantes y con sus resultados establecer esquemas óptimos de operación para reducir los costos de energía eléctrica.

Además, los dos sistemas de bombeo que se analizan en este artículo dan una idea de su complejidad, el cual es producto del crecimiento acelerado de los núcleos de población, de la carencia de mecanismos adecuados sobre su desarrollo y de ordenamiento territorial.

Por su parte, las grandes ciudades han transformado radicalmente, por su extensión y por la concentración de un número considerable de habitantes, el manejo del recurso agua y para obtener un equilibrio hidrológico es necesaria la participación interdisciplinaria de profesionistas que conozcan los diversos procesos que intervienen en el ciclo hidrológico.

Ante tal panorama, es inminente aplicar el esquema del manejo integral del agua y en las grandes ciudades los procesos involucrados, con el abastecimiento de agua potable, drenaje urbano y saneamiento de las aguas residuales, están íntimamente involucrados entre sí. Desafortunadamente, en ocasiones se analizan en forma individual los servicios de agua y no se contemplan sus interrelaciones y vinculaciones.

Por ejemplo, los sistemas de bombeo de la ZMVM han provocado manifestaciones de diversa índole tales como el desarrollo de hundimientos diferenciales del subsuelo por la sobreexplotación de agua subterránea, los cuales a su vez inciden en el deterioro y colapso de las estructuras hidráulicas requeridas para el abastecimiento de agua potable y drenaje urbano y en la ocurrencia de inundaciones por la subsidencia del terreno natural.

Ahora bien, una de las conclusiones más relevante de este estudio sobre la estimación del costo de energía eléctrica del m^3 de agua superficial y subterránea de la Cuenca del Río Cutzamala y del PAI, es la complejidad de los sistemas de bombeo ya que cada uno de ellos tiene una gama amplia de factores de diversa naturaleza.

En efecto, las características de los equipos de bombeo del Sistema Cutzamala que se utilizan para importar agua a una distancia de 212 km de distancia y vencer un desnivel de 1100 m, es completamente diferente a los equipos de bombeo y estructuras hidráulicas adicionales que utiliza el PAI, el cual está constituido por 208 pozos de agua subterránea.

En síntesis, se puede decir que este análisis sobre los costos energéticos que requiere la ZMVM para el suministro de agua potable, pone en evidencia que el modelo de gestión y

manejo del agua que se aplica resulta ser obsoleto y que se requiere de nuevos modelos que involucren el desarrollo sustentable y el equilibrio hidrológico de sus recursos hídricos.

En el futuro, es pertinente involucrar en el análisis del costo de energía eléctrica por metro cúbico del agua subterránea, el incremento paulatino de su costo, debido a que día a día aumenta la profundidad de los niveles freáticos por la sobreexplotación del agua.

Finalmente, los sistemas de bombeo de las grandes ciudades son estructuras hidráulicas muy complejas con impactos ambientales de relevancia en sus lugares de origen y en el futuro es deseable establecer los mecanismos para evaluar sus repercusiones en el medio ambiente.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

CNA, Comisión Nacional del Agua (2003), “*Estadísticas del Agua 2003, Región XIII Aguas del Valle de México y Sistema Cutzamala*”, Gerencia Regional XIII, Aguas del Valle de México y Sistema Cutzamala, México.

CNA, Comisión Nacional del Agua (2008), “*Costo de energía eléctrica y volúmenes de extracción anuales durante el periodo 1993-2007 del Sistema Cutzamala y del Sistema de Pozos PAP*”, Información proporcionada a través del Sistema de Transparencia de la CNA, Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, México.

DDF (1997). “*Plan Maestro de Drenaje de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México: 1994-2010*”, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, DDF, México.

DDF (1997a). “*Plan Maestro de Agua Potable del Distrito Federal 1997-2010*” Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, DDF, México.

INEGI (1950, 1960, 1970, 1980, 1990, 2000), “*Censo General de Población y Vivienda de 1950 (VII) a 2000 (XII)*”, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

INEGI (2005), “*II Conteo de Población y Vivienda 2005*”, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

SEDESOL, Secretaria de Desarrollo Social, CONAPO, Consejo Nacional de Población, INEGI, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (2004), “*Delimitación de las zonas metropolitanas de México*”, México.

SISTEMA DE CONTROLE PARA SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Saulo de Tarso Marques Bezerra¹; Simplício Arnaud da Silva²; Heber Pimentel Gomes²; Moisés Menezes Salvino²

Resumo – Apresenta-se, neste trabalho, um sistema fuzzy para o controle piezométrico de sistemas de distribuição de água por meio do uso simultâneo de válvulas de controle e conversores de frequência acoplados a conjuntos motor-bomba. O conversor de frequência mantém a altura manométrica do sistema de bombeamento em um valor ótimo, enquanto as válvulas de controle têm a função de eliminar o excesso de pressão em pontos do sistema. O sistema de controle é formado por dois controladores fuzzy acoplados. Os controladores atuam na determinação da velocidade de rotação do motor e no ângulo de abertura das válvulas. São apresentados quatro experimentos, que comprovam a eficiência do sistema de controle e a influência deste na redução do consumo de energia elétrica e água. O sistema é robusto e pode atuar com quaisquer valores de referência de pressão, não havendo limite para o número de pontos monitorados e controlados, podendo, inclusive, variar os valores de referência com o tempo. Pode-se concluir que o desempenho do sistema fuzzy se mostrou satisfatório, podendo ser implementado facilmente em outros sistemas similares, a fim de proporcionar redução do consumo de água e energia, diminuição nos custos de manutenção e aumento da confiabilidade dos procedimentos.

Abstract – In this work is presented a fuzzy control system to control piezometric of a water distribution system, by using control valves and variable frequency drive, simultaneously. The variable frequency drive tracks minimum head of the pumping system, while the control valves release the pressure by removing water excess in points of the water distribution system. The control system consists of two coupled fuzzy controllers defining the motor rotation speed and the control valves opening angle. Four different experiments were carried out to demonstrate the control system efficiency, by considering the achieved water and power electrical losses reduction, and robustness. Moreover, it is able to track any reference pressure value, if it is time variant, and there is no limit for the number of monitored pressure points. The proposed system has been shown satisfactory to control piezometric of a water distribution system. Besides, it can be easily applied to similar water distribution systems in order to reduce the consumption of water and electricity, reducing the costs of maintenance and increase the degree of reliability of the procedures.

Palavras chave: sistema fuzzy, eficiência energética, eficiência hidráulica.

Keywords: fuzzy system, power efficiency, hydraulics efficiency.

¹ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB), João Pessoa, PB, Brasil – E-mail: s.bezerra@yahoo.com.br.

² Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS), João Pessoa, Brasil – Telefone: (+55) 83 3216 7037 – E-mail: sarnaud@ct.ufpb.br, heberp@uol.com.br, riei@hotmail.com.

INTRODUÇÃO

As empresas de saneamento consomem de 2% a 10% do total da eletricidade utilizada em um país (PELLI e HITZ, 2000). Os países latino-americanos gastam de 1 a 1,5 bilhões de dólares por ano apenas para bombear água (JAMES *et al.*, 2002). No Brasil, o setor de saneamento básico consome cerca de 2,5% do consumo total de energia elétrica, o equivalente a aproximadamente 10 bilhões de kWh/ano (ELETROBRÁS, 2009).

A otimização das operações de bombeamento pode gerar economias significativas, as quais, no caso de grandes sistemas, atingem milhões de reais por ano. Segundo James *et al.* (2002), o consumo de energia, na maioria dos sistemas de distribuição de água em todo o mundo, poderia ser reduzido em pelo menos 25% com a implementação de ações de eficiência energética e hidráulica, o que equivale a toda energia utilizada na Tailândia. Vários estudos na Europa e nos Estados Unidos da América indicam que o setor industrial tem um potencial de redução de 30% a 50% do consumo de energia em sistemas de bombeamento (HOVSTADIUS, 2007).

A alternativa mais eficiente para reduzir o consumo de energia elétrica das companhias de saneamento é através da diminuição das vazões e pressões dos sistemas. Para amortizar o volume de água fornecido, sem que haja racionamento e/ou “racionalização forçada”, a forma mais impactante é a minimização das perdas reais de água. Entre as ações voltadas para a minimização destas perdas e do consumo de água, a comunidade científica (ARAUJO *et al.*, 2006; GARZÓN CONTRERAS e THORNTON, 2006; PILCHER *et al.*, 2007) e os técnicos das empresas destacam o controle da pressão. Destarte, observa-se que o controle piezométrico nas redes hidráulicas apresenta-se como uma ação diretamente impactante no consumo de energia elétrica e água.

Os atuais sistemas de automação, mais especificamente os sistemas tipo SCADA, possibilitam o controle de pressão em pontos do sistema. Porém, as decisões são vinculadas à experiência dos operadores, já que os sistemas SCADA, via de regra, propiciam apenas a operação assistida. É possível monitorar, controlar e interferir nas diversas unidades do sistema em tempo real, mas não o controle automático dos processos. Nos casos em que há controle automático, este fica a cargo do CLP, que operam de forma independente, local e em aplicações de processos simples, por exemplo, o liga/desliga de bombas com base no nível de um reservatório e o controle de pressão no barrilete através do acoplamento de um conversor de frequência ao conjunto motor-bomba (CMB).

Quanto mais extenso for o sistema de distribuição de água, obviamente, mais complexas serão as decisões. O grande número de elementos passíveis de terem seus estados alterados torna complexa a tarefa dos operadores definirem, num determinado instante, qual a melhor combinação do estado operacional das bombas e grau de abertura das válvulas. Devido a esta elevada complexidade, a busca da decisão mais adequada em termos de política operacional deve ser feita com o auxílio de ferramentas computacionais apropriadas. Sem um planejamento otimizado, os sistemas de produção de água para abastecimento continuaram desperdiçando energia elétrica (PEDROSA FILHO, 2006).

Atualmente, os equipamentos utilizados para o controle de pressão nas redes hidráulicas são os conversores de frequência e as válvulas de controle. O controle de velocidade de rotação, realizado pelo conversor de frequência acoplado ao motor, é baseado na medição de apenas um ponto da rede hidráulica. As válvulas de controle utilizadas para reduzir a pressão são chamadas de válvulas redutoras de pressão e geralmente são localizadas nas entradas dos setores das redes. Com o crescimento dos sistemas de distribuição de água, surgiram situações onde há uma variação significativa da pressão ao longo da rede hidráulica, nestes casos, para

garantir o controle piezométrico em vários pontos do sistema é necessária a aplicação simultânea de válvulas de controle e conversores de frequência.

Diante do exposto acima, a principal contribuição deste trabalho está em desenvolver um sistema fuzzy para o controle piezométrico de redes de distribuição de água, em tempo real, minimizando o consumo de energia elétrica e o volume de água fornecido ao sistema. O controle do conversor de frequência atua mantendo a altura manométrica do sistema de bombeamento em um valor ótimo (mínimo possível), enquanto que o controle das válvulas tem a função de eliminar o excesso de pressão em diversos pontos do sistema. Obviamente a diminuição da velocidade de rotação prevalece sobre o acréscimo da perda de carga através das válvulas.

SISTEMA DE CONTROLE FUZZY

Um sistema de controle é uma disposição de componentes físicos, conectados ou relacionados de tal maneira a comandar, dirigir ou regular a si mesmo ou a outros sistemas. De maneira geral, no controle clássico, a relação “entrada-saída” representa a relação “causa-efeito” do processo e pode ser descrita matematicamente através de equações diferenciais, equações de diferença, funções de transferência. Logo, nestes casos, para compreender e controlar os sistemas deve-se determinar modelos matemáticos destes. Dentre os diversos tipos de controladores, o mais utilizado é o Proporcional Integral Derivativo (PID).

Com o avanço tecnológico das últimas décadas, pode-se perceber que os sistemas de controle estão mais confiáveis. Controladores mais modernos e eficientes estão sendo projetados para processos complexos. Os sistemas fuzzy surgiram fortemente como alternativa para o controle automático de sistemas não-lineares e com várias entradas e saída. Em 1974, o professor E. H. Mamdani aplicou pela primeira vez um controlador fuzzy no controle de uma máquina a vapor, segundo Reyer e Nicolás (1995 *apud* IVANQUI, 2005), após inúmeras tentativas frustradas com diversos tipos de controladores.

O sucesso dos sistemas fuzzy no controle de processos em diversas áreas da engenharia tem conduzido inúmeros pesquisadores a utilizar esta técnica no desenvolvimento de seus controladores. Não é raro, encontrarmos sistemas fuzzy desenvolvidos para processos que, até então, não tinham resultados satisfatórios.

Apesar do extenso uso da Lógica Fuzzy, ainda há alguns pesquisadores que questionam o uso desta técnica. Zadeh (2008) em resposta a estes pesquisadores, respondeu em seu artigo “*Is there a need for Fuzzy Logic?*”: “*Fuzzy Logic is not fuzzy*” - a Lógica Fuzzy é uma lógica precisa de imprecisão e raciocínio aproximado. Mais especificamente, a lógica deve ser vista como a formalização de duas capacidades humanas notáveis. A primeira, a aptidão de tomar decisões racionais em um ambiente de imprecisão, incerteza e informação incompletas. E segundo, a habilidade para executar uma grande variedade de tarefas físicas e mentais sem qualquer cálculo matemático. Ainda segundo Zadeh, a maior e mais importante contribuição da lógica, que é extensamente não reconhecida, é seu alto poder de exatidão.

No caso de SDAs, quando se deseja o controle de mais de uma variável, a modelagem matemática é complexa, já que para cada ponto de operação do sistema as equações mudam. Este fato indica fortemente para a utilização de técnicas de controle fuzzy e sistemas de controle adaptativos. Em alguns casos práticos, há aplicação de técnicas de controle PID, que são implementadas com procedimentos metodológicos simples, todavia o sistema não pode sofrer grandes alterações, com o risco do controlador se tornar instável.

Os sistemas fuzzy possibilitam a automação de diversos processos, que vão de tarefas domésticas até o controle de sofisticados processos industriais. Estes sistemas também podem

ser utilizados conjuntamente com outras técnicas de controle, como e.g. fuzzy + AG (Algoritmos Genéticos) (GALDI *et al.*, 2008); neuro-fuzzy (LIN *et al.*, 2007); fuzzy PD (ZHANG *et al.*, 2008); fuzzy PI (VIEIRA *et al.*, 2007); fuzzy PID (QIANG *et al.*, 2008); fuzzy PD + ACO (*Ant Colony Algorithm*) (SHUAI *et al.*, 2006) etc.

Os sistemas fuzzy (SF) são amplamente empregados em acionamentos de velocidade variável, particularmente em máquinas de indução. Ivanqui (2005) desenvolveu um sistema fuzzy para controlar a velocidade de rotação de uma esteira ergométrica através de conversores de frequência, com a finalidade de minimizar os riscos da atividade cardíaca do usuário. A contribuição científica da pesquisa foi o desenvolvido de um controlador que se adapta ao perfil do usuário (idade, condicionamento físico, índice de massa corporal e zona de treinamento desejada etc.).

Yatim e Utomo (2005) desenvolveram um sistema neuro-fuzzy para o controle de velocidade de rotação de compressores acionados por motores de indução. Tunyasrirut e Wangnipparnto (2006) desenvolveram um sistema fuzzy para controlar o nível de água em um tanque horizontal. Lima (2007) desenvolveu um controlador fuzzy para o controle do potencial matricial da água no solo, visando à otimização de processos de irrigação, por meio da variação da velocidade de rotação do CMB.

Mo e Wang (2007) desenvolveram um controlador fuzzy PID para o controle de pressão na fabricação de diamante artificial. Segundo os autores, nestes sistemas, o controlador PID tem baixa eficiência e estabilidade, além de possuir um valor inaceitável de sobre-sinal. Os resultados das simulações indicaram que o controlador fuzzy + PID tem uma excelente precisão, melhor comportamento dinâmico e estático, além de eliminar o sobre-sinal. Souza *et al.* (2007) desenvolveram um sistema fuzzy adaptativo para a otimização do rendimento de motores de indução. A técnica combina dois métodos distintos. O primeiro método trata de uma pesquisa on-line do ponto ideal de funcionamento, enquanto o segundo é o sistemas fuzzy propriamente dito.

Devido às questões ambientais estarem se sobressaindo fortemente no mundo, há diversas pesquisas publicadas que utilizam SF para aperfeiçoar a geração de energia renovável. Por exemplo, o controle de velocidade de rotação de turbinas eólicas para geração de energia com conversores PWM (DAVIGNY e ROBYNS, 2006; VIEIRA *et al.*, 2007; etc.).

Os sistemas fuzzy também são amplamente utilizados como sistema de apoio à decisão em todas as áreas da sociedade, por exemplo, em diagnósticos médicos (CARVALHO *et al.*, 2008); no meio ambiente (NEBOT *et al.*, 2008); na previsão de cheias (ALVISI *et al.*, 2005); na engenharia de tráfego (GHODS *et al.*, 2007); na tecnologia de naves espaciais (SHUAI *et al.*, 2006); etc. El-Baroudy e Simonovic (2006) aplicaram a Lógica Fuzzy para avaliar medidas em sistemas de abastecimento de água complexos, considerando como critérios de decisão a confiabilidade-vulnerabilidade, a robustez e a resiliência.

MATERIAIS E MÉTODOS

A bancada experimental de distribuição de água implantada para testar o sistema desenvolvido é constituída de um reservatório circular de 7,64 m³, um CMB de 3 cv, um conversor de frequência, duas válvulas de controle (CVc e CVs), dois transdutores de pressão (PT1 e PT2), dois medidores de vazão (FT1 e FT2), dois manômetros, além das conexões e tubos de PVC (DN 50) da rede hidráulica (ver Figura 1).

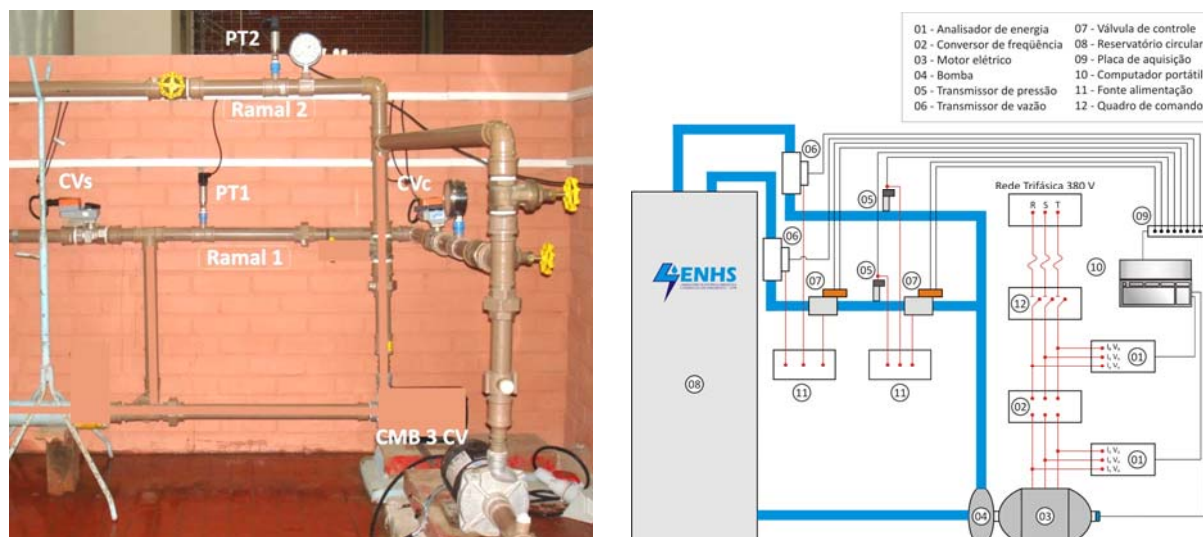


Figura 1 - Bancada experimental de distribuição de água - foto e diagrama de blocos

A rede hidráulica contém dois ramais que simulam a alimentação de dois setores em SDAs reais. A CVs, a jusante do PT1, tem a função de alterar as condições de operação do sistema, proporcionando a variação da vazão demandada. À medida que a CVs fecha, a vazão diminui e, conseqüentemente, a pressão a montante aumenta. Os PT1 e PT2 são responsáveis pelas medições das pressões. O sensor utilizado no medidor é do tipo piezo-resistivo de silício e o sinal de saída é de 4 a 20 mA, com tempo de resposta de 1 milissegundo e precisão de $\pm 0,2\%$ (fundo de escala).

O conversor de frequência (CF) usa tecnologia PWM (*pulse width modulation*) e é responsável por manter a pressão no ponto mais desfavorável da rede hidráulica igual à pressão desejada (pressão de referência), enquanto a válvula CVC elimina o excesso de pressão no ponto de medição do ramal 1. As válvulas são proporcionais, do tipo esfera, acionadas por um motor elétrico com tensão de alimentação de 24 V.

O sistema de aquisição de dados é composto de um computador portátil e uma DAQ. A DAQ possui 32 entradas e 4 saídas analógicas, com taxa de transferência de 1,25 MS/s para as entradas e de 2,86 MS/s para as saídas, a faixa de tensão elétrica é de -10 a 10 Vcc. O programa computacional utilizado para o gerenciamento do sistema é o Labview.

Foram utilizados dois analisadores de energia para medir e monitorar as grandezas elétricas de entrada e de saída do conjunto conversor + motor elétrico (correntes, tensões, potência, fator de potência e distorção harmônica) com precisão de 0,5% e valor *true rms*.

MODELAGEM DO SISTEMA DE CONTROLE

O uso do sistema fuzzy (SF) permite o desenvolvimento do sistema de controle sem o conhecimento prévio do modelo matemático correspondente a planta controlada. O supervisor utiliza quatro entradas e três saídas analógicas da DAQ. As entradas analógicas recebem o sinal dos transdutores de pressão PT1 e PT2, e os ângulos de abertura das válvulas CVC e CVs. As saídas analógicas são utilizadas para variar a posição/abertura das válvulas de controle e a frequência da tensão de alimentação do motor elétrico.

O sistema de controle desenvolvido é formado por dois controladores fuzzy que trabalham simultaneamente; o primeiro é responsável pela determinação da frequência de

acionamento do CMB, enquanto que o segundo atua na válvula CVc. Os controladores fuzzy foram implementados no *Toolkit Fuzzy Logic Controller Design* do Labview.

As variáveis linguísticas foram escolhidas de maneira a possibilitar o controle da pressão nos dois pontos de medição da bancada experimental. As variáveis linguísticas de entrada são:

- + PM - pressão no ponto mais desfavorável da rede hidráulica.
- + FR - sinal de controle do conversor de frequência, que é proporcional à frequência de acionamento do conjunto motor-bomba e a velocidade de rotação.
- + DP - diferença de pressão. Variável que representa o déficit ou excesso de pressão a jusante da CVc.
- + AV - posição angular da válvula CVc.

As variáveis linguísticas de saída do sistema fuzzy são:

- + DF - acréscimo (valor positivo) ou decréscimo (valor negativo) no sinal de controle do conversor de frequência. Variável denominada de Delta de Frequência.
- + DA - acréscimo (valor positivo) ou decréscimo (valor negativo) no ângulo de abertura da válvula CVc. Variável denominada de Delta Angular.

As variáveis linguísticas de entrada e de saída do sistema fuzzy (SF), a quantidade e o formato das funções de pertinência e o universo de discurso foram escolhidos com base em recomendações da literatura, na natureza do processo a ser controlado, análises heurísticas e ensaios experimentais.

Na modelagem dos controladores foi utilizado o sistema de inferência MAX-MIN (MAMDANI e ASSILIAN, 1974) e o método de defuzzificação Centro de Gravidade.

O número recomendado pela literatura de conjuntos fuzzy linguísticos (funções de pertinência) é algo entre 2 e 7. Quanto maior o número de conjuntos, maior a precisão, entretanto, segundo Shaw e Simões (1999), a partir de valores maiores que 7, não há melhorias significativas. Portanto, adotou-se, com exceção da variável DF, o número de 7 conjuntos fuzzy para cada variável do sistema fuzzy. Para a variável de saída DF optou-se por nove termos para sua caracterização qualitativamente, a fim de suavizar o sinal de saída. Esta suavização é importante para minimizar picos de correntes no motor elétrico causados pelos conversores de frequência.

Os formatos das funções de pertinência mais frequentes são triangulares e trapezoidais, pois são geradas facilmente. Segundo Shaw e Simões (1999), só é primordial o uso de outras funções quando o desempenho suave é de importância crítica. Logo, adotou-se funções de pertinência com formatos típicos apresentados na literatura, onde os termos fronteiros são trapezoidais e o restante dos termos triangulares. As funções de pertinência de foram determinadas através de recomendações da literatura e conhecimento heurístico sintonizado através de simulações e ensaios experimentais.

MODELAGEM DO CONTROLADOR FUZZY DO CF

Através de uma análise qualitativa dos padrões de comportamento da pressão em função da variação da velocidade de rotação do CMB, determinou-se duas entradas para o controlador fuzzy do conversor de frequência - PM e FR. A primeira representa o déficit ou

excesso de pressão no ponto mais desfavorável do sistema, enquanto que a segunda indica o valor da frequência de acionamento do motor.

A variável lingüística de entrada PM foi definida com o valor de referência (*set-point*) padrão igual a 20, ou seja, o controlador foi desenvolvido considerando o valor de 20 como ótimo para a variável em questão (ver Figura 2). O universo de discurso (U) foi baseado na faixa de medição dos transdutores de pressão, em metros de coluna de água (mca).

Para valores de referência diferentes de 20 mca, é necessário que as medições de pressão tenham seus valores alterados para a compatibilização com o valor de referência padrão do controlador. Esta nova pressão foi denominada de pressão equivalente (Pe) e é a soma do valor medido mais a diferença entre 20 e a pressão requerida (valor de referência). A variável PM será igual à menor das pressões equivalentes.

$$PM = \text{mínima}Pe \quad (1)$$

$$Pe_i = Pmed_i + 20 - Preq_i \quad (2)$$

Onde:

$\text{mínima}Pe$ - menor pressão equivalente;

Pe - pressão equivalente no ponto de medição i ;

$Pmed_i$ - pressão medida no ponto de medição i ;

$Preq_i$ - pressão requerida no ponto de medição i .

Como já foi citada, a variação da frequência de acionamento do CMB é realizada através de um conversor de frequência, cujo controle é realizado por uma tensão elétrica contínua que varia de 0 a 8,8 Vcc. A relação da frequência da tensão de alimentação do CMB, em função do sinal de controle enviado para o CF é linear. Deste modo, foi escolhido o intervalo [0, 8,8] como universo de discurso para a variável lingüística de entrada FR.

As variáveis lingüísticas PM e FR foram determinadas através de recomendações da literatura e conhecimento heurístico extensivamente sintonizado através de simulações e ensaios experimentais. As representações gráficas das variáveis de entrada do controlador do CF - PM e FR são apresentadas na Figura 2.

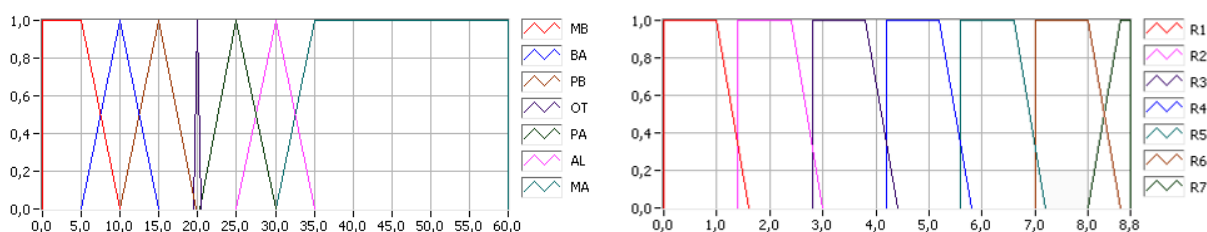


Figura 2 - Funções de pertinência das variáveis de entrada do controlador fuzzy do CF - PM (esquerda) e FR (direita)

A primeira saída do sistema fuzzy é o acréscimo/decrécimo da frequência da tensão de alimentação denominada de DF e está diretamente relacionada com as medições de pressão do sistema e a velocidade de rotação do motor. A forma heurística de procura da variável de saída é baseada na seguinte afirmação:

Se a pressão no ponto mais desfavorável do sistema é inferior a desejada, o controlador aumenta a velocidade de rotação do CMB; se a pressão no ponto mais desfavorável do sistema é superior a desejada, o controlador diminui a velocidade de rotação do CMB.

O universo de discurso da variável cobre valores negativos e positivos e está compreendido no intervalo [-0,30, 0,30], que corresponde a valores reais de tensão elétrica. A soma do valor de DF mais FR (varia entre 0 e 8,8) corresponderá ao valor da tensão enviada ao conversor através da DAQ. As funções de pertinência são apresentadas na Figura 3.

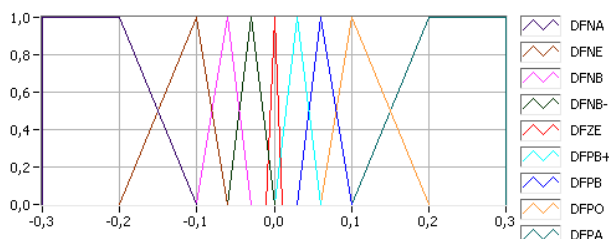


Figura 3 - Funções de pertinência da variável linguística de saída DF

Foram estabelecidas 34 regras de inferência fuzzy para determinação da variável de saída DF, que relacionam as 7 funções de pertinência da PM com as 7 funções da FR. O Quadro 1 apresenta a matriz associativa fuzzy do controlador fuzzy do CF.

Quadro 1 - Matriz associativa fuzzy do controlador do conversor de frequência

		Variável PM						
		MB	BA	PB	OT	PA	AL	MA
Variável FR	R1	DFPA	DFPA	-	-	-	-	-
	R2	DFPA	DFPO	DFPB	-	-	-	-
	R3	DFPA	DFPO	DFPB	DFZE	DFNB-	-	-
	R4	DFPA	DFPB	DFPB+	DFZE	DFNB-	DFNB	DFNB
	R5	DFPO	DFPB	DFPB+	DFZE	DFNB-	DFNE	DFNE
	R6	-	-	DFPB+	DFZE	DFNB	DFNE	DFNA
	R7	-	-	DFZE	DFZE	DFNB	DFNA	DFNA

MODELAGEM DO CONTROLADOR FUZZY DA CVc

Para a modelagem do controlador fuzzy da CVc torna-se fundamental definir as variáveis de entrada e de saída. Através de uma análise qualitativa dos padrões de comportamento da pressão em função da abertura da válvula, determinaram-se duas entradas para o controlador fuzzy da válvula de controle - DP e AV.

A variável linguística de entrada DP é definida com base nas medições dos transdutores de pressão e definirá a variação angular válvula CVc. A variável DP é calculada através da Eq. (5.2) e corresponde ao excesso ou déficit de pressão a jusante da válvula CVc. A DP tem zero como valor desejado. O universo de discurso, para estas funções de entrada, foi delimitado entre -5 e 5; que corresponde à faixa em valores reais medidos em metro de coluna d'água (mca).

$$DP = (P_1 - P_{1req}) - (P_2 - P_{2req}) \quad (3)$$

Onde:

- P_i - pressão no ponto de medição i ;
- $P_{i\text{req}}$ - valor de referência do ponto de medição i .

A válvula de controle utilizada na pesquisa é do tipo proporcional e tem seu ângulo de abertura variando linearmente com a tensão elétrica de controle imposta a mesma, que varia de 2 a 10 Vcc (valor de R-quadrado igual a 0,997). Porém, observou-se que só há variação de pressão no intervalo de 17° a 60°, entre 0° e 17° a CVc está praticamente fechada e entre 60° a 90° a CVc está praticamente aberta (a perda de carga se aproxima de zero). Logo, o U adotado é [17, 60].

O conjunto de funções de pertinência estabelecido para a variável AV possui uma particularidade, o ponto de intersecção entre os termos A1 e A2, A6 e A7. Embora não seja comum, diversos autores utilizaram conjuntos de funções de pertinência semelhantes para controle de processos, e.g., Amendola *et al.* (2006), Kang e Kim (2006), Choi e Chang-Hun Kim (2007).

A saída linguística, denominada de DA, refere-se ao acréscimo/decrécimo do ângulo de abertura da válvula CVc instalada a montante do transdutor de pressão (PT1). A forma heurística de procura da variável de saída DA é baseada no seguinte conceito:

Se há excesso de pressão a jusante da válvula de controle, esta deve diminuir o ângulo de abertura; se há déficit de pressão a jusante da válvula de controle, esta deve aumentar o ângulo de abertura.

A escolha das funções de pertinência dos termos desempenha um papel importante no sucesso da aplicação e são definidas subjetivamente. Neste caso, foram analisadas diferentes funções de pertinência, sendo os melhores resultados obtidos para as funções apresentadas nas Figuras 4 e 5.

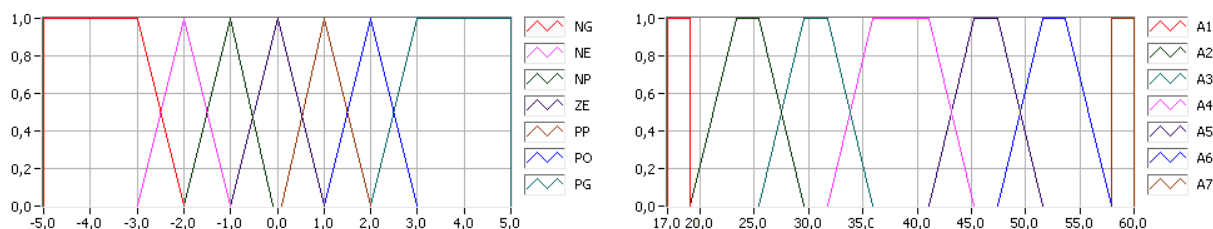


Figura 4 - Funções de pertinência das variáveis de entrada do controlador fuzzy da CVc - DP (esquerda) e AV (direita)

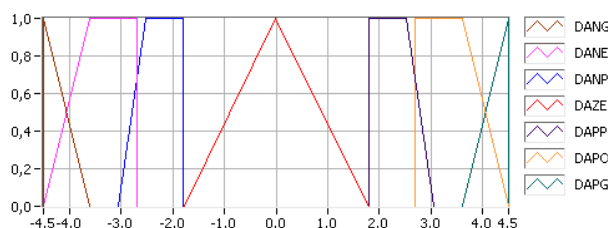


Figura 5 - Funções de pertinência da variável linguística de saída DA

Foram estabelecidas 43 regras de inferência fuzzy para determinação da variável de saída DA, que relacionam as 7 funções de pertinência da DP com as 7 funções da AV. O Quadro 2 apresenta a matriz associativa fuzzy do controlador da CVc.

Quadro 2 - Matriz associativa fuzzy do controlador da CVc

		Variável DP						
		NG	NE	NP	ZE	PP	PO	PG
Variável AV	A1	DAPG	DAPG	DAPO	DAZE	-	-	-
	A2	DAPG	DAPG	DAPP	DAZE	DANP	DANP	DANP
	A3	DAPG	DAPG	DAPP	DAZE	DANP	DANE	DANE
	A4	DAPG	DAPO	DAPP	DAZE	DANP	DANE	DANG
	A5	DAPO	DAPO	DAPP	DAZE	DANP	DANG	DANG
	A6	DAPP	DAPP	DAPP	DAZE	DANP	DANG	DANG
	A7	-	-	-	DAZE	DANE	DANG	DANG

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram realizados quatro experimentos, a fim de validar o sistema de controle proposto. São eles:

- + Experimento 1 - Ensaio em malha aberta (sem controle) com a válvula a jusante do PT1 (CVs) variando sua abertura de forma a simular a demanda de vazão de um sistema de abastecimento urbano de água.
- + Experimento 2 - Ensaio em malha fechada, com uma entrada tipo degrau igual a 20 para a variável PM, apenas com o controlador fuzzy do conversor de frequência atuando, realizado com as mesmas condições de operação do experimento 1.

Foi desenvolvido no Labview um instrumento virtual para simular a demanda de um sistema real através da operação remota da CVs. A curva de abertura da CVs foi baseada no perfil da curva de consumo de água, de 24 horas, de um setor da Região Metropolitana de São Paulo apresentado por Tsutiya (2004). A Figura 6 mostra a curva teórica e a curva real de abertura da CVs dos experimentos 1 e 2.

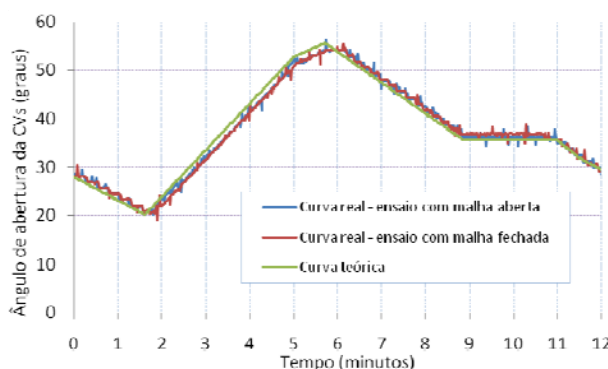


Figura 6 - Curvas de abertura da válvula CVs

- + Experimento 3 - Ensaio em malha fechada para excitação tipo degrau, com valor igual a 20 mca para os dois pontos de medição de pressão.
- + Experimento 4 - Ensaio em malha fechada para excitação tipo degrau, com valor igual a 15 mca para o ponto de medição do ramal 1 e 20 mca para o ponto de medição 2.

Experimento 1

O experimento 1 foi realizado com o sistema em malha aberta, ou seja, sem nenhum tipo de controle atuando para posterior comparação com o experimento 2. A Figura 7 apresenta a pressão e a vazão nos ramais 1 e 2 para o experimento 1. Como se esperava, a vazão do ramal 1 segue o mesmo padrão da curva de abertura da CVs.

A vazão média foi $3,84 \text{ m}^3/\text{h}$ no ramal 1 e $3,89 \text{ m}^3/\text{h}$ no ramal 2, perfazendo uma vazão média total de $7,73 \text{ m}^3/\text{h}$. Considerando a pressão de projeto de 20 mca, têm-se que as pressões médias em PT1 (40,02 mca) e PT2 (34,94 mca) são 100% e 75%, respectivamente, superiores à ideal.

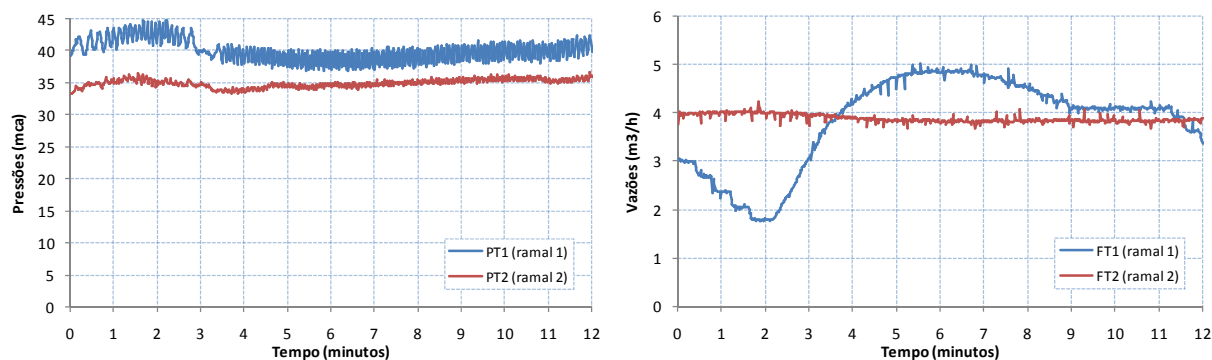


Figura 7 - Resultados do experimento 1 - curvas de pressão (esquerda) e vazão (direita)

Experimento 2

O experimento 2 foi realizado com as mesmas condições de operação do experimento 1, porém com o controlador fuzzy do conversor de frequência atuando. Trata-se de um ensaio em malha fechada, com uma entrada tipo degrau igual a 20 mca para a variável PM. Inicialmente, a frequência da tensão de alimentação do motor foi 50 Hz e a CVc totalmente aberta. A variação do ângulo de abertura da CVs foi a mesma do experimento 2, assim, pode-se analisar, além da resposta dos controladores a alterações no sistema, a redução do consumo de energia elétrica.

A Figura 8 apresenta a pressão e a vazão nos ramais 1 e 2 do experimento 2. A curva de vazão do FT2 manteve o mesmo padrão da curva de abertura da CVc, pois o medidor FT2 está localizado no mesmo ramal da válvula. A vazão média foi $3,22 \text{ m}^3/\text{h}$ no ramal 1 e $3,71 \text{ m}^3/\text{h}$ no ramal 2, perfazendo uma vazão média total de $6,93 \text{ m}^3/\text{h}$. As pressões médias dos pontos de medição PT1 e PT2 foram, respectivamente, 27,04 mca e 20,00 mca.

O sistema de controle apresentou uma resposta satisfatória, o erro de regime permanente foi de 3,11% (0,62 mca), com erro médio de 1,02%.

O conversor de frequência, atuando de maneira isolado, não tem capacidade de otimizar a pressão em mais de um ponto de um sistema de distribuição de água, conforme se pôde observar na experiência apresentada (Figura 8). Os resultados da bancada experimental apresentaram um excesso de pressão de 35,2% (7,04 mca) no ponto de medição 1 (ramal 1).

Utilizando a equação sugerida pela teoria *Fixed and Variable Area Discharge paths* – FAVAD (expoente igual a 2) e extrapolando os resultados para um SDA com vazamentos, tem-se que o sistema fuzzy desenvolvido para o controle simultâneo do CF e da CV proporcionaria uma redução potencial de 75% (ramal 1) e 67% (ramal 2) do volume de vazamentos quando comparado com o sistema sem nenhum controle de pressão, e de 45% (ramal 1) do volume de vazamentos comparando-o com o sistema com controle de pressão

através do conversor de frequência. O Quadro 3 apresenta a sinopse do potencial de volume de vazamentos e as pressões da bancada experimental para as diversas condições citadas.

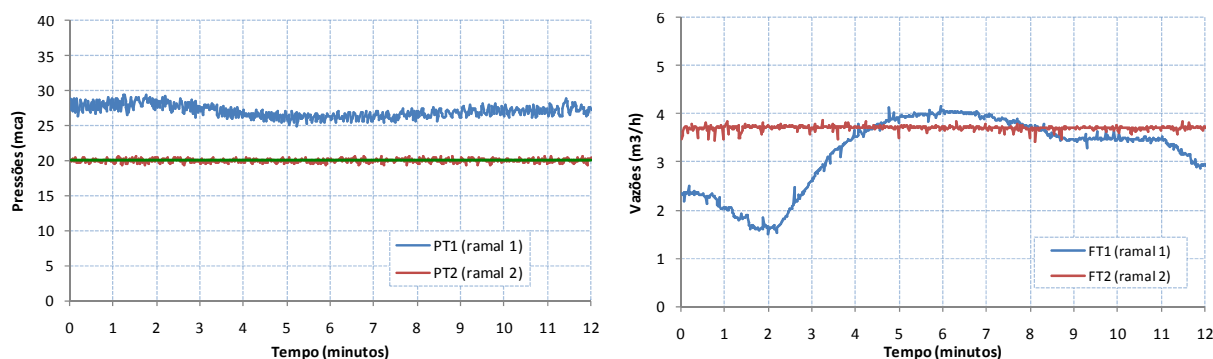


Figura 8 - Resultados do experimento 2 - curvas de pressão (esquerda) e vazão (direita)

Quadro 3 - Resumo das pressões e volume perdido por vazamentos (estimado)

SITUAÇÃO	Ramal 1		Ramal 2	
	Pressão média (mca)	Volume de vazamento potencial	Pressão média (mca)	Volume de vazamento potencial
Sistema de controle (CF+CVc)	20,00	x	20,00	y
Controlador fuzzy do CF	27,04	1,83*x	20,00	y
Sem controlador	40,02	4,00*x	34,94	3,05*y

Avaliação do Consumo de Energia Elétrica

Para avaliar a eficiência energética da bancada experimental foi medido *on-line* a potência consumida e calculado o índice de Consumo Específico de Energia Elétrica (CE). O CE é largamente utilizado no setor de saneamento e é definido como a relação entre o consumo de energia, em kWh, e o volume bombeado, em m³, em um determinado tempo.

Apesar do conversor de frequência consumir cerca de 5% da energia total e ocasionar um decréscimo de rendimento do conjunto motor-bomba. Verificou-se que o controle de rotação proporcionou uma redução no consumo de energia elétrica de 19.312 kWh/ano para 12.547 kWh/ano, resultando numa economia de 35,03%, com uma diminuição de 27,91% no indicador CE. As curvas das vazões totais dos experimentos 1 e 2 são apresentadas no gráfico da Figura 9. A Figura 10 apresenta as curvas de potência e as curvas do CE. O Quadro 4 apresenta os valores dos parâmetros de avaliação energética dos experimentos 1 e 2. Como se trata de um sistema com uma demanda variável no tempo e o bombeamento direto na rede, a redução significativa no consumo energético era esperada, sendo esse estudo mais uma pesquisa que comprova a viabilidade do uso de conversores nestes casos.

Quadro 4 - Indicadores de consumo dos experimentos 1 e 2

	Sistema em malha aberta	Sistema em malha fechada	Diferença (%)
Vazão (m ³ /h)	7,7289	6,9268	10,38
Consumo de energia (kWh/ano)	19312	12547	35,03
CE (kWh/m ³)	0,2877	0,2074	27,91

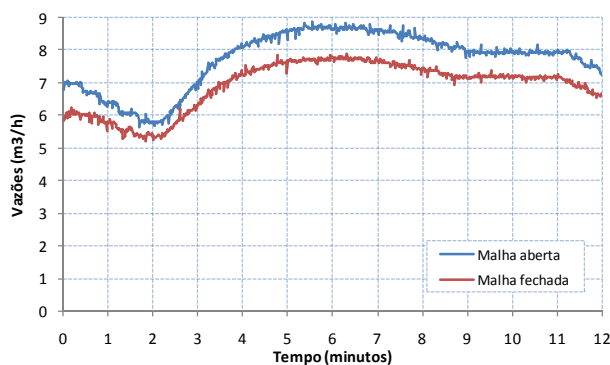


Figura 9 - Curvas de vazões totais dos experimentos 1 e 2

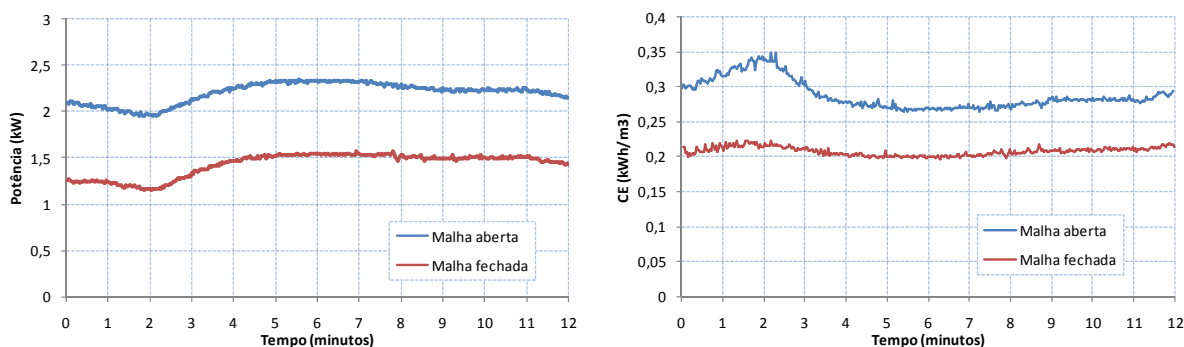


Figura 10 - Comparação do consumo energético dos experimentos 1 e 2 - Curvas de potência (esquerda) e do CE (direita)

Experimento 3

Com o CMB partindo do repouso, a válvula CVC fechada e a CVs com 45° de abertura, aplicou-se uma excitação do tipo degrau de 20 mca para os dois pontos de medição de pressão. Com este procedimento obtive-se os índices de desempenho do sistema de controle (sobre-sinal, tempo de assentamento e erro de regime permanente). A Figura 11 mostra as curvas de resposta ao degrau obtidas nos dois pontos de medição de pressão.

O tempo de assentamento foi de 90 segundos, o erro de regime permanente foi de 3,38% (0,68 mca) e 3,47% (0,70 mca), e o sobre-sinal de 16,80% (3,36 mca) e 33,91% (6,78 mca), ambos para os pontos de medição 1 e 2, respectivamente.

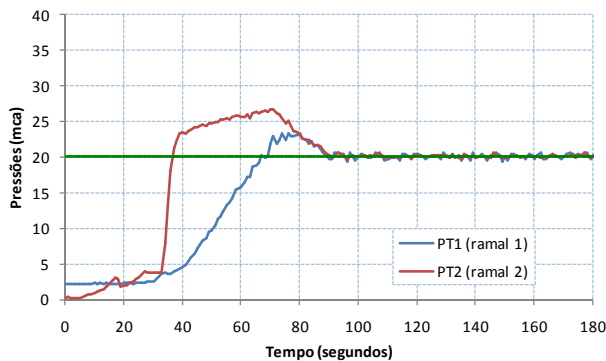


Figura 11 - Curvas de resposta do sistema de controle em malha fechada - experimento 3

Experimento 4

Para demonstrar experimentalmente que o controlador é eficiente para valores distintos de pressão, utilizou-se um degrau de 20 mca para o ponto de medição 1 (PT1) e 15 mca para o ponto de medição 2 (PT2). O ensaio foi realizado com o valor da frequência inicial zero, a válvula de controle CVc inicialmente fechada e a CVs com 45° de abertura. A Figura 12 mostra as curvas de resposta ao degrau obtidas nos dois pontos de medição de pressão.

O tempo de assentamento foi de 92 segundos, o erro de regime permanente foi de 3,41% (0,68 mca) e 2,67% (0,53 mca), e o sobre-sinal de 33,26% (4,99 mca) e 28,46% (7,69 mca), ambos para os pontos de medição 1 e 2, respectivamente.

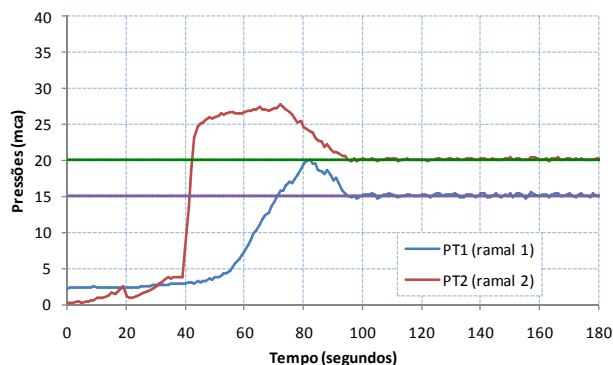


Figura 12 - Curvas de resposta do sistema de controle em malha fechada do experimento 4

CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um sistema fuzzy para o controle piezométrico de sistemas de distribuição de água. A aplicação da Lógica Fuzzy nestes sistemas aponta para o desenvolvimento de um sistema de controle robusto, que atua com quaisquer valores de referência de pressão, não havendo limite para o número de pontos monitorados e controlados, podendo, inclusive, variar os valores de referência com o tempo.

O sistema fuzzy apresentou resposta satisfatória, o erro de regime permanente máximo nos experimentos foi de 3,47% (0,70 m). O controle da pressão mínima do sistema, que é prioritariamente realizado pelo conversor de frequência, teve uma resposta rápida. No entanto, devido ao elevado tempo de resposta da válvula de controle, a resposta global do sistema tornou-se, relativamente, lenta e com sobre-sinais elevados. O tempo de assentamento foi de aproximadamente 90 segundos - para o CMB partindo do repouso, a CVc fechada e a CVs com 45° de abertura - sendo considerado pequeno para este tipo de aplicação. O sistema apresentou um sobre-sinal elevado, pois se priorizou a rapidez na elevação da pressão.

As variáveis de saída dos controladores mantiveram-se coerentes quando comparados os experimentos entre si, havendo uma perfeita sincronia entre os controladores fuzzy da válvula de controle e do conversor de frequência. Os resultados foram compatíveis com as simulações das modelagens realizadas.

Apesar do conversor de frequência consumir cerca de 5% da energia total e ocasionar um decréscimo de rendimento do conjunto motor-bomba, verificou-se que o controle da velocidade de rotação proporcionou uma redução no consumo estimado de energia elétrica de 19.312 kWh/ano para 12.547 kWh/ano, resultando numa economia de 35%, com uma diminuição de 27,9% no Consumo Específico de Energia Elétrica (kWh/m³).

O controle piezométrico de sistemas de distribuição de água, através do uso do sistema fuzzy, proporcionaria uma redução, extrapolando os resultados da bancada experimental para um sistema de distribuição com vazamentos, superior a 67% do volume de vazamentos quando comparado com o sistema sem nenhum controle de pressão, e superior a 45% do volume de vazamentos comparando-o com o sistema com controle de pressão realizado somente com o conversor de frequência.

O desempenho do sistema de controle se mostrou satisfatório, podendo ser implementado facilmente a outras redes de distribuição de água similares. As principais vantagens são: a não necessidade de modelagem da planta, a possibilidade de poder incorporar conhecimentos heurísticos do operador humano e sua aplicabilidade em sistemas de dinâmica complicada.

Desta forma, concluímos pelo êxito da aplicabilidade dos sistemas fuzzy como ferramenta de otimização da operação de sistemas de distribuição de água, com vistas à redução do consumo de água e energia elétrica. A praticidade e a confiabilidade do sistema apresentado podem ser traduzidas como um avanço tecnológico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Governo do Brasil, pelo apoio financeiro concedido através das Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS), da Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVISI, S., MASCELLANI, G., FRANCHINI, M., *et al.* (2005) "Water level forecasting through Fuzzy Logic and Artificial Neural Network approaches". *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, v. 2, pp. 1107-1145.
- AMENDOLA, M., WATANABE, B. M. T., DUARTE, P. S. (2006) "Comparação de modelos matemáticos utilizando a teoria de conjuntos fuzzy para auxílio na tomada de decisão para a realização de cintilografia das paratireóides". *Revista Biomatemática*, v. 16, pp. 23-30.
- ARAUJO, L. S., RAMOS, H., COELHO, S. T. (2006) "Pressure control for leakage minimisation in water distribution systems management". *Water Resources Management*, v. 20, n. 1, pp. 133-149.
- CARVALHO L. M., NASSAR S. M., AZEVEDO F. M., *et al.* (2008) "A neuro-fuzzy system to support in the diagnostic of epileptic events and non-epileptic events using different fuzzy arithmetical operations". *Arq Neuropsiquiatr*, 66, 2A (Jun), pp. 179-83.
- CHOI, Y.C.; CHANG-HUN KIM (2007) "CDP servo system control using fuzzy logic control". *IEEE Transactions on Consumer Electronics*, v. 53, n. 4, pp. 1314-1321.
- DAVIGNY, A., ROBYNS, B. (2006) "Fuzzy Logic based supervisor of a wind farm including storage system and able to work in islanding mode". In: *Proceedings of 32nd Annual Conference on IEEE Industrial Electronic*, pp. 4231-4236, Nov.
- EL-BAROUDY, I., SIMONOVIC, S. P. (2006) "Application of the fuzzy performance measures to the city of London water supply system". *Canadian Journal of Civil Engineering*. v. 33, n. 3, pp. 255-265, Canadá.
- ELETROBRÁS (2009) Centrais Elétricas Brasileiras S.A. URL: <http://www.eletronbras.com/elb/procel>. Acesso em 28 de out de 2009.

- GALDI, V., PICCOLO, A., SIANO, P. (2008) "Designing an adaptive fuzzy controller for maximum wind energy extraction". *IEEE Transaction on Energy Conversion*, v. 23, n. 2, pp. 559-569, Jun.
- GARZÓN CONTRERAS, F., THORNTON, J. (2006) "Influencia de la presión en las pérdidas de agua en sistemas de distribución". In: *Anais do Congresso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental*, Punta del Este, pp. 26-30.
- GHODS, A. H., KIAN, A. R., TABIBI, M. (2007) "A genetic-fuzzy control application to ramp metering and variable speed limit control". In: *Proceedings of IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics*. pp. 1723-1728, Oct.
- HOVSTADIUS, G. (2007) "Tackling soaring energy costs in North America". *World Pumps*, pp. 38-40, Set.
- IVANQUI, J. (2005) "Esteira Eletrônica com Velocidade Controlada por Lógica Fuzzy", Dissertação de M.Sc., IFPR, Curitiba, Brasil.
- JAMES, K., CAMPBELL, S. L., GODLOVE, C. E. (2002) "Água e Energia - Aproveitando as Oportunidades de Eficientização de Água e Energia não Exploradas nos Sistemas Municipais", Alliance - Aliança para Conservação de Energia. Washington, USA.
- KANG, H.-S.; KIM, Y.-S. (2006) "A sensorless speed control of an interior permanent magnet synchronous motor based on an instantaneous reactive power and a fuzzy logic controller". In: *37th IEEE Power Electronics Specialists Conference*. pp. 1-7, Jun.
- LIMA, F. M. C. (2007) "Desenvolvimento de um sistema de controle fuzzy do potencial matricial da água no solo visando à otimização de processos de irrigação". Tese de D.Sc., PPGEM/UFPB, João Pessoa, PB, Brasil.
- LIN, F.-J., HUANG, P.-K., WANG, C.-C., *et al.* (2007) "An induction generator system using fuzzy modeling and recurrent fuzzy neural network". *IEEE Transactions on Power Electronics*, v. 22, n. 1 (Jan), pp. 260-271.
- MAMDANI, E. H., ASSILIAN, S. (1974) "An experiment in linguistic synthesis with a Fuzzy Logic controller", *International J. of Man-Machine Studies*, v.7, pp. 1-13.
- MO, J., WANG, H. (2007) "Modeling and Fuzzy PID control of the VVVF based pressure control system of man-made diamond hydraulic force machine". *Proceedings of International Conference on Mechatronics and Automation*, pp. 3610-3615, Ago.
- NEBOT, A., MUGICA, V., ESCOBET, A. (2008) "Ozone prediction based on meteorological variables - A fuzzy inductive reasoning approach". *Atmos. Chem. Phys. Discuss.*, v. 8, pp. 12343-12370, 2008.
- PEDROSA FILHO, L. A. (2006) "Um Modelo de Operação de Sistemas Adutores de Abastecimento de Água com vistas a Minimização dos Custos Energéticos". Tese de D.Sc., Programa de Doutorado em Recursos Naturais, Campina Grande, Brasil.
- PELLI, T., HITZ, H. U. (2000) "Energy indicators and savings in water supply". *Journal AWWA*, v. 92, n. 6, pp. 55-62.
- PILCHER, R., HAMILTON, S., CHAPMAN, H., *et al.* (2007) "Leak Location and Repair - Guindace Notes", IWA, Mar.
- QIANG, G., RONGJIE, R., WEI, W. (2008) "Research on Fuzzy-PID controller in variable frequency air conditioner system". In: *Proceedings of 2nd International Conference on Bioinformatics and Biomedical Engineering*, pp. 3879-3882, Mai.

- REYERO, R., NICOLÁS, C. F. (1995) “*Sistemas de Control Basados em Lógica Borrosa: Fuzzy Control*”, Omron Electronics S.A., España (apud IVANQUI, 2005).
- SHAW, I. S., SIMÕES, M. G. (1999) “*Controle e modelagem fuzzy*”, 1ª ed., São Paulo, Brasil, Editora Edgard Blücher Ltda.
- SHUAI, Q., ZHUO-YI, S., SHEN-MIN, S. (2006) “Design of two-level fuzzy controller in automatic hydraulic loading system”. In: *Proceedings of Chinese Control Conference - CCC 2006*. pp. 1228-1232, Ago.
- SOUZA, D. A., ARAGÃO FILHO, W. C. P., SOUSA, G. C. D. (2007) “Adaptive fuzzy controller for efficiency optimization of induction motors”. In: *IEEE Transactions on Industrial Electronics*, v. 54, n. 4, pp. 2157-2164, Ago.
- TSUTIYA, M. T. (2004) “Abastecimento de Água”. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.
- VIEIRA, J. P. A., NUNES, M. V. A., BEZERRA, U. H., *et al.* (2007) “New fuzzy control strategies applied to the DFIG converter in wind generation systems”. *Revista IEEE America Latina*, v. 5, n. 3, pp. 142-149, Jun.
- YATIM, A. H. B. M., UTOMO, W. M. (2005) “Neuro-fuzzy on-line optimal energy control for variable speed compressor motor drive system”. In: *International Conference on Power Electronics and Drives Systems*, v. 1, pp. 776-780, Jan.
- ZADEH, L. A. (2008) “Is there a need for Fuzzy Logic?”. *Information Sciences*, v. 178, pp. 2751-2779.
- ZHANG, L., LI, H., CHUNLIANG E., *et al.* (2008) “Pitch control of large scale wind turbine based on Fuzzy-PD Method”. In: *3º International Conference on Electric Utility Deregulation and Restructuring and Power Technologies*, pp.2447-2452, Nanjing, China.

PRODUÇÃO DE ENERGIA RENOVÁVEL INTEGRADA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO: ANÁLISE DE EFEITOS DINÂMICOS

Pedro A. Morgado¹; Helena M. Ramos²

Resumo – Partindo de uma rede de abastecimento que utilize a água como fonte de energia híbrida, o objectivo deste trabalho consiste em estudar os efeitos dinâmicos no escoamento em pressão resultantes das perturbações introduzidas devido às diferentes situações de operação e funcionamento. Estes efeitos dinâmicos devem-se à variação de caudal que ocorre na transição entre dois regimes permanentes e fazem-se sentir ao longo de todo o sistema adutor sob a forma de significativas variações de cota piezométrica. No contexto de uma rede de distribuição, este fenómeno revela-se de especial importância na ocorrência de subpressões que podem colocar em risco a qualidade da água transportada através de fugas.

Este estudo está especialmente orientado para pequenas turbinas, habitualmente equipadas com rodas de baixa inércia. Utilizando modelos computacionais que simulam todas as componentes de um sistema, realizou-se um conjunto de simulações em que se analisou a relação entre diversos parâmetros da instalação e os fenómenos dinâmicos observados sob a forma de ondas de pressão, variação de caudal, embalamento das massas girantes (roda da turbina e gerador). Deste processo espera-se obter novas informações que permitam projectar ou planear intervenções em aproveitamentos hidroeléctricos, de modo a torná-los mais económicos, seguros e fiáveis.

Abstract – The objective of this paper is to study the dynamic effects occurring in a pressurized penstock, resulting from the regular operation and functioning of the system. These dynamic effects are due to the variation of flow that occurs during the transition between two steady flows and can be felt throughout the system with significant variations of head. In the context of a water supply network, this phenomenon is of special interest in the particular case of the occurrence of underpressures which may jeopardize the quality of the carried water.

This study is specially orientated for small turbines, usually equipped with low inertia wheels. Utilizing computational models that simulate the main characteristics of this type of systems, a set of simulations were conducted that allowed to make a sensitivity analysis between several parameters of the installation and the observed dynamic. From this process it is expected to obtain new information that may conduct to more efficient and safer designs.

Palavras chave: condicionamentos operacionais, regimes transitórios, sobrevelocidade, análise de sensibilidade.

Keywords: Operational constraints, hydraulic transients, overspeed, sensitivity analysis.

¹ Aluno do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: plmorgado@gmail.com

² Professora do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: helena.ramos@civil.ist.utl.pt

INTRODUÇÃO

A gestão operacional segura e inteligente dos recursos naturais e a eficiência na produção energética constitui um dos desafios mais importantes da actualidade com um grande impacto na qualidade de vida das gerações futuras.

Uma percentagem significativa da energia produzida é utilizada no funcionamento de redes de abastecimento e no tratamento de água destinada ao consumo doméstico e industrial. Na maioria dos sistemas actualmente implementados a gestão operacional poderia ser optimizada recorrendo a medidas destinadas a aumentar a segurança e a eficiência do seu funcionamento.

A integração do conceito de energia renovável baseado em soluções híbridas de abastecimento apresenta-se actualmente como o caminho mais viável e promissor para a redução do consumo energético e utilização de combustíveis fósseis. O desenvolvimento deste tipo de soluções integradas em sistemas hídricos poderá tornar economicamente viável o abastecimento de zonas remotas ou socialmente mais desfavorecidas desde que sejam garantidas as condições de segurança e o controlo adequado dos efeitos dinâmicos associados ao funcionamento de centrais elevatórias e hidroeléctricas.

CASO DE ESTUDO

Neste estudo pretende-se salientar a importância da análise detalhada das diferentes condições extremas de funcionamento com vista ao controlo do comportamento dinâmico de equipamentos hidromecânicos e da sua interacção com o escoamento e circuitos hidráulicos em pressão.

Este estudo incide especialmente na interacção entre o circuito hidráulico e as características mecânicas dum sistema turbogerador de uma central hidroeléctrica, sem qualquer órgão especial de protecção integrado na instalação.

O sistema é constituído por um sistema adutor com aproximadamente 4000 metros de comprimento que tem na sua extremidade de jusante uma central hidroeléctrica equipada com uma turbina do tipo Francis sob uma queda bruta de cerca de 74 metros.

PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS

No sistema em análise e considerando um rendimento da ordem de 85%, a velocidade específica da turbina será dada por:

$$n_s = n \frac{\sqrt{P}}{H_u^{5/4}} \quad (1)$$

Para uma velocidade de rotação nominal de 750 r.p.m. e uma queda útil estimada de 70 m, a velocidade específica corresponde a 178 r.p.m. (m, kW).

Uma vez conhecido o caudal nominal, o tempo de inércia hidráulica (ou inércia da coluna rígida) pode ser calculado pela equação (2):

$$T_w = \frac{LU}{gH_u} \quad (2)$$

Obtendo-se para T_w um valor de 13,47 segundos.

O tempo de fase é dado pela equação (3):

$$T_E = \frac{2L}{c} \quad (3)$$

em que:

L – representa o comprimento da conduta;

c – a velocidade de propagação da onda de pressão, que depende do material da conduta e pode ser obtido pela expressão (4).

No caso do presente estudo, o valor determinado para T_E é 8 segundos.

É possível obter uma estimativa razoável da celeridade das ondas elásticas a partir das características do líquido e da conduta. A equação (4), válida para paredes de espessura fina e sem constrangimentos axiais:

$$c = \frac{\sqrt{\frac{E}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\pi}{E} * \frac{D}{e}}} \quad (4)$$

Sendo:

- ρ – massa volúmica do líquido;
- ε – módulo de elasticidade volumétrica do líquido;
- E – módulo de elasticidade do material da conduta;
- e – espessura da parede das condutas.

Considera-se que em condições normais de funcionamento a sobrepressão máxima aceitável não deverá exceder 30% da queda útil. Uma vez que $H_u = 70\text{m}$, tem-se que:

$$\Delta h_{m\acute{a}x}^+ = \frac{\Delta H_{m\acute{a}x}^+}{H_u} = 0,25 \Rightarrow \Delta H_{m\acute{a}x}^+ = 21\text{m} \quad (5)$$

Utilizando a fórmula semi-empírica de Lein é possível determinar o mínimo tempo de fecho do distribuidor, T_F , que garante que a sobrepressão imposta como máxima não é ultrapassada (válido para um sistema sem equipamentos de segurança):

$$T_F = K_F \left(\frac{T_W}{\Delta h_{\max}^2} + \frac{T_E}{2} \right) \quad (6)$$

Substituindo na expressão (6) os valores característicos do sistema, obtém-se para o tempo mínimo de fechamento do distribuidor da ordem dos 60 segundos.

O comportamento dinâmico de um sistema deste tipo é fundamentalmente condicionado pelas características de funcionamento da turbina.

Um parâmetro de especial importância na caracterização de um grupo turbogerador é o seu tempo de lançamento, T_m que é dado pela seguinte expressão:

$$T_m = \frac{\pi_0 PD^2}{0,365 P_c} \times 10^{-6} \quad (7)$$

em que PD^2 corresponde à inércia das massas girantes e tem a seguinte relação com o momento polar de inércia:

$$PD^2 = 4gl \quad (8)$$

A sobrevelocidade transitória associada a um determinado tempo de fechamento dos distribuidores em situação de rejeição de carga pode ser avaliada recorrendo a fórmulas aproximadas. Neste estudo particular apresentam-se as fórmulas empíricas de Lein (1965) e Hadley (1970).

- Lein:

$$\frac{n_E}{n_0} = \sqrt{1 + \frac{kT_F}{T_m} \left(1 + \frac{\Delta H}{H_u} \right)} - 1 \quad (9)$$

Esta equação é válida para turbinas Pelton com sobrevelocidade relativas inferiores a 0,5, em que adopta um valor $k=0,5$ e T_F corresponde ao tempo de actuação do deflector. No caso de turbinas Francis $k=0,8$ e T_F corresponde ao tempo de fechamento do distribuidor.

- Hadley:

$$\frac{n_E}{n_0} = \sqrt{1 + \frac{kT_F}{T_m} \left(1 + \frac{\Delta H}{H_u} \right)^{3/2}} - 1 \quad (10)$$

No caso da formulação de Hadley, o parâmetro k está tabelado em função da velocidade específica, n_s . No caso que se tem vindo a usar como exemplo de aplicação adoptou-se o valor 0,9.

É recomendável que a relação n_E/n_0 não exceda o valor 0,6. Como ponto de partida, Haldley determinou as seguintes relações (in RAMOS, 2000):

- Turbinas Pelton - $T_m = 2,5T_w$
- Turbinas Francis e Kaplan - $T_m = 3,0T_w$

Da aplicação das equações (7), (8), (9) e (10) obtiveram-se os valores apresentados no Quadro 1 em que se atribuem diferentes inércias ao grupo e se calculam os respectivos tempos de lançamento e sobrevelocidades relativas para um tempo de fecho $T_F = 20s$.

Quadro 1 - Valores de tempo de lançamento e sobrevelocidades para diferentes valores de Inércia.

I (kg.m ²)	PD ² (N.m ²)	T _m (s)	n _E /n ₀ Lein	n _E /n ₀ Haldley
500	19600	0,7	4,7	5,4
1000	39200	1,3	3,1	3,6
2000	78400	2,6	2,0	2,3

Para o caso particular de turbinas de baixa velocidade específica, o efeito da sobrevelocidade poderá dar origem a sobrepressões significativas que não podem ser desprezadas. RAMOS (2000) propõe os valores de sobre pressão representados na Figura 1 baseado em simulações computacionais (RAMOS, 1995 e RAMOS; ALMEIDA, 1996). Segundo os mesmos estudos, a sobrepressão máxima depende do número específico de rotações, n_s , e das relações T_w/T_m e T_F/T_E .

Para:

- $T_F/T_E = 2,5$;
- $T_w/T_m = 5,1$;

Da aplicação do ábaco desenvolvido por Ramos (1995) resulta:

- $\frac{Q_E}{Q_0} \approx 0,73$;
- $\frac{\Delta H}{H_u} \approx 0,46$;

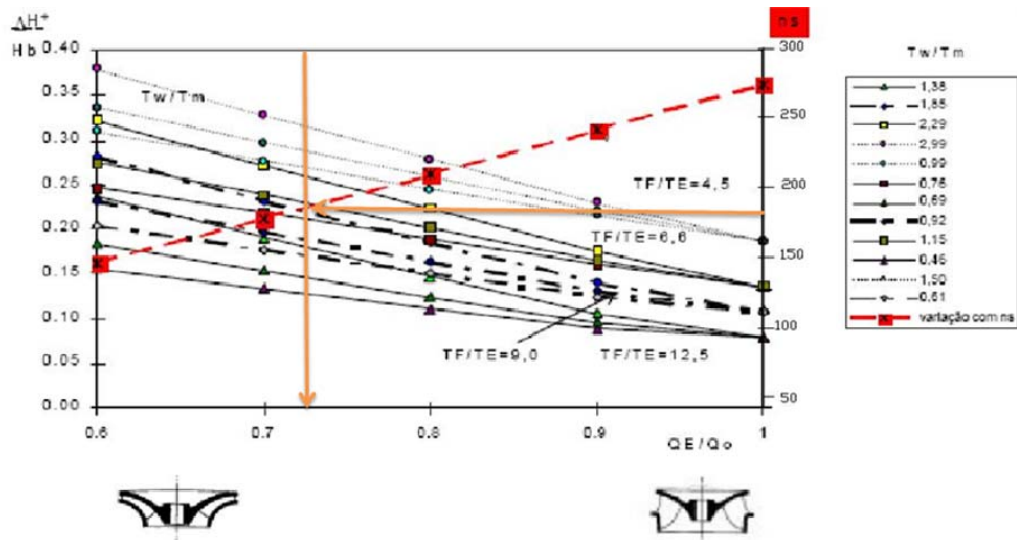


Figura 1 - Sobrepressões máximas simultaneamente induzidas pela sobrevelocidade e fecho do distribuidor.

Quando a velocidade de embalamento é atingida num curto intervalo de tempo, da ordem de T_E , Ramos e Almeida (2001; 2002) propõem a equação (11) para determinar a sobrepressão máxima. Esta formulação é baseada em diversas simulações realizadas para vários sistemas diferentes.

$$\frac{\Delta H_M}{H_0} = 2 \frac{T_W}{T_C} + \frac{(1 - \alpha_R) \beta_R T_E}{20 T_M} \quad (11)$$

sendo:

- $\alpha_R = \frac{Q_E}{Q_0}$
- $\beta_R = \frac{H_E}{H_0}$

Segundo os mesmos autores, tipicamente β_R assume o valor 2 no caso de pequenas centrais, e α_R é calculado, tendo neste caso o valor 0,73.

Da equação (11) obtém-se uma sobrepressão máxima relativa para a situação de embalamento de 0,45. A ordem de grandeza está de acordo com os valores obtidos no método gráfico anteriormente apresentado.

IMPLEMENTAÇÃO DE UM MODELO COMPUTACIONAL

Características Gerais

De modo a proceder a uma análise de sensibilidade que permita uma melhor compreensão dos fenómenos dinâmicos que podem ocorrer no circuito hidráulico de um sistema equipado com central hidroeléctrica, realizam-se algumas simulações com base num modelo computacional de simulação de regimes transitórios. Este modelo baseia-se no método das características e permite simular os aspectos particulares do funcionamento de um turbogerador com uma turbina Francis.

O modelo utilizado permite definir leis de fecho ou de abertura do distribuidor e simular arranque, rejeição ou variações de carga no grupo turbogerador. Para qualquer uma das situações é possível obter para cada instante de tempo (consoante o passo de cálculo temporal especificado) os valores de cota pizeométrica ao longo de todo o sistema, o caudal turbinado, a velocidade de rotação da roda, a magnitude das forças actuantes nos diversos nós do circuito hidráulico.

Do ponto de vista do utilizador, a implementação consiste na representação esquemática do sistema a simular e na caracterização física completa de cada um dos elementos constituintes.

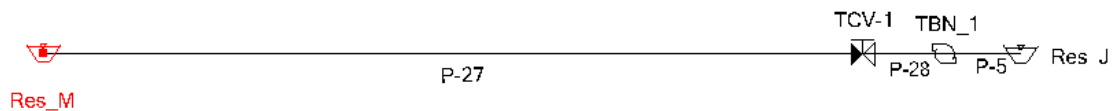


Figura 2 - Vista esquemática de um circuito hidráulico de adução equipado com central hidroelétrica.

Método das Características

A análise quantitativa de regimes transitórios em sistemas complexos baseia-se essencialmente nos princípios fundamentais da conservação (RAMOS 2001):

- *Conservação da massa,*

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{c^3 \partial V}{g \partial x} = 0 \quad (12)$$

- *Conservação da quantidade de movimento ou conservação da energia,*

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f|V|}{2D} = 0 \quad (13)$$

As equações (12) e (13), são adequadas à análise de regimes variáveis ou transitórios admitindo algumas hipóteses simplificativa:

- O fluido é homogéneo e monofásico
- O fluido e as paredes das condutas apresentam elasticidade linear – não estão previstos fenómenos de envelhecimento dos materiais, que podem resultar em variabilidade nas suas propriedades mecânicas;
- Considera-se um escoamento unidireccional – não são consideradas componentes da velocidade transversal, ou vorticidades que possam ocorrer em diferentes pontos do sistema;
- Considera-se a velocidade média em cada secção;
- O eixo da conduta é imóvel.

O método das características foi apresentado por Streeter e Wylie em 1967 e tem sido desde esta data o mais utilizado na análise do golpe de ariete em condutas onde o

escoamento tem fundamentalmente características bidireccionais. As equações (12) e (13) não podem ser resolvidas analiticamente, pelo que se utiliza o método das características para tornar as equações diferenciais passíveis de serem resolvidas pelo método explícito das diferenças finitas:

$$\frac{g \partial H}{c \partial t} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{f|V|}{2D} = 0 \quad (14)$$

$$-\frac{g \partial H}{c \partial t} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{f|V|}{2D} = 0 \quad (15)$$

Estas equações só são válidas ao longo das linhas características (Figura 3):

- Linha característica C^+ : $dx = c dt$
- Linha característica C^- : $dx = -c dt$

Tendo em conta o passo de cálculo temporal adoptado, o sistema será dividido num número finito de trechos de conduta lineares.

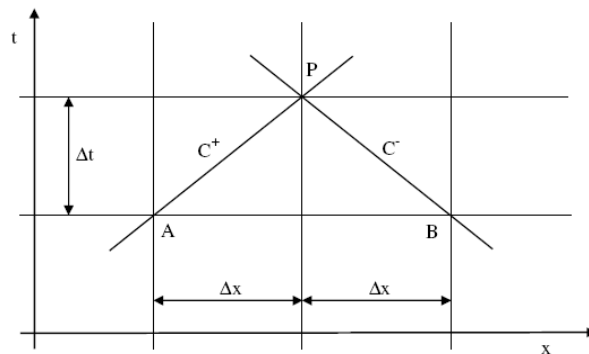


Figura 3 - Malha de cálculo do método das características.

Nas extremidades do sistema apenas é possível definir uma linha característica, pelo que é necessária outra equação para que o problema seja definido. Esta informação adicional é obtida a partir das condições de fronteira. No caso particular do modelo aplicado neste caso de estudo, a condição de fronteira de jusante é dada pela modelação do funcionamento da turbina como fronteira de jusante ou da válvula. Sobre este assunto, Ramos e Almeida (2001; 2002) apresentam um modelo baseado no conceito de orifício dinâmico, adequado para a análise de regimes transitórios em pequenos aproveitamentos hidroeléctricos sob médias e altas quedas.

Perdas de Carga

As perdas de carga em regime transitório são superiores, quando comparada com o regime permanente. Isto deve-se às tensões tangenciais de Reynolds devido aos efeitos de atrito em regime variável induzidas pelas variações rápidas de caudal e flutuações de pressão que resultam num escoamento turbulento com maior poder dissipativo. A consideração e avaliação dos efeitos da perda de carga num regime transitório é de

especial importância pois é um dos fenómenos responsáveis pelo efeito de empacotamento (que conduz ao aumento da sobrepressão) e do amortecimento das ondas de pressão ao longo do tempo (que leva a que se atinja mais rapidamente um novo regime permanente). A correcta avaliação da dissipação de energia é também especialmente importante uma vez que permite avaliar com rigor as pressões extremas ao longo do tempo no circuito hidráulico.

O modelo computacional utiliza formulações não estacionárias que consideram as perdas causadas por aceleração e desaceleração do fluido como as apresentadas em Ramos et al. (2004).

ANÁLISE DE RESULTADOS

Situação de Embalamento

No caso das turbinas de acção, o caudal é independente da velocidade de rotação. Na paragem dos grupos, o jacto é desviado das pás da roda, sendo a variação de caudal e consequentes efeitos dinâmicos essencialmente regulados pela lei de fecho adoptada para os injectores. No caso de turbinas do tipo Francis com pequena velocidade específica, na situação de abertura constante do distribuidor, o caudal diminui à medida que a velocidade de rotação aumenta até ao seu valor máximo de embalamento, verificando-se um corte de caudal por embalamento. A situação inversa também se verifica para turbinas de elevada velocidade específica, o caudal tende a aumentar com a velocidade de rotação (RAMOS, 1995). Neste contexto realizam-se algumas simulações para uma única instalação utilizando diferentes valores de n_s e de I (Figuras 4 e 5).

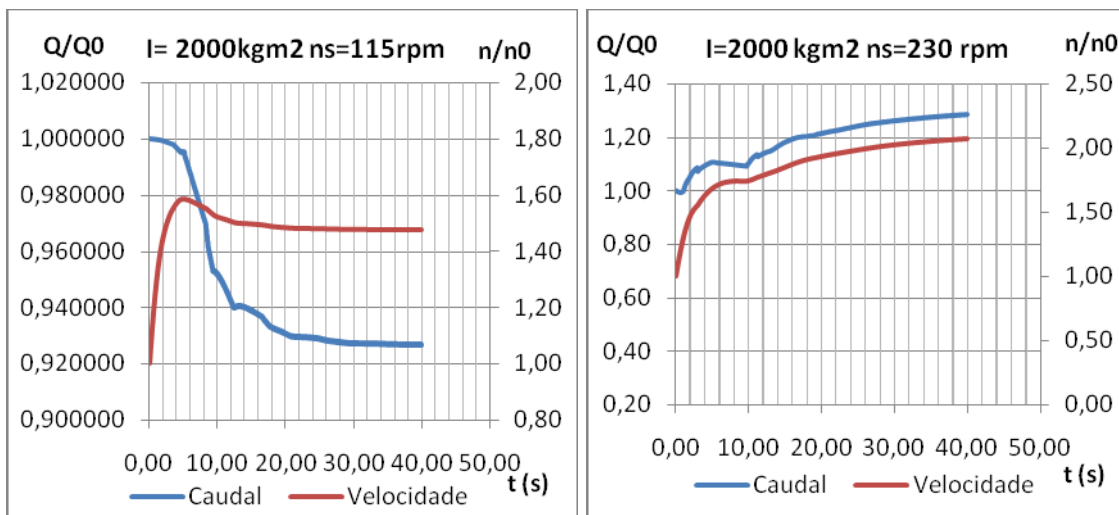


Figura 4 – Variação de caudal e velocidade de rotação. Figura 5 - Variação de caudal e velocidade de rotação.

O fenómeno da sobrevelocidade deve ser tido em consideração no dimensionamento de sistemas adutores longos equipados com centrais hidroeléctricas. Dependendo das características do equipamento hidromecânico utilizado, a variação do caudal associada ao aumento de velocidade de rotação da roda pode ocorrer com uma intensidade e duração tais que provoquem flutuações importantes da cota piezométrica. Para números

específicos de rotação mais baixos a rápida redução de caudal origina um regime transitório que pode resultar num pico de pressão não desprezável. Por outro lado, para números específicos mais altos, o aumento de caudal e a conseqüente aceleração do escoamento podem provocar subpressões perigosas para o sistema. Na Figura 6 pode-se observar os valores relativos de cota piezométrica ao longo do tempo na secção junto à turbina na situação correspondente a $ns = 230 \text{ r.p.m.}$

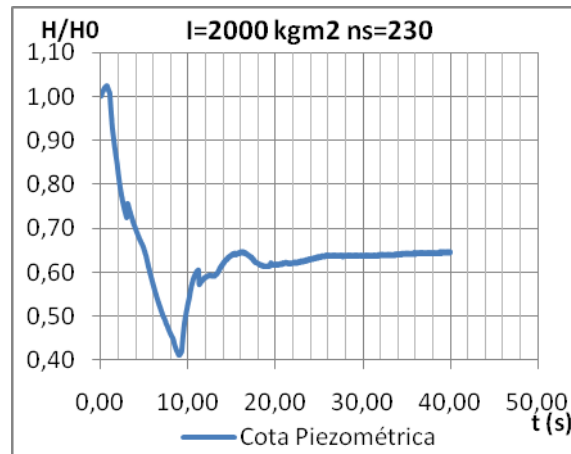


Figura 6 - Variação da cota piezométrica ao longo do tempo.

Este fenómeno, não só deve ser estudado junto à central, nos pontos de cota mais baixa (no caso de produção de energia) onde tipicamente ocorrem os picos de pressão mais violentos, mas também ao longo de todo o perfil do circuito hidráulico. Com efeito, dependendo da altimetria do traçado, há o risco de nalgum instante de tempo a linha de energia intersectar o eixo da conduta, resultando em pressões negativas.

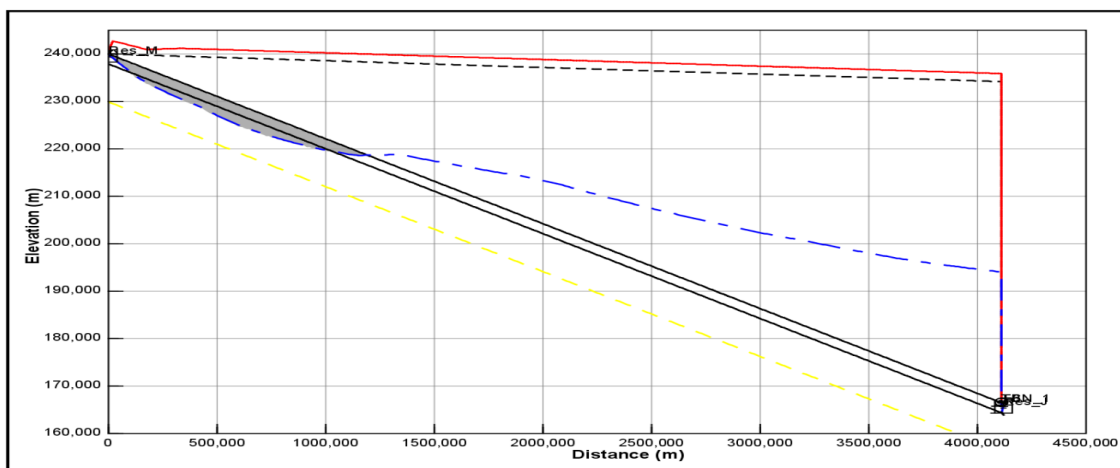


Figura 7 - Perfil da conduta e envolturas máxima e mínima de cota piezométrica.

Para além do aspecto da segurança e durabilidade dos equipamentos, esta situação reveste-se de especial importância no contexto de sistemas adutores ou de redes de abastecimento pois está directamente associado à possibilidade de intrusão por juntas ou fugas, afectando a qualidade da água transportada. Na Figura 7 estão representadas as envolturas de cota piezométrica correspondentes à situação de embalamento

representada analisada. Observa-se que numa parte significativa da conduta ocorrem pressões negativas, embora não dando origem à total vaporização do líquido ($p/\gamma > -10$ m). Uma vez que a violência dos regimes transitórios depende essencialmente da taxa de variação do caudal, uma possível forma de atenuar estes efeitos dinâmicos será aumentar o tempo de embalamo e o valor atingido até serem accionados os sistemas de travagem das massas girantes do grupo. Isto poderá ser conseguido aumentando a inércia do conjunto mediante a instalação de um volante de diâmetro e massa adequados (RAMOS, 2000).

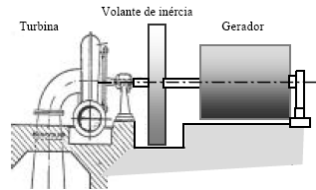


Figura 8 - Exemplo de aplicação de um volante de inércia numa turbina Francis (RAMOS, 2000).

Uma primeira estimativa da inércia a aplicar pode ser retirada da relação entre os valores mínimos do tempo de arranque e do tempo de inércia da coluna líquida proposta por Ramos (2000), com base numa estimativa apresentada por Hadley (1970). Para turbinas Francis aconselha-se a seguinte relação:

- $T_m \geq 3,0 T_w$

Fecho do Distribuidor

As manobras de fecho classificam-se como lentas ou rápidas, consoante a sua duração é respectivamente maior ou menor que o tempo de fase, $2L/c$. A sobrepressão máxima atingida junto do distribuidor ou válvula de segurança, em consequência do seu fechamento total ou parcial é idêntica para os casos de manobra rápida ou manobra instantânea. Ainda, para tempos de fechamento de duração superior ao tempo de fase, a manobra designa-se por lenta, a sobrepressão será menor que no caso da manobra rápida, e tanto menor quanto maior for a relação T_F/T_E .

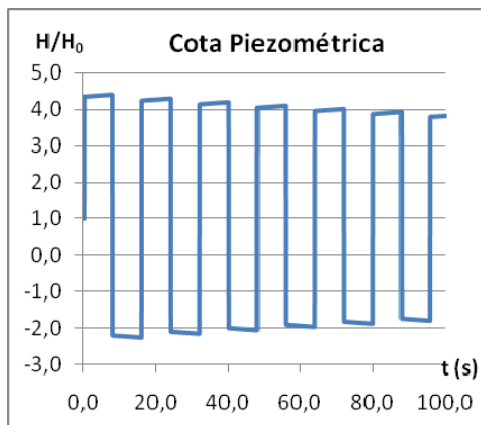


Figura 9 - H/H_0 para uma manobra instantânea.

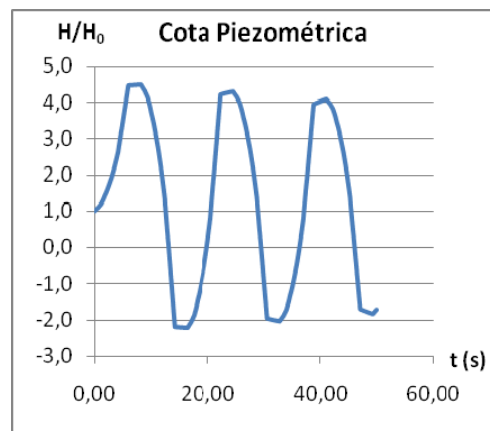


Figura 10 - H/H_0 para uma manobra com $T_f = 0,75 T_e$.

Na Figura 9 observa-se a variação da cota piezométrica adimensionalizada ao longo do tempo junto da válvula de segurança ou distribuidor de uma turbina para uma manobra instantânea. A variação da pressão ao longo do tempo tem o aspecto de ondas quadradas que vão sendo amortecidas ao longo do tempo por efeito das perdas de carga na conduta forçada. Na Figura 10 apresenta-se o caso de uma manobra rápida linear, de duração $T_F = 0,75T_E$, aplicada ao mesmo sistema. A sobrepressão relativa máxima atingida é da mesma ordem e continua a ser uma situação de funcionamento indesejável.

Aplica-se ao sistema em estudo uma situação de rejeição de carga, imediatamente seguida de uma manobra de fecho linear de duração $T_F \approx 0T_E$. Na Figura 11 é possível observar os valores adimensionalizados do caudal ao longo do tempo e a variação da velocidade de rotação do grupo turbogerador. Na Figura 12 apresenta-se a variação da cota piezométrica junto ao órgão obturador ao longo do tempo.

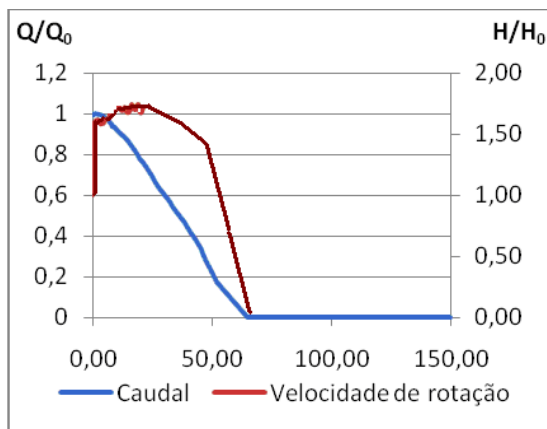


Figura 11 - Variação do caudal e velocidade de rotação.

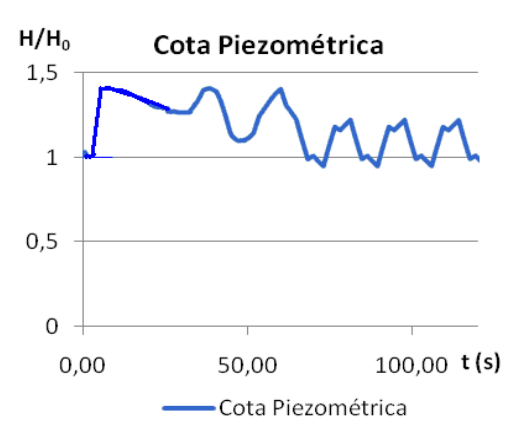


Figura 12 - Variação da cota piezométrica.

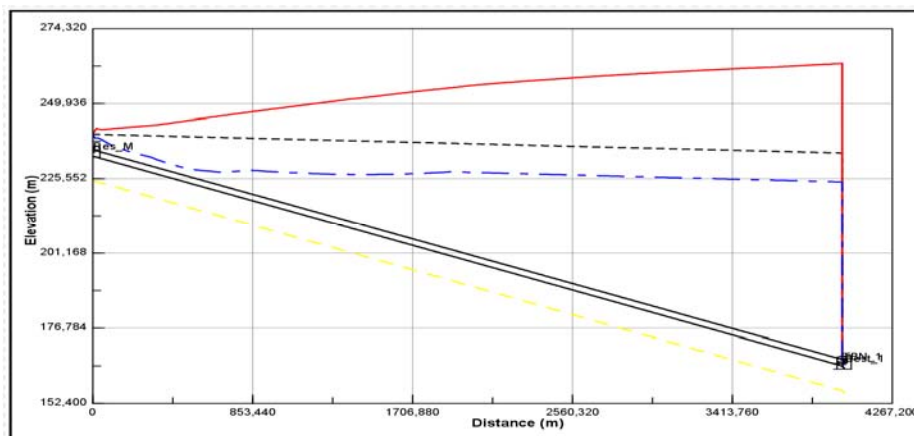


Figura 13 - Perfil da conduta e envolventes máxima e mínima de cota piezométrica devido ao fecho do distribuidor.

Nas Figuras 11 e 12 observa-se que nos instantes iniciais a velocidade de rotação da roda aumenta, enquanto que a cota piezométrica e o caudal diminuem. Isto deve-se ao facto de na implementação do exemplo apresentado se ter utilizado uma turbina de relativa baixa velocidade específica que, como já foi referido, tem este comportamento

na ocorrência de embalamento (Figura 13). Verifica-se que para o tempo de fecho especificado obtêm-se valores de cota piezométrica da ordem dos $1,4H_0$.

Válvula de Segurança

A válvula de segurança do grupo turbogerador tem a finalidade de proteger o equipamento na situação de paragem do grupo e na ocorrência de situações excepcionais. A válvula actua num tempo especificado, regulando o caudal de forma controlada, para evitar a ocorrência de picos elevados de pressão e sobrevelocidade da roda. Adicionalmente este equipamento é especialmente útil porque permite isolar a turbina, facilitando operações de manutenção ou substituição.

Arranque do Grupo

Nem sempre tido em consideração, o arranque do grupo por abertura da válvula de segurança ou do distribuidor merece algumas considerações. Tal como na situação de fechamento do distribuidor, no arranque também ocorre uma variação de caudal que poderá dar origem a regimes transitórios danosos para o sistema. Com efeito, para tempos de abertura demasiado rápidos há o risco de a envolvente mínima da cota piezométrica intersectar o eixo da conduta, verificando-se subpressões indesejáveis.

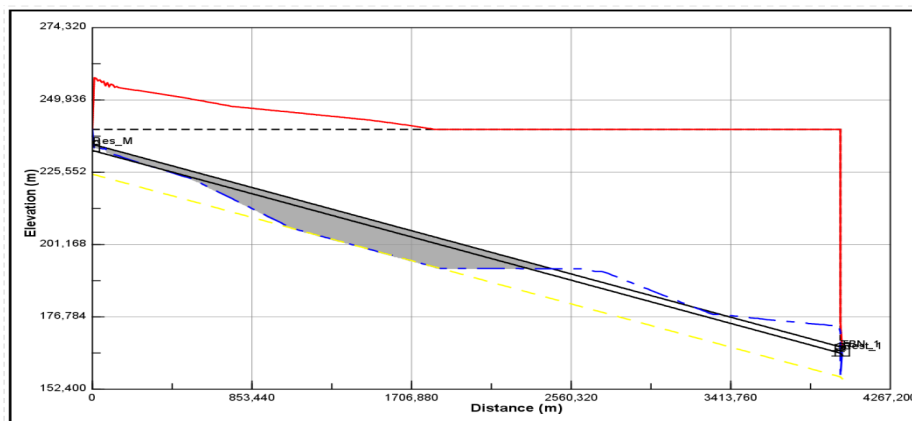


Figura 14 - Perfil da conduta e envolventes máxima e mínima de cota piezométrica devido ao arranque do grupo.

Na Figura 14 mostra-se o perfil de uma conduta com as respectivas envolventes máxima e mínima de cota piezométrica. Neste caso particular, para um tempo de arranque de 15 segundos, a sobrepressão não apresenta especial problema, no entanto a depressão do fluido na conduta leva a que ocorram pressões extremas negativas, ocorrendo vaporização do líquido ao longo de uma extensão considerável.

Na Figura 15 mostra-se um acidente ocorrido numa central hidroeléctrica em Agosto de 2009 devido a uma anomalia no fecho do distribuidor de uma turbina quando a central estava a funcionar a plena carga. Pretende-se alertar para a importância em se conhecerem e controlarem convenientemente os efeitos dinâmicos que podem ocorrer tanto em centrais hidroeléctricas como elevatórias e câmaras de válvulas devido a manobras em equipamentos hidromecânicos que induzem a ocorrência de transitórios hidráulicos.



Figura 15 – Imagens da central Sayano-Shushenskaya após o acidente provocado por um regime transitório.

Recomendações Finais

Mais do que uma preocupação acerca da eficiência e funcionalidade, os regimes transitórios estão directamente associados à segurança e durabilidade das instalações. As regras de avaliação apresentadas são apenas um ponto de partida para o dimensionamento. É importante recorrer a modelos computacionais ou ensaios laboratoriais para testar os principais aspectos do desempenho de todas as componentes do sistema e as diferentes interacções que podem ocorrer.

É necessário que o arranque dos grupos se faça durante um período de tempo suficientemente longo, que não permita a ocorrência de subpressões excessivas. As manobras que envolvam variações de caudal, ou mesmo o fechamento total das válvulas em situação de emergência, devem ser estudadas e especificadas de modo a atenuarem a ocorrência de depressões extremas perigosas. Estas manobras devem ter em consideração as características de cada sistema.

O embalamento dos grupos turbogeradores e o fecho de válvulas ou distribuidores devem ser manobras cujos efeitos devem ser controlados para evitar situações catastróficas. O escoamento a montante da turbina e a jusante, no difusor da turbina, deve ser bem conhecido para diferentes tempo de manobra, por forma a que sejam evitados fenómenos dinâmicos extremos que possam por em causa a segurança de uma central.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CHAUNDRY, M. Hanif – *APPLIED HYDRAULICS TRANSIENTS*, 1987.

RAMOS, H. – *Guidelines for Design of Small Hydropower Plants*. Instituto Superior Técnico. Lisboa, 2000.

RAMOS, H.; ALMEIDA A.B.- *Análise Experimental e Computacional dos Transitórios Hidráulicos Induzidos por Pequenas Turbinas de Reacção*. APRH, LNEC. Lisboa, 2001.

- RAMOS, H. – *Efeitos Dinâmicos não Convencionais em Sistemas Hidráulicos em Pressão*. Folhas de apoio às disciplinas de Escoamentos Variáveis e de Sistemas elevatórios e hidroeléctricos do Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos. IST – DECivil, 2004.
- RAMOS, H. – *Folhas para apoio à disciplina de Sistemas elevatórios e hidroeléctricos* do Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos. IST, DECivil, 2003.
- RAMOS, H. - *Transitórios Hidráulicos em Pressão*. Textos de apoio às aulas de Mestrado da disciplina de Escoamentos Variáveis, IST, DECivil, 2002.
- RAMOS, H. and ALMEIDA, A. B. – Parametric Analysis of Waterhammer Effects in Small Hydropower Schemes. HY/1999/021354. ASCE - Journal of Hydraulic Engineering. Volume 128, 7, pp. 689-697, ISSN 0733-9429, 2002.
- RAMOS, H; ALMEIDA, A. B. - Dynamic orifice model on waterhammer analysis of high and medium heads of small hydropower schemes. Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 39 (4), pp. 429-436, ISSN-0022-1686, 2001.
- RAMOS, H.; BORGA, A.; COVAS, D.; LOUREIRO, D. - Surge damping analysis in pipe systems: modelling and experiments. Journal of Hydraulic Research, 42(4), 413-425, 2004.

HIDRODINÂMICA DO ESCOAMENTO 3D EM MICRO TURBINAS

Mariana Simão¹; Helena M. Ramos²

Resumo – Com o intuito de promover e desenvolver futuras áreas de exploração de energia, nomeadamente em países em vias de desenvolvimento e em zonas rurais ou isoladas, a aplicação de micro turbinas pode facilitar e promover energia nestes locais assim como o processo de fabrico e a criatividade para novas soluções. Deste modo, o objectivo deste estudo consiste em desenvolver soluções viáveis e análises de optimização hidráulica, de turbinas ideais para funcionar a baixas potências (i.e., micro-hídricas), com construção mecânica simplificada. Para este efeito concebem-se diferentes turbinas específicas, utilizando modelos de cálculo avançado 3D (CFD) para desenvolver análises de sensibilidade das várias configurações das rodas, adequadas a diferentes campos de aplicação. Juntamente com metodologias teóricas baseadas em componentes de matemática e física, pretende-se compreender o fenómeno hidráulico à entrada e à saída do escoamento das várias turbinas seleccionadas, sob diversas modificações geométricas, como a orientação do eixo da roda (i.e., para montante ou jusante do escoamento), hidráulicas e das perdas existentes, para diferentes parâmetros característicos (i.e., queda útil, velocidade de rotação, caudal e potência). Uma análise detalhada a diversos parâmetros ajuda na determinação da melhor escolha, dependendo do local e das condições disponíveis do sistema. Com vista a uma maior fiabilidade das soluções a adoptar são aplicadas algumas turbinas em laboratório, sob condições de funcionamento limitado, promovendo a análises comparativas entre simulações e ensaios.

Abstract – The present work comprises a research about hydraulic machines with the aim of optimization and the selection of adequate turbines of low power for exploitation of an available energy still unexplored in water supply systems based on analyses of 3D hydrodynamic flows and on characteristic curves which lead to the best efficiency point. The analysis is carried out based on non-dimensional parameters (i.e., discharge, head, efficiency, runner speed and mechanical power) in order to be possible comparisons. Mathematical models based on the physical principles, associated to the development of volumetric and rotordynamic machines, are developed. New turbines are suggested, which are based on similar theory among turbo machines based on applications in hydraulic systems with guarantee discharge and available head. The hydrodynamic fluid mechanical analysis requires the use of complex advanced models (CFD) which apply the equations of Navier-Stokes by using mathematical models of conservation laws, for the study of the turbulent flow behavior. To determine the correlation between the flow velocity and pressure fields, the k-ε model, is used in this research. Many turbines are evaluated (i.e., pump as turbine (PAT), four and five blades tubular propellers) and sensitivity analyses, to the best configurations, as well as comparisons between performance curves and experimental tests. Results are presented with the appropriate range variation for each turbine type and application.

Palavras chave: Hidrodinâmica, turbinas de baixa potência, CFD, modelação, ensaios laboratoriais.

Keywords: hydrodynamic, low power turbines, CFD, modulation, experimental tests.

¹ Mestrado do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: 85simz@gmail.com

² Professora do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: helena.ramos@civil.ist.utl.pt

INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como finalidade a procura por soluções inovadoras em sistemas hídricos com baixa potência, dando lugar aos conversores de energia como a solução mais eficiente e adequada a diferentes cenários de aplicação. Contudo é notória a falta de equipamentos hidromecânicos associados às pequenas potências. Estes dispositivos são usualmente conhecidos por micro-hídricas, e constituem uma alternativa económica vantajosa, em termos de aproveitamento hidroeléctrico em sistemas hidráulicos, em relação às estruturas dissipadoras.

Esta procura energética e financeira tem sido bastante conservadora no que respeita ao desenvolvimento de micro turbinas quando comparada com outras de maiores potências. Com o intuito de promover e desenvolver futuras áreas de exploração de energia, nomeadamente em países em vias de desenvolvimento e em zonas rurais ou isoladas, a aplicação de micro turbinas pode facilitar e promover a economia nestes locais assim como o processo de fabrico e a criatividade para novas soluções.

Com o objectivo de promover a utilização do aproveitamento de energia associado a pequenas potências a instalar (i.e., baixas quedas e/ou caudais), pretende-se analisar a hidrodinâmica do escoamento através de turbinas especificamente adequadas a essas condições, com vista a possíveis aplicações em sistemas reais existentes para a melhoria da eficiência energética do sistema como um todo.

ESTADO DA ARTE

Máquinas hidráulicas

As máquinas hidráulicas promovem trocas entre energia mecânica e hidráulica sob dois processos de transformação de energia, dependendo do sentido de transmissão, nomeadamente sob a forma de bombas ou de turbinas. Estas máquinas apresentam diversas características complexas que permitem diferenciá-las e classificá-las sob diversos aspectos (MACINTYRE, 1983). Do ponto de vista mecânico, as máquinas hidráulicas podem classificar-se em turbomáquinas hidráulicas e máquinas volumétricas.

Turbomáquinas

As turbomáquinas são máquinas nas quais o movimento do fluido é executado por forças que se desenvolvem na massa fluida nas pás do rotor (ou roda) em consequência da rotação do mesmo. Estes equipamentos podem-se classificar em motoras (turbinas hidráulicas e rodas hidráulicas), e em receptoras (bombas e ventiladores). Consoante o meio em que se envolvem, as máquinas motoras dividem-se em dois grupos distintos: turbinas de acção e turbinas de reacção, (QUINTELA, 2005). No caso em que a roda seja actuada pela água à pressão atmosférica, denomina-se de turbinas de acção (e.g., Pelton), no caso de ser atravessada pelo escoamento sob pressão, designa-se de turbinas de reacção (e.g., Francis e Kaplan). Outro tipo de turbina de impulso, semelhante à turbina Pelton, é a turbina Turgo, que embora seja um pouco menos eficiente pode lidar não só com variações de caudal maiores, como gerar a mesma potência que um roda Pelton com o dobro do diâmetro. Contudo uma roda Turgo além de ser mais difícil de conceber que uma Pelton, as suas pás não são tão resistentes quando comparadas com uma turbina Pelton.

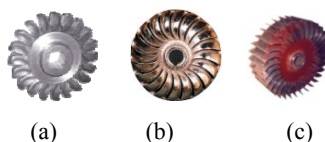


Figura 1 – Rotores de turbinas de acción: (a) Pelton; (b) Turgo; (c) Cross-Flow.

A turbina de Cross-Flow é uma turbina hidráulica que pode ser classificada como uma turbomáquina de impulsão com admissão parcial. Contudo os resultados de rendimento obtidos por este tipo turbina mostram uma grande dispersão e variação entre os 51% e os 82%, valores inferiores aos obtidos pelas turbinas hidráulicas mais convencionais.

As bombas são máquinas receptoras hidráulicas que transferem energia ao fluido com a finalidade de transportá-lo. Podem-se classificar em dois grandes grupos: as turbobombas e as máquinas volumétricas. De acordo com as diferentes formas e tipos de rotor assim se distinguem as bombas, que podem ser classificadas como: Bombas radiais ou centrífugas; Bombas mistas; Bombas axiais.

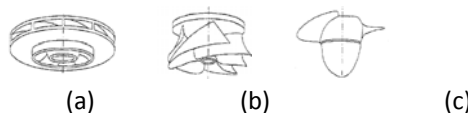


Figura 2 – Rotores de bombas: (a) Rotor radial; (b) Rotor misto, (c) Rotor axial (fonte: <http://www.poli.usp.br>).

Bombas a funcionar como turbinas

Quando uma bomba induz uma certa energia ao escoamento, é necessário que essa quantidade promova o bombeamento do fluido, o que em muitos casos pode não acontecer levando a uma rotação inversa da roda, e conseqüentemente alteração do sentido do escoamento, desde o local de descarga até à conduta de aspiração. As máquinas mais apropriadas em sistemas de distribuição podem ser de dois tipos: turbinas e bombas a funcionar como turbinas (Pump as Turbine (PAT)). Contudo comparando com as turbinas convencionais, as PATs não possuem um distribuidor, por isso não é possível regular a máquina para manter as condições ideais de eficiência. Isto é uma particularidade em redes de distribuição, onde as variações diárias de fluxo e de queda disponível são relevantes, (WILLIAMS et al., 1998; JOSHI et al., 2005; DERAKHSHAN e NOURBAKHSI, 2008; SINGH, 2005; RAWAL e KSHIRSAGAR, 2007, NALDI, 2009).

Semelhança de turbomáquinas

O comportamento destes modelos fundamenta-se na teoria da semelhança hidráulica, que constitui três verificações essenciais como: a semelhança geométrica, a semelhança cinemática e a semelhança dinâmica. Para a semelhança geométrica, as dimensões da turbina não podem ser reduzidas a uma escala muito pequena sob pena do protótipo sofrer efeitos de escala. Na semelhança cinemática o triângulo de velocidades é equivalente à entrada e à saída, e no caso da semelhança dinâmica o polígono de forças deve ser semelhante quer no protótipo e como no modelo, (RAMOS, 1995, 2000). A verificação destas condições fornece uma abordagem científica para seleccionar a turbina que melhor se ajusta às condições de projecto. Se duas máquinas apresentarem o mesmo diâmetro e funcionarem em condições de semelhança, então verificam-se as seguintes equivalências:

$$\frac{n}{n'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} \quad \frac{Q}{Q'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} \quad \frac{P}{P'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{3/2} \quad (1)$$

Turbinas hélice

Como se pode verificar, o traballo en micro turbinas hélice, aínda non tem muita expresión, o que permite desenvolver aspectos de melhoria da súa eficiencia e versatilidade de aplicación recorrendo tanto á componente experimental como a modelos computacionais. Desta forma, este estudo presenta análises de novos ou adaptados conversores de enerxía hidráulica máis adecuados na aplicación de micro-hídricas (i.e., de baixa potencia), que poden ser facilmente implementados en poboacións rurais ou isoladas ou até mesmo en zonas urbanas, en sistemas adutores de abastecimento con enerxía dispoñible que tería que ser dissipada por razóns de fiabilidade e segurancia.

MODELAÇÃO MATEMÁTICA

Equações de Navier Stokes

Sendo o fluido considerado como un medio contínuo, assume-se que é posible definir variáveis físicas como presión, velocidade e densidade num punto do fluido. Deste modo, as equações de interese, no presente traballo, são as equações de conservación da masa e da cantidade de movemento, que poden ser derivadas do teorema de transporte de Reynolds (BARBOSA, 2007). A forma diferencial da equação de conservación da masa, geralmente designada por equação da continuidade, pode ser obtida pola aplicación do teorema de Gauss obtendo-se:

$$\int_V \left(\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i)}{\partial x_i} \right) dV = 0 \quad (2)$$

Para a obtención da equação de balanço da cantidade de movemento linear aplica-se a segunda lei de Newton a uma partícula de fluido.

$$\int_V \frac{\partial(\rho u_i)}{\partial t} dV + \int_A \rho u_i (\vec{v} \cdot \vec{n}) dA = \int_V \rho g_i dV + \int_A \sigma_i dA \quad (3)$$

As equações, válidas para fluidos isotrópicos, incompressíveis e de viscosidade constante, permiten, en conxunto con a equação da continuidade, permiten determinar a presión e a velocidade (con tres componentes) en todos os puntos. En fluidos ditos newtonianos, admíte-se que o tensor das tensións varia linearmente con o tensor das velocidades a que se procesa a deformación, obtendo-se a equación de Navier-Stokes:

$$\rho \frac{\partial u_j}{\partial t} + \rho u_i \frac{\partial u_j}{\partial x_i} = \rho g_j - \frac{\partial p}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\lambda \frac{\partial u_i}{\partial x_i} \right) + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right) \quad (4)$$

Modelo de turbulência k-ε

Asociado ao escoamento turbulento pode identificar-se zonas con rotación, efectos difusivos intermitentes altamente desordenados e dissipativos. As zonas que presentan maior vorticidade ao interagirem con o escoamento retiran deste una parte da súa enerxía cinética. A taxa de dissipación de enerxía que é transformada en movemento turbulento é a única enerxía dispoñible para desenvolver pequenos movementos de rotación e é a única enerxía a ser dissipada. Deste modo, a taxa de dissipación de enerxía que é utilizada num movemento de grande escala é efectuada através da acción de viscosidade que toma parte nos movementos rotacionais de pequena escala. Quanto maior for o número de Reynolds (menores efectos de viscosidade) menores são os efectos dissipativos devida a rotación, relativamente à

escala do escoamento. De acordo com as simplificações das equações de transporte de fluidos, é possível estabelecer um paralelismo entre estas equações e as utilizadas pelo modelo de turbulência, k-epsilon. O modelo (k- ϵ), é um modelo semi-empírico baseado nas equações de transporte da energia cinética de turbulência (k) e da sua taxa de dissipação (ϵ). Na derivação do modelo k- ϵ , pressupõe-se que o fluxo é totalmente turbulento, e os efeitos da viscosidade molecular são insignificantes. O modelo é, portanto, válido apenas para os fluxos completamente turbulentos.

METODOLOGIA

Dinâmica de fluidos (CFD)

Dentro da dinâmica dos fluidos computacional, os CFDs são instrumentos importantes para validar os resultados experimentais. Estas ferramentas permitem dar uma melhor compreensão sobre o comportamento de diferentes turbinas hidráulicas e de condições de escoamento (RAMOS et al, 2009). De facto, estes modelos de mecânica de fluidos computacional (Computational Fluid Dynamics – CFD) são muito utilizados (FLUENT, 2006), sobretudo para escoamentos compressíveis e incompressíveis, conduzindo a soluções óptimas de grande precisão para uma vasta gama de velocidades. É um programa de cálculo que aplica uma técnica de volumes finitos para resolver as equações que descrevem o escoamento, como a equação da continuidade e as equações de Euler ou equações de Navier-Stokes (equações de Reynolds).

Definição da malha de cálculo

O sucesso do cálculo computacional dos fluxos turbulentos exige alguma consideração durante a geração de malha. Desde que a turbulência (a partir da viscosidade efectiva variável no espaço) desempenhe um papel dominante no transporte dinâmico e outros parâmetros, deve-se verificar que as quantidades de turbulência em escoamentos turbulentos complexos sejam devidamente resolvidas com alta precisão. Devido à forte interacção do fluxo e da turbulência, os resultados numéricos para o escoamento turbulento tendem a ser mais susceptíveis à dependência da malha, do que para o fluxo laminar. Por isso, é recomendável que se resolva, com malhas suficientemente finas, nas regiões onde há mudanças de fluxo rápido e onde exista muita tensão tangencial (FLUENT, 2006).

Resultados de simulação (CFD)

Este estudo trata de quatro soluções inovadoras como resposta viável para aproveitamento energético em de abastecimento e distribuição de água. Estas soluções podem proporcionar uma boa relação de custo e eficiência em alternativa às turbinas convencionais sobretudo, para as micro-hídricas, devido à sua simplicidade de projecto. Como tal, uma bomba a funcionar como turbina (PAT), uma turbina hélice com evoluta a montante e duas simples hélices em condutas, são dispositivos que podem funcionar como novas turbinas, que impõem a rotação de um rotor ou de uma roda. As simulações numéricas ajudam a investigar diferentes tipos de configurações e parâmetros que não podem ser (ou não são facilmente) aprovados ou medidos experimentalmente. Deste modo é importante que a malha seja devidamente concebida e refinada em zonas de difícil modelação, como o caso da espessura das pás (Figura 4).

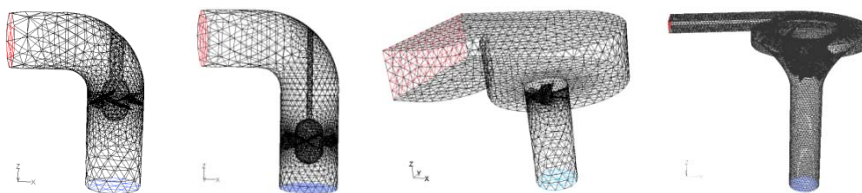


Figura 4 - Malha computacional: hélice com 5 pás; hélice com quatro pás; hélice numa evoluta; (e) PAT.

O fluxo decorrente de cada dispositivo encontra-se na Figura .

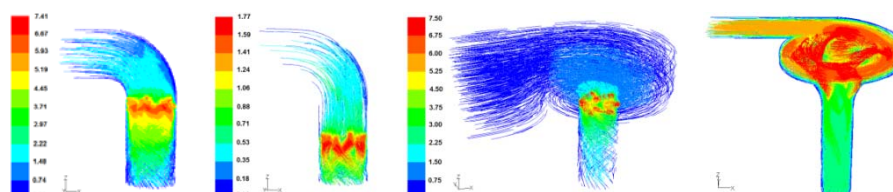


Figura 5 - Variação das linhas de corrente (m/s): hélice com 5 pás; hélice com 4 pás; hélice numa evoluta; PAT.

Para a PAT e restantes hélices, o fluxo entra sem grandes condicionais, a partir da envolvente passando rapidamente pela roda, uma vez que é influenciado pela rotação do rotor, saindo, por um tubo ou conduta, com pouco agitação (Figura 5).

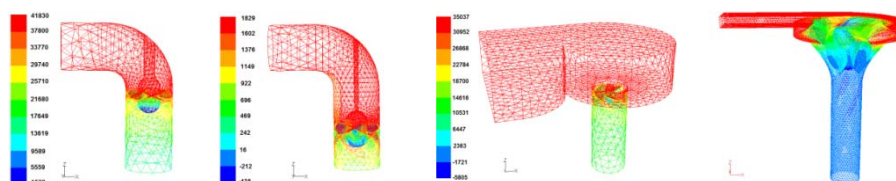


Figura 6 - Variação da pressão total: hélice com 5 pás; hélice com 4 pás; hélice numa evoluta; PAT.

Os resultados quantitativos, retirados pelo CFD, em termos de pressão total, intensidade de turbulência e força tangencial ao longo da parede das turbinas, apresentam-se na (Figura 6), (Figura 7) e Figura 8, respectivamente.

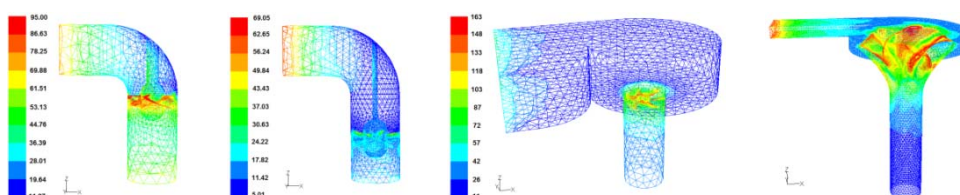


Figura 7 – Variação da Intensidade de turbulência (%): hélice com 5 pás; hélice com 4 pás; hélice numa evoluta; PAT.

Estas simulações permitem identificar zonas críticas que afectam a eficiência da turbina e conseqüentemente a potência transmitida ao gerador.

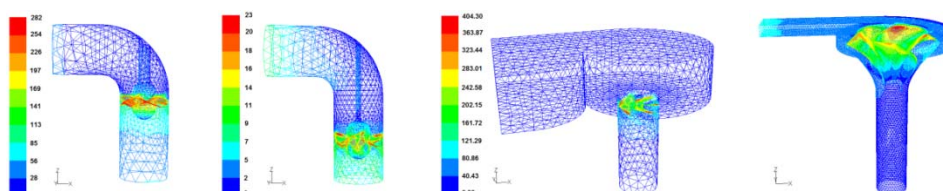


Figura 8 - Variação da tensão tangencial; hélice com 5 pás; hélice com 4 pás; hélice numa evoluta; PAT.

Os resultados obtidos pelo modelo matemático são consequência de uma exaustiva análise em busca do melhor rendimento estabelecido por cada máquina. Pode-se observar uma sequência de gráficos em função dos coeficientes de queda e de caudal, a fim de cobrir uma vasta gama de aplicações.

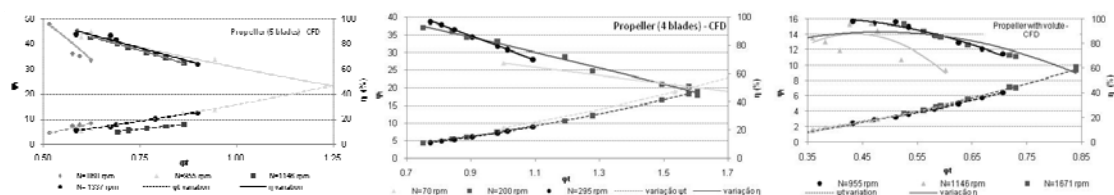


Gráfico 1 - Variação do coeficiente de queda e caudal e do rendimento para diferentes velocidades de rotação: na hélice com 5 pás; na hélice com 4 pás e na hélice com evoluta a montante.

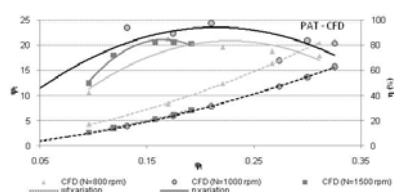


Gráfico 2 - Variação do coeficiente de queda e caudal e do rendimento para diferentes velocidades de rotação: na bomba a funcionar como turbina.

Por forma a analisar a variabilidade da velocidade do escoamento ao longo da envolvente das turbinas, criaram-se vários planos seccionando as entradas e as saídas do escoamento, a roda a montante e a jusante e outros planos onde a seja difícil observar o comportamento do fluido no interior da máquina (Figura 9).

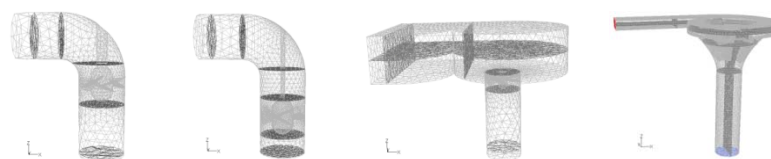


Figura 9 - Seções definidas nas várias turbinas analisadas.

Para estas secções analisaram-se os gráficos da velocidade em função da profundidade, conforme indicados a seguir para cada turbina.

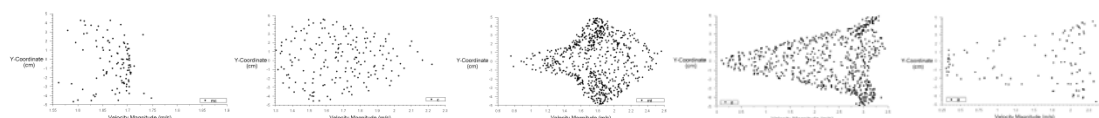


Figura 10 - Variação da velocidade ao longo da profundidade para a hélice com 5 pás.

Na Figura 10 (a) o fluido entra pela conduta com uma velocidade média de 1,1 m/s, reduzindo à medida que se aproxima das paredes da conduta. À medida que este se aproxima da curva, verifica-se uma anisotropia na distribuição de velocidade, provocado pela influência do eixo da roda Figura 10 (b). Relacionando a Figura 10 (b) com a Figura 10 (c), verifica-se uma certa semelhança na distribuição de velocidade, notando-se, porém, algumas diferenças pela proximidade do escoamento à roda. De acordo com a Figura 10 (d) e (e) o fluido à medida que se afasta da hélice é influenciado pelo efeito depressão existente a jusante do veio da turbina (zona de separação) da hélice, implicando uma diminuição da pressão e da velocidade nesta secção.

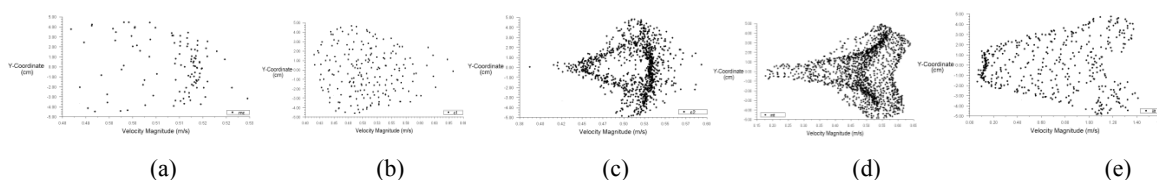


Figura 11 - Variação da velocidade ao longo da profundidade para a hélice com 4 pás.

Na hélice de quatro pás, Figura 11 (a), a distribuição de velocidades apresenta maiores valores a meio da conduta, porque devido ao atrito das paredes sólidas faz com que a velocidade tenda, nessas zonas, para zero. Tendo em conta a Figura 11 (c), verifica-se mais uma vez o efeito do eixo de rotação da roda na análise do escoamento na curva. Comparando a Figura 11 (c) com a Figura 11 (d), o escoamento assume comportamento idêntico, notando-se, porém uma maior discrepância ao longo da simetria do eixo, bem como no valor médio atingido pela velocidade do escoamento que é ligeiramente superior. A Figura 11 (e) mostra ainda algum efeito rotacional da hélice dispersando os valores de velocidade na secção a jusante da zona da turbina.

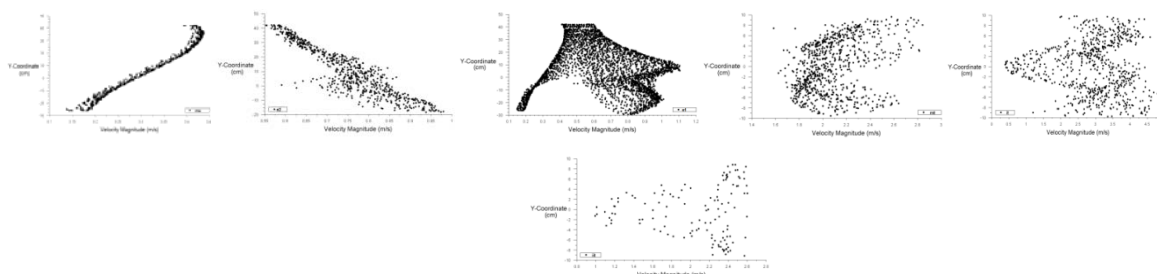


Figura 32 - Variação da velocidade ao longo da profundidade para a hélice com evoluta a montante.

Na Figura 12 (a), a velocidade do escoamento aumenta à medida que este se aproxima da zona de passagem do escoamento pela roda, não só devido à variação da secção como devido ao efeito associado à rotação da hélice. A partir da Figura 12 (b) o escoamento entra na espiral com uma velocidade um pouco mais uniforme, aumentando radicalmente através da influência do movimento rotacional induzido pela turbina. Na Figura 12 (c) verifica-se o efeito que a configuração da evoluta transmite ao escoamento, que obriga o escoamento a acompanhar a geometria da evoluta, levando-o a aumentar de velocidade assim que entra em contacto com a conduta onde está instalada a hélice. Assim que o escoamento incide sobre as pás, este aumenta a sua velocidade à medida que se distancia do veio, devido não só à força tangencial de rotação da hélice como ao efeito de força centrífuga, que projecta o fluido contra a parede da conduta dispersa (Figura 12 (e)). No plano *jjt*, defino na Figura 12 (f), nota-se um pouco o efeito da roda com tendência a estabilizar para o movimento axial na zona de possível restituição.

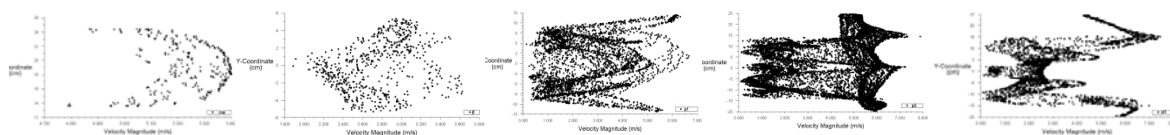


Figura 13 - Variação da velocidade ao longo da profundidade para a bomba a funcionar como turbina.

No que diz respeito à Figura 13 (b), a dispersão de velocidade é devida à própria rotação da roda conduzindo a valores de velocidade média inferiores devido ao aumento de turbulência associada. Na Figura 13 (c) e (d), é possível observar o comportamento do fluido devido ao movimento rotacional na zona da roda. Na Figura 13 (e) (plano segundo a vertical), observa-se o efeito induzido pela rotação da roda e nos menores valores de velocidade do escoamento, que corresponde ao difusor, denota-se a vorticidade que ocorre nessa zona.

Em algumas turbinas estes gráficos puderam ser comparados com os valores reais, devido aos ensaios em laboratório efectuados para hélice com quatro pás e cinco pás. Deste modo, com ajuda de um Doppler, detectaram-se os fenómenos induzidos pela curva e pela rotação da hélice na velocidade do escoamento.

COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE SIMULAÇÃO E ENSAIOS

O estudo compreende também a análise do perfil de velocidades obtido experimentalmente e através de simulação computacional. Verifica-se concordância entre os resultados associados aos efeitos de rotação e atrito que induzem comportamentos anisotrópicos a montante e a jusante da turbina (Figuras 14 e Gráfico 3).

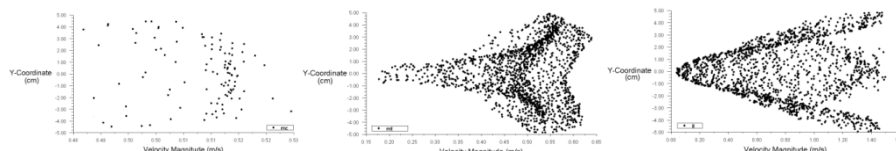


Figura 44 – Variação da velocidade obtidos por modelação matemática (CFD): (a) montante da curva; (b) montante da roda; (c) jusante da roda.

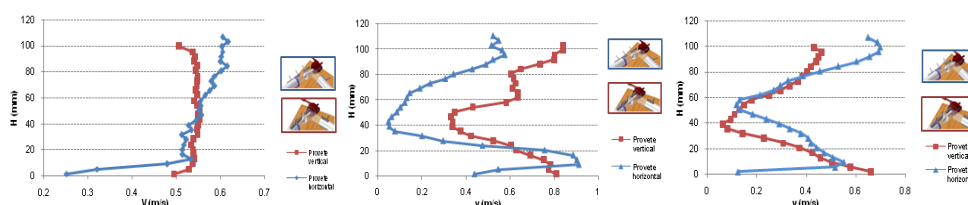


Gráfico 3 – Perfil de velocidades obtidos por ensaios experimentais: (a) montante da curva; (b) montante da roda; (c) jusante da roda.

A simulação numérica foi restrita a estudos hidráulicos e, portanto, alguns efeitos reais não puderam ser modelados, tais como o suporte, o revestimento metálico, e fugas que podem surgir em zonas de selagem, que não foram contabilizados nas simulações do CFD. Como tal, com o intuito de promover a uma avaliação credível dos resultados transmitidos pelo CFD, desenvolveram-se para algumas turbinas, modelos em laboratório e compararam-se os resultados obtidos. Estas análises mostram a presença de algumas perdas e efeitos de escala que o CFD não pode reproduzir correctamente. Os parâmetros característicos adimensionais foram seleccionados e comparados entre simulações de CFD e testes de laboratório. A comparação das simulações CFD das diferentes turbinas analisadas e, simultaneamente, a comparação com alguns testes de laboratório mostram as tendências típicas de cada máquina bem como o seu desempenho (Gráfico 4 e 5).

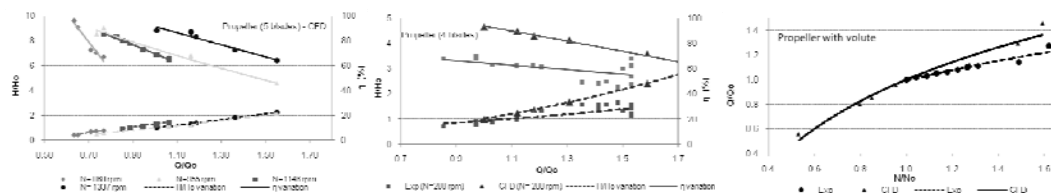


Gráfico 4 - Comparação entre ensaios experimentais e computacionais: hélice com cinco pás; hélice com quatro pás e hélice com evoluta a montante.

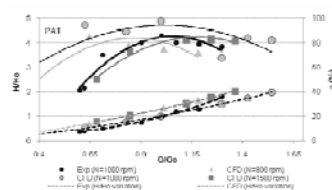


Gráfico 5 - Comparação entre ensaios experimentais e computacionais: PAT.

Estas curvas de tendência foram traçadas com base no ponto óptimo estimado pelo modelo CFD e pelos resultados experimentais. Da análise dos gráficos verifica-se que os resultados experimentais estão acima dos laboratoriais, devido a perdas que não são contabilizadas pelo modelo matemático e que existem em laboratório. A escolha de parâmetros adimensionais permitiu facilitar a comparação entre semelhança de turbomáquinas, podendo deste modo, elaborar um quadro resumo para as mesmas condições presentes em cada turbina desenvolvida. Na **referencia**, pode observar-se o resumo de todos os conversores desenvolvidos com o principal objectivo de cobrir a escassez de energia e o seu aproveitamento na maioria dos sistemas de distribuição e abastecimento de água, sistemas de irrigação ou outro tipo de sistemas de drenagem.

Tabela 1 – Resumo dos resultados obtidos para os novos conversores de energia.

Características	Bomba como turbina (PAT)	Hélice com evoluta	Hélice tubular com 5 pás		Hélice tubular com 4 pás		
D roda (mm)	D _{max} = 236	D = 200	D = 100	D = 200	D = 100	D = 200	D = 200
$n_{opt} (rpm) = N \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}}$ (m. m ³ /s)	32	111	69	68	91	90	90
$n_{opt} (rpm) = N \frac{P^{1/2}}{H^{5/4}}$ (m. kW)	100	119	213	210	277	259	278
Ho (m)	11.4	3.0	2.86	8.77	0.12	1	5.32
Qo (m ³ /s)	0.044	0.056	0.013	0.092	0.004	0.033	0.109
No (rpm)	100	1000	1337	1146	300	300	1000
η_{max} (%)	97	98	97	97	95	85	97
P _{mec} (W)	4911	1340	351	7660	4	139	5510
Dimensões							
Geometria (x 10 mm)							
Limites de aplicação							
Q (x 10 ⁻³ m ³ /s)	Q < 50	40 < Q < 95	7 < Q < 20	70 < Q < 150	3 < Q < 5	9 < Q < 45	110 < Q < 200
H (m)	6 < H < 20	1 < H < 8	0.6 < H < 6	5 < H < 20	0.05 < H < 0.25	0.05 < H < 1.0	5 < H < 18
N (rpm)	800 < N < 1500	500 < N < 1400	600 < N < 1400	900 < N < 1400	200 < N < 300	70 < N < 300	900 < N < 1400

É possível identificar uma vasta gama de aplicações que as turbinas convencionais não conseguem cobrir adequadamente e economicamente. Deste modo, estes novos conversores de energia trouxeram uma vantagem não só em termos económicos, como em termos de facilidade de concepção. Estas turbinas são em geral compostas apenas por um rotor, e, consequentemente, apropriadas para operar em condições quase constantes de caudal, como acontece em condutas principais, ou em sistemas equipados por válvulas de controlo de caudal.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Estas análises computacionais juntamente com metodologias teóricas ajudaram a compreender o fenómeno hidráulico dentro de cada conversor, levando a uma maior percepção da interacção entre as características geométricas e hidráulicas, no que respeita à entrada e à saída de caudal nas diferentes turbinas. No caso das turbinas hélice, essa interacção permitiu descobrir qual a melhor solução, em termos de projecto, das pás a adoptar, pelo que a partir de uma boa base de cálculo esta dificuldade tornou-se num ponto de investigação bastante interessante e positivo.

Esta investigação permitiu concluir que estes novos conversores de energia hidráulica, podem ser facilmente fabricados e instalados em regiões onde a queda seja relativamente pequena, e em pequenos rios de água, sistemas de abastecimento, sistemas de irrigação ou

canais ou em projectos em que a força de saída seja pequena para ser aplicada por uma turbina convencional. Contudo este estudo está ainda na sua fase inicial, mas já dá uma orientação de possíveis novas configurações para turbinas de baixa potência, para cobrir a escassez no mercado de turbinas para pequenos valores de potência. Uma análise mais detalhada será necessária para diversos parâmetros para ajudar a determinar a melhor escolha, dependendo do local e das condições disponíveis no sistema. Os ensinamentos deste trabalho reforçam a continuidade no desenvolvimento do campo da energia, em sistemas onde seja possível garantir o aproveitamento hidroeléctrico, sob condições específicas de baixa potência.

AGRADECIMENTOS

Aos projectos: HYLOW do 7th Framework Programme com o contacto nº 212423 e Projecto FCT PTDC/ECM/65731/2006.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARBOSA, F. 2007. Simulação numérica 3D do enchimento de compartimentos de reservatórios utilizando o método dos elementos finitos. USP - São Paulo
- DEMETRIADES, G. M. 1997. *Design of Low-Cost Propeller Turbines for Standalone Micro-hydroelectric Generation Units, Ph. D. Dissertation. UK, University of Nottingham.*
- FLUENT 6.3. 2006. User's Guide. USA.
- HEGE, J.B. 2006. The Wankel Rotary Engine, McFarland & Company, Incorporated Publishers. U.K., ISBN-13: 9780786429059.
- JACOBY, R. 2007. Pump School, Sponsored by Viking Pump, Inc.
- JOSHI, S., HOLLOWAY, A.G.L., CHANG, L. 2005. Selecting a high specific speed pump for low head hydro-electric power generation, *IEEE CCECE/CCGEI, Saskatoon, May.*
- KSB. 2005. Pumps and Systems. Techno digest.
- MACINTYRE, A.J. 1983. Máquinas motrizes hidráulicas. Editora Guanabara Dois S.A. Rio de Janeiro.
- NALDI, G., ARTINA, A., BRAGALLI, C., LISERRA, T., MARCHI, A. 2009. Experimental investigation of characteristics curves of centrifugal pumps working as turbines, Integrating water systems. Editors Boxall & Maksimovic, *Taylor and Francis Group (2010) London ISBN 978-0-415-54851-9 UK.*
- PARKER, D. B. 1994 - Positive Displacement Pumps-Performance and application, R&D Testing, Warren Pumps Incorporated, Proceedings of 11th International Pump Users Symposium. Copyright 1994. Reprinted with permission of the Turbomachinery Laboratory, Department of Mechanical Engineering, *Texas A&M University, College Station, Texas 77840-3123.*
- QUINTELA, A. C. 2005. Hidráulica, 9ª edição. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- RAMOS, H. 1995. Simulação e controlo de transitórios hidráulicos em pequenos aproveitamentos hidroeléctricos. Modelação e análise dos efeitos induzidos pela sobrevelocidade. IST.
- RAMOS, H. 2000. Guidelines for Design of Small Hydropower Plants. ISBN 972-96346-4-5. CEHIDRO, WREAN and DED, Belfast, North Ireland.
- RAMOS, H. M., BORGA, A., SIMÃO, M. 2009. - Cost-effective energy production in water pipe systems: theoretical analysis for new design solutions. 33rd IAHR Congress. Water Engineering for a Sustainable Environment. Managed by EWRI of ASCE on behalf of IAHR. *Vancouver, British Columbia, Canada, August 9-14.*

- RAMOS, H. M., BORGA, A., SIMÃO, M. 2009. Energy production in water supply systems: computational analysis for new design solutions. IWEH. International Workshop on Environmental Hydraulics Theoretical, Experimental and Computational Solutions *Valencia, 28th, 29th October.*
- RAWAL, S., KSHIRSAGAR, J. T. 2007. Numerical Simulation on a Pump Operating in a Turbine Mode. Proceedings of the Twenty-Third International Pump Users Symposium. *USA, Texas AM University.*
- SINGH, P., 2005. Optimization of the Internal Hydraulic and of System Design in Pumps as Turbines with Field Implementation and Evaluation, Ph. D. Dissertation. Germany, University of Karlsruhe.
- WILLIAMS, A., SMITH, N.P.A., BIRD, C., HOWARD, M. 1998. Pumps as turbines and induction motors as generators for energy recovery in water supply systems, *J. CIWEM, June.*

ÁREAS DEMOSTRATIVAS DE TECNOLOGÍAS APROPIADAS, AUTOSUFICIENTES EN AGUA Y ENERGÍA EN MÉXICO.

Vázquez Villanueva Sandra¹; García Maldonado Juan Gabriel²; Córdova Rodríguez Miguel Ángel³

Resumen – En México, existen 184 748 comunidades rurales con menos de 2 500 habitantes, cuyas condiciones orográficas y de dispersión se traducen en severos obstáculos para dotar del servicio de agua potable, alcantarillado y saneamiento a un mayor número de habitantes. En este contexto la atención de los grupos marginados de las comunidades rurales constituye un gran reto técnico y social. Como alternativa de solución, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) integró tecnologías apropiadas para el abastecimiento, aprovechamiento y saneamiento del agua así como tecnologías alternas para el uso eficiente de la energía en un área demostrativa, que permitiera mostrar el manejo sustentable de estos recursos en el entorno familiar. Actualmente, se han instalado dos de éstos modelos y para el 2010 se instalarán doce modelos más en municipios de los estados de Michoacán y Morelos.

Abstract – In Mexico there are 184 748 rural communities with fewer than 2 500 inhabitants, whose orography and dispersion result in severe obstacles to providing potable water service, sewerage and sanitation to more people. In this context the attention of marginalized groups in rural communities is a major technical and social challenge. As alternative solutions, the Mexican Institute of Water Technology (IMTA) integrated appropriate technologies for supply, use and sanitation water, and alternative technologies for efficient use of energy in a demonstration area, that would show the sustainable management of these resources within the family. Now they have installed two of these models and by 2010 more than twelve models will be installed in townships of the states of Michoacán and Morelos.

Palabras clave: Casa ecológica, tecnologías apropiadas.

Keywords: appropriate technologies, Ecological house.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Tecnología Apropiada e Industrial. P. Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Mor., 62550, México – Tel: (+52) 329 36 80 – E-mail: sandra_vazquez@tlaloc.imta.mx.

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Tecnología Apropiada e Industrial. P. Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Mor., 62550, México – Tel: (+52) 329 36 80 – E-mail: gabriel_garcia@tlaloc.imta.mx.

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Tecnología Apropiada e Industrial. P. Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Mor., 62550, México – Tel: (+52) 329 36 80 – E-mail: macordova@tlaloc.imta.mx.

INTRODUCCIÓN

La falta de servicios de agua y saneamiento en comunidades rurales con alto grado de marginación ha llevado al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua a desarrollar, adaptar y adoptar una serie de tecnologías apropiadas para resolver a nivel vivienda y de manera integral problemas relacionados con el abastecimiento, uso y tratamiento del agua. Estas tecnologías se han transferido en comunidades de los estados de Michoacán, San Luis Potosí, Estado de México, Guerrero, Zacatecas y Chiapas. Sin embargo; debido al impacto que han generado, se consideró necesario crear un área demostrativa con un modelo de casa ecológica que integrara todas las tecnologías y permitiera mostrar el manejo sustentable del agua y la energía en el entorno familiar.

METODOLOGÍA

La casa fue diseñada para alojar a una familia de cinco habitantes en promedio, utilizando técnicas constructivas y materiales comunes en zonas rurales, indígenas y periurbanas marginadas. La vivienda fue planteada de acuerdo a los espacios mínimos recomendados según el Reglamento de construcción del Municipio de Jiutepec, Morelos (2001) para dormitorios, cocina, baño, sala de estar en una sola planta (fig.1). Se implementaron las tecnologías apropiadas para la captación, abastecimiento, desinfección, saneamiento y aprovechamiento del agua. Para el diseño de la casa se tomaron en cuenta datos climatológicos como: dirección del viento, radiación solar, temperatura y precipitación pluvial (figs. 2 y 3).

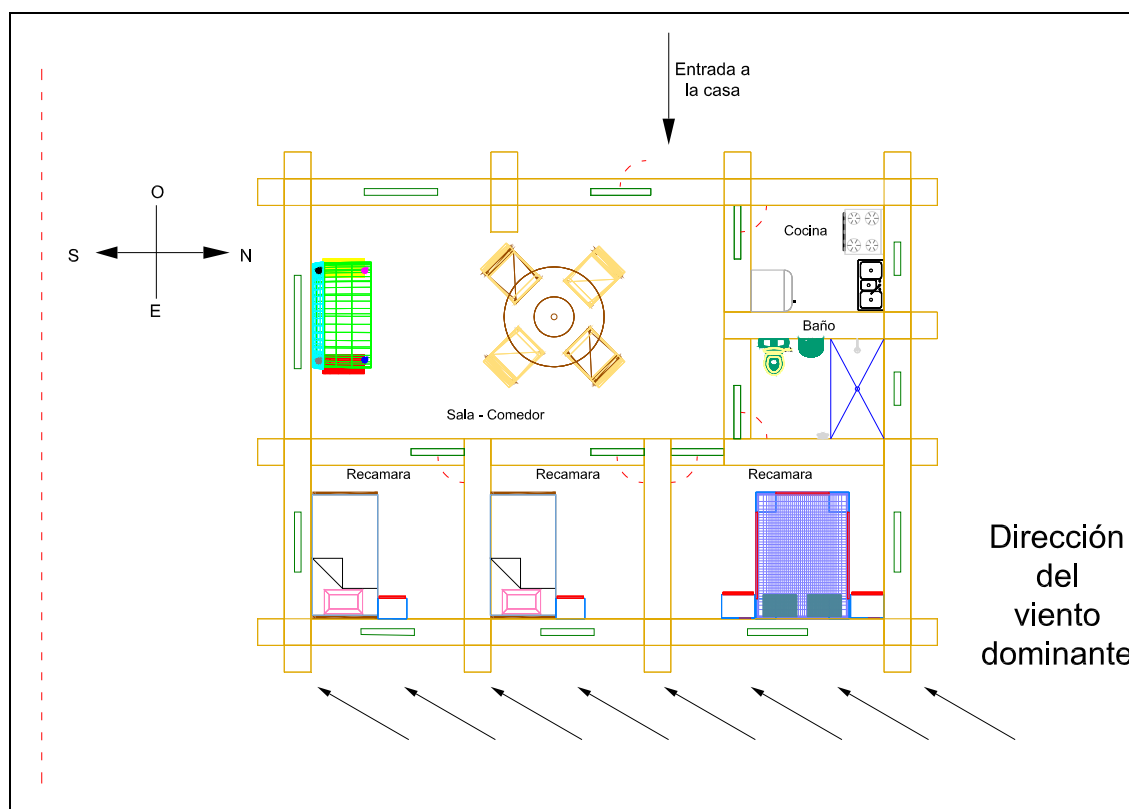


Figura 1. Plano interior de la casa ecológica.

La captación y aprovechamiento del agua pluvial se realizó de acuerdo al procedimiento del COLPOS-CIDECALLI (2007). En cuanto al tratamiento de las aguas grises y negras, este

se dimensionó para cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996 que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. Para la producción de alimentos para autoconsumo, se implementó un huerto familiar con las dimensiones mínimas para cubrir las necesidades de la familia que habitará la casa ecológica.

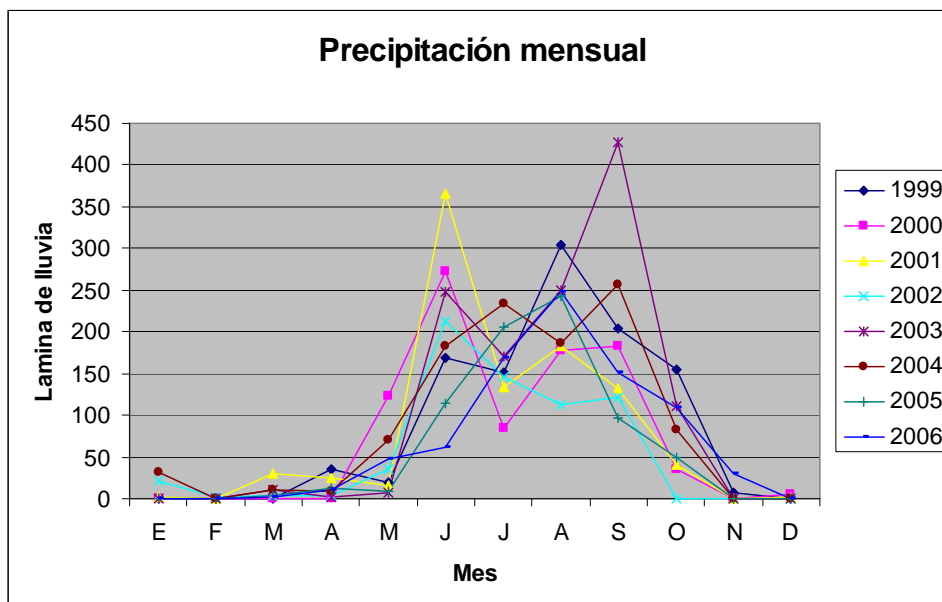


Figura 2. Registros de la precipitación mensual en el IMTA.

Para el suministro de energía eléctrica y tomando en cuenta que en algunas zonas rurales donde evidentemente no llegan las líneas de servicio de electricidad doméstico, la casa empleará celdas fotovoltaicas que convertirán la energía solar en electricidad. La energía necesaria está calculada para alimentar un refrigerador de bajo consumo, siete lámparas ahorradoras, una computadora, un radio, una televisión y una bomba de agua.

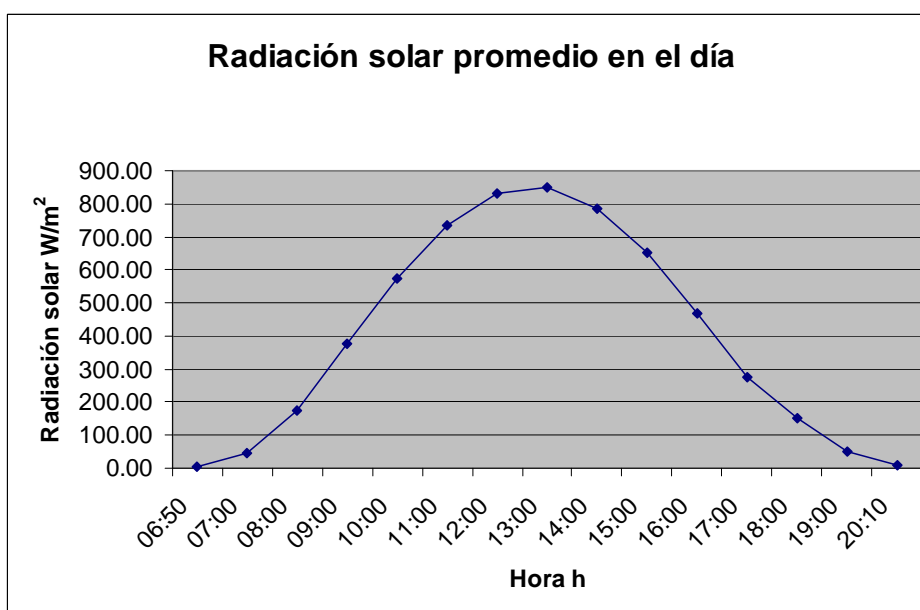


Figura 3. Registros de la radiación solar en el IMTA.

RESULTADOS

Esta área demostrativa se ubica en las instalaciones del IMTA y consta de una vivienda de muros de adobe (Fig. 4), el cual es un material comúnmente utilizado en zonas rurales y que por sus características proporciona beneficios como aislamiento térmico y acústico, debido a su bajo índice de conductividad calórica y buena absorción acústica por el espesor de las paredes (Houben *et al.*,1994), además de que este material es frecuentemente elaborado por los propios habitantes y no es necesario el uso de energía para transformarlo en material útil por lo que es de bajo costo y fácil acceso.



Figura 4. Casa ecológica

El sistema de captación de agua de lluvia se diseñó para garantizar una dotación de 45 l/hab/día durante todo el año a una familia de cinco habitantes (tomando en cuenta la precipitación media anual en la zona de estudio), consta de una superficie de captación de 120m², para lo cual se dispone del techo de lamina de fibrocemento de la casa y un anexo a la misma; canaletas y tuberías de PVC para conducir el agua hacia un tanque de almacenamiento superficial (cisterna tipo capuchina) de 50 m³. (Fig.5)

El tratamiento de agua residual gris y negra es un sistema combinado que se integra por un pretratamiento y dos procesos biológicos (anaerobio-aerobio) en serie (Fig. 6). El agua gris, proveniente del aseo corporal, lavado de trastes y ropa es enviada a una trampa de grasas. El agua proveniente del sanitario pasa a través de un tanque séptico. Estos dos efluentes se combinan para posteriormente pasarlos por el filtro anaerobio de flujo ascendente empacado con anillos de Polietiléntereftalato (PET) y finalmente a través de un humedal de flujo horizontal subsuperficial empacado con piedra, grava y granzón; como vegetación se utilizó junco de lago (*Scirpus lacustris*) (Fig. 7).



Figura 5. Captación de agua de lluvia.

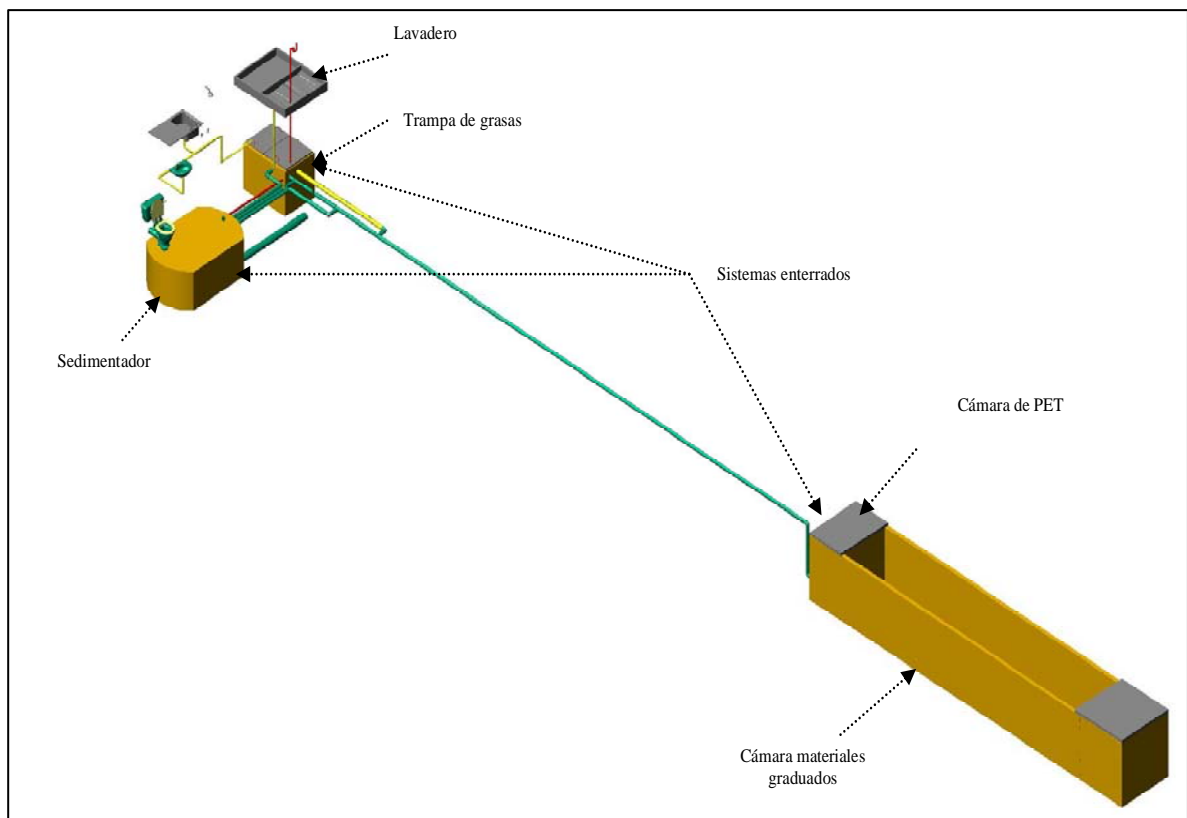


Figura 6. Esquema completo del sistema de tratamiento del agua residual.



Figura 7. Humedal de tratamiento del agua residual.

El huerto familiar cuenta con una superficie de 72m² (6m x 12m), el cual está destinado a la producción de alimentos con fines de autoconsumo (Fig. 8). Dentro de las ventajas que proporciona están: la producción intensiva a pequeña escala, poca demanda de mano de obra ya que el trabajo es repartido durante todo el año, producción sostenida, alta diversidad de especies y ciclos variados de producción.

Este huerto se riega a través de un sistema intermitente auto-operante denominado Tanque de Descarga de Fondo (TDF), compuesto de un tanque de 200 litros, un dispositivo de apertura y cierre así como una tubería de compuertas. Este sistema permite aprovechar pequeños caudales para riego por gravedad (desde 0.2 l/s en adelante), es de bajo costo, fácil construcción y requerimientos mínimos de mantenimiento y operación, no requiere energía externa para su funcionamiento, disminuye de manera importante el trabajo del regador y se pueden garantizar eficiencias de riego superiores al 75%.

El abono orgánico se produce por compostaje de los residuos de jardín y de la cocina. Para esto se utiliza un tanque cilíndrico de muros tipo capuchino de 780 litros de capacidad, consta de una tapa con agarradera por donde se introducen tanto los restos húmedos (césped recién cortado, hojas verdes, residuos de la cocina), como los secos (hojas secas, ramas de árboles trituradas, etc.); también cuenta con un tubo para drenar los lixiviados y una puerta en la parte inferior para extraer la composta. Este tanque permite aislar los desechos orgánicos en proceso de descomposición de insectos, roedores así como de las inclemencias del tiempo, previniendo los malos olores (Fig. 9).



Figura 8. Huerto familiar y sistema de riego.



Figura 9. Compostero y sanitario seco.

Otra composta se realiza en el sanitario seco, el cual consta de taza con separación de orina, dos cámaras de compostaje con ventilación y manguera para enviar la orina hacia un pozo de absorción. Mientras una cámara se encuentra en servicio, en la otra se descompone el excremento, papel higiénico y materiales que contienen carbono durante un periodo de seis meses. El material resultante, cuya textura es semejante a la de la tierra, y el cual se denomina humus, puede ser enterrado, o utilizarse para abono de árboles frutales (Fig. 9).

La alimentación de energía eléctrica se suministra a través de un sistema fotovoltaico el cual incluye 8 paneles solares (CONDUMEX) de 125 Watts cada uno, un controlador de carga, un inversor de corriente y un banco de baterías de almacenamiento. El sistema puede proporcionar hasta 2,760 W que sirven para alimentar todos los equipos eléctricos ya mencionados en párrafos anteriores (Fig. 10).

Para desinfectar el agua que ha sido captada, se cuenta con dos concentradores solares desarrollados por investigadores del IMTA y del CIE UNAM. Estos concentradores están constituidos por una base y cuatro aletas planas de espejos de vidrio, que por su geometría, equivaldrían en su capacidad ideal a la concentración de 5 soles, con lo que se elimina hasta el 99.99% de las bacterias (Martín *et al.*, 1999). Cada concentrador tiene una capacidad para tres botellas de plástico de 2 litros, por lo que se podrían desinfectar hasta 12 litros por día. Es importante que las botellas sean transparentes, que el agua no esté turbia y que no rebase esa capacidad. Así mismo el agua desinfectada deberá consumirse únicamente dentro de las siguientes 24 horas (Fig. 11).



Figura 10. Sistema fotovoltaico.



Figura 11. Caja solar.

La casa cuenta con dos tipos de bombas: una bomba que funciona con energía fotovoltaica y sirve para llenar el tinaco de la casa; otra bomba que funciona mediante la acción mecánica del pedaleo de una bicicleta, llamada también bicibomba (Fig. 12), con la que se llena de agua al Tanque de Descarga de Fondo (TDF) que se utiliza para regar el huerto familiar o para enviar el agua a cualquier punto de la vivienda.

El calentador solar (sistema de calefacción de agua) atrapa y utiliza el calor del sol para aumentar la temperatura del agua entre 45 y 60°C. Esta compuesto principalmente por una caja herméticamente cerrada con una cubierta de vidrio transparente para capturar la energía del sol, en su interior se ubica una placa de absorción la cual esta en contacto con unos tubos por los que circula el agua (Fig. 13). El calentador solar funciona sólo en el día, pero una vez que el agua circula a través del colector, el agua caliente es almacenada en un tanque térmico de 120 litros de capacidad lo que mantiene el agua caliente durante 24 horas. El tanque de

almacenamiento se encuentra ubicado sobre el colector para aprovechar el efecto de termosifón.



Figura 12. Bicibomba.



Figura 13. Calentador solar.

Otra de las tecnologías que integra la casa ecológica es el “fogón sin humo”. Este fogón se construye utilizando un molde basado en el propuesto por la Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos en 1984, al cual se le diseñaron y adaptaron nuevas partes para poder utilizarlo con un comal rectangular (Fig. 14), el cual permite aprovechar una mayor superficie de calentamiento para cocinar, conservando las dimensiones básicas de la entrada de la leña y la cámara de combustión (Fonseca, 2006). El objetivo principal de la propuesta es contribuir en lo inmediato al mejoramiento de las condiciones de vida y trabajo de las familias rurales que cocinan con leña, buscando eliminar la contaminación del interior de las cocinas por el humo, y de manera importante disminuir el consumo y el corte de árboles. Así como reducir el acarreo y/o compra de leña.



Figura 14. Fogón sin humo.



Figura 15. Área demostrativa en el municipio de Pátzcuaro.

CONCLUSIONES

La instalación del área demostrativa de tecnologías apropiadas tomando en cuenta la utilización de materiales naturales, el reciclaje y la gestión racional del agua, la utilización de tipologías adaptadas a las zonas rurales, indígenas y periurbanas marginadas, el bajo costo económico y social así como el ahorro energético por la utilización de energías renovables, permite mostrar la factibilidad de crear y/o adaptar viviendas autosuficientes en materia de agua y energía, y de esta manera elevar la calidad de vida de la población a la vez de disminuir el deterioro ambiental.

La difusión de este modelo, generó el interés replicarla en cuatro municipios de la cuenca del lago de Pátzcuaro y diez municipios de la cuenca del río Apatlaco; actualmente se ha concluido la instalación en el municipio de Pátzcuaro y hacia el final del 2010 estarán funcionando las trece áreas restantes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo de los proyectos internos del IMTA. La transferencia del área demostrativa hacia los municipios se realiza bajo el financiamiento de la Fundación Gonzalo Río Arronte I.A.P.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anaya Garduño, M.; Ramírez Castel, V.; Martínez, J. J. (2007). III Diplomado Internacional “Sistemas de captación y aprovechamiento del agua de lluvia (SCALL) para consumo humano y uso doméstico”. COLPOS. México.
- CONAGUA (2008). Situación de los recursos hídricos. Estadísticas del agua en México. ISBN 968-817-758-X. México D.F. Pp. 198
- Fonseca Moreno Omar (2006). Fogón sin humo. Una alternativa para las familias que cocinan con leña. Para vivir mejor y conservar los bosques. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Houben Hugo, Guillard Hubert. (1994) Earth Construction: a Comprehensive Guide (Earth Construction). Paperback Publisher: Practical Action, ISBN-13: 9781853391934.
- Martín- Domínguez A.; Cortés-Muñoz J. E.; Ramírez-Angulo V.; Martínez-Rodríguez M. (1999). Desinfección de agua por radiación solar. Informe final. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Sesión Técnica 2

Optimización de sistemas

OPTIMIZAÇÃO ROBUSTA DE SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA: COMPARAÇÃO DE DUAS ABORDAGENS

Maria da Conceição Cunha¹; Joaquim Sousa²

Resumo – Os sistemas de distribuição de água, durante a sua vida útil, podem conhecer situações muito adversas para o seu funcionamento. Este aspecto deve ser considerado desde o momento do dimensionamento para evitar as graves consequências do seu eventual mau desempenho. Os modelos de optimização robusta podem dar um contributo importante para a obtenção de soluções capazes de funcionar adequadamente para vários cenários simultaneamente. Neste artigo são apresentados dois modelos de optimização robusta para o dimensionamento de redes de distribuição de água. As formulações usadas permitem avaliar a relação entre o grau de robustez das soluções e os custos envolvidos na sua implementação. A resolução dos modelos propostos, para o estudo de caso considerado, é realizada através de um algoritmo baseado no conceito de recozimento simulado, apresentando-se as conclusões sobre a comparação dos resultados obtidos.

Abstract – During their lifespan, water distribution networks can face many different operating conditions. This aspect should be considered since the very beginning of its design to avoid the consequences of extreme events. Robust optimization models can play an important role to define solutions capable of coping with different scenarios simultaneously. This paper presents two robust optimization models for the design of water distribution networks. These models allow the evaluation of the trade-off between the gains in robustness and the correspondent cost increasing. The solution of the robust optimization models is obtained through the use of a simulated annealing algorithm. The application of the proposed methodology is illustrated with an example of a water distribution network, and the results obtained with different objective functions are compared.

Palavras chave: Optimização robusta, gestão proactiva do risco, redes de distribuição de água.

Keywords: Robust optimization, proactive risk management, water distribution networks.

INTRODUÇÃO

A gestão proactiva do risco de infraestruturas públicas está na ordem do dia, particularmente depois dos acidentes do 11 de Setembro. São muitas as circunstâncias que revelam as vulnerabilidades destas infraestruturas, especialmente as dos sistemas de distribuição de água. Os decisores têm de ter em consideração que o mau funcionamento destes sistemas vitais pode colocar em causa muitos outros sistemas deles dependentes. Este aspecto deve ser

¹ Universidade de Coimbra (UC) – Departamento de Engenharia Civil – Polo II, 3030-290 Coimbra - Portugal – Tel: (+351) 239 797175 – E-mail: mccunha@dec.uc.pt

² Instituto Politécnico de Coimbra (IPC) – Instituto Superior de Engenharia de Coimbra – Departamento de Engenharia Civil – Quinta da Nora – Rua Pedro Nunes – 3030 Coimbra - Portugal – Tel: (+351) 239790200 – E-mail: jjoseng@isec.pt

considerado desde o momento do dimensionamento, para evitar as graves conseqüências do seu eventual mau desempenho. Os modelos de optimização robusta podem dar um contributo importante para a obtenção de soluções capazes de funcionar adequadamente para vários cenários simultaneamente. Neste artigo são apresentados dois modelos de optimização robusta para o dimensionamento de redes de distribuição de água. As formulações usadas permitem avaliar a relação entre o grau de robustez das soluções e os custos envolvidos na sua implementação. A resolução dos modelos propostos, para o estudo de caso considerado, é realizada através de um algoritmo baseado no conceito de recozimento simulado, apresentando-se as conclusões sobre a comparação dos resultados obtidos.

MODELOS DE OPTIMIZAÇÃO ROBUSTA

Em Mulvey *et al.* (1995) e em Laguna (1998) são apresentadas várias formulações para modelos de optimização robusta aplicados a variados sistemas de engenharia. Em trabalhos anteriores (Cunha e Sousa, 2008 e Cunha e Sousa, 2009) foram apresentadas formulações de modelos de optimização robusta para sistemas de distribuição de água. Nesta comunicação são apresentadas duas novas formulações e comparados os seus resultados. São também neste caso considerados cenários de operação do sistema de distribuição de água. Os resultados dos modelos propostos permitirão determinar a solução que melhor responde a todos os cenários considerados simultaneamente.

O primeiro modelo minimiza o custo da solução a adoptar, tendo em linha de conta o não cumprimento dos níveis mínimos de pressão desejáveis, embora cumprindo sempre os mínimos admissíveis, em todos os cenários ocasionado pelo desempenho da solução escolhida. Este último aspecto é introduzido na função objectivo através de uma função de penalidade, cujo propósito é penalizar as soluções em que as pressões sejam inferiores às mínimas desejáveis. O modelo inclui a seguinte função objectivo:

$$\text{Min} \sum_{j=1}^{NC} C_{cond,j}(D_j) \cdot L_j + \sum_{c=1}^{Ncen} Prob_c \left[Cpenp \cdot \sum_{i=1}^N \text{Máx} \left\{ 0; (H_{mín.des_{i,c}} - H_{i,c}) \right\}^2 \right] \quad (1)$$

em que NC : número de condutas da rede; $C_{cond,j}(D_j)$: custo unitário da conduta j em função do seu diâmetro D_j ; L_j : comprimento da conduta j ; $Ncen$: número de cenários considerados; $Prob_c$: probabilidade do cenário c ; $Cpenp$: coeficiente de penalidade por violação da pressão; N : número de nós da rede; $H_{i,c}$: cota piezométrica do nó i no cenário c ; $H_{mín.des_{i,c}}$: cota piezométrica mínima desejável para o nó i no cenário c .

No segundo modelo foi introduzido um segundo nível de robustez através da adição de um novo termo correspondente à penalização pela não satisfação da procura nos vários nós da rede. Enquanto que no primeiro modelo se admitiu que a procura era sempre satisfeita, no segundo modelo o nível de satisfação da procura é quantificado em função da pressão em cada nó (recorre a um simulador hidráulico em que o consumo satisfeito em cada nó depende da respectiva pressão). Assim, a função objectivo do segundo modelo é:

$$\begin{aligned} \text{Min} \sum_{j=1}^{NC} C_{cond,j} (D_j) \cdot L_j + \sum_{c=1}^{Ncen} Prob_c \left[C_{penp} \cdot \sum_{i=1}^N \text{Máx} \{ 0; (H_{mín.des}_{i,c} - H_{i,c}) \}^2 \right] + \\ + \sum_{c=1}^{Ncen} Prob_c \left[C_{penc} \cdot \sum_{i=1}^N \text{Máx} \{ 0; (Q_{procura}_{i,c} - Q_{i,c}) \}^2 \right] \end{aligned} \quad (2)$$

em que C_{penc} : coeficiente de penalidade pela não satisfação da procura; N : número de nós da rede; $Q_{procura}_{i,c}$: procura no nó i no cenário c ; $Q_{i,c}$: consumo verificado no nó i no cenário c .

As restrições a incluir nestes modelos são as habitualmente consideradas nos modelos de dimensionamento óptimo de redes de distribuição de água (ver Cunha e Sousa, 1999). Para além destas, foi adicionada uma restrição relativa à cota piezométrica mínima admissível $H_{mín.adm}_{i,c}$ para o nó i no cenário c . Embora, através da função de penalidade pela violação das pressões incluída na função objectivo, seja possível ter valores inferiores à cota piezométrica mínima desejável, esta restrição coloca limites de admissibilidade aos valores da cota piezométrica mínima que pode ocorrer.

ESTUDO DE CASO E RESULTADOS

O estudo de caso escolhido para a aplicação dos modelos apresentados na secção precedente está descrito em XU e Goulter (1999) e diz respeito à rede apresentada na Figura 1. Trata-se de um sistema abastecido por gravidade através de um único reservatório e incluiu 33 condutas e 16 nós cujas características se encontram nas Tabelas 1 e 2. Os diâmetros comercialmente disponíveis e os correspondentes custos encontram-se na Tabela 3. Neste estudo considera-se a existência de um hospital no nó 7 com requisitos especiais de pressão (Tabela 4). Na metodologia seguida neste artigo consideram-se vários cenários de operação: caudal de ponta instantâneo, condutas fora de serviço e ocorrência de incêndios.

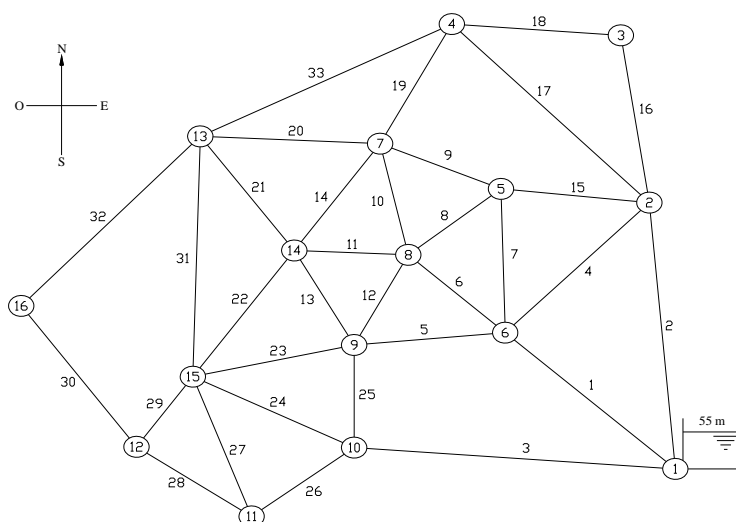


Figura 1. Esquema da rede.

Os modelos de optimização robusta apresentados foram resolvidos através de um algoritmo de optimização baseado no conceito de recozimento simulado (Cunha e Sousa 1999), para os problemas designados por 1, 2, 3, 4 e 5 (Tabela 5). Estes problemas resultam

da atribuição de diferentes probabilidades aos cenários referidos. Foram ainda considerados diferentes valores para os coeficientes de penalidade C_{penp} e C_{penc} .

Tabela 1 - Características das condutas.

Conduta	Nó		Comprimento (m)	Conduta	Nó		Comprimento (m)
	inicial	final			inicial	final	
1	1	6	3.660	18	3	4	1.830
2	1	2	3.660	19	7	4	1.830
3	1	10	3.660	20	7	13	1.830
4	6	2	2.740	21	14	13	1.830
5	6	9	1.830	22	14	15	1.830
6	6	9	1.830	23	9	15	1.830
7	7	8	1.830	24	10	15	1.830
8	5	8	1.830	25	9	10	1.830
9	5	7	1.830	26	10	11	1.830
10	8	7	1.830	27	11	15	2.740
11	8	14	1.830	28	11	12	1.830
12	8	9	1.830	29	12	15	1.830
13	9	14	1.830	30	12	16	1.830
14	14	7	1.830	31	15	13	1.830
15	2	5	1.830	32	16	13	3.660
16	2	3	1.830	33	13	4	3.660
17	2	4	2.740				

Tabela 2 - Características dos nós.

Nó	Cota topográfica (m)	Consumo de ponta	
		(m ³ /h)	(l/s)
1	0	Reservatório (55 m)	
2	0	158	43,889
3	0	158	43,889
4	0	158	43,889
5	0	158	43,889
6	0	158	43,889
7	0	158	43,889
8	0	158	43,889
9	0	158	43,889
10	0	158	43,889
11	0	158	43,889
12	0	158	43,889
13	0	158	43,889
14	0	158	43,889
15	0	158	43,889
16	0	158	43,889

Tabela 3 - Diâmetros disponíveis e respectivos custos unitários.

Diâmetro (mm)	Custo unitário (\$/m)	Coefficiente de Hazen-Williams
100	12,052	120
125	16,881	120
150	22,231	120
200	34,326	120
250	48,079	120
300	63,317	120
350	79,911	120
400	97,763	120
450	116,793	120
500	136,933	120
600	180,332	120
700	227,595	120
800	278,439	120
900	332,637	120
1000	390,000	120

Tabela 4 - Cenários de consumo considerados no dimensionamento e respectivas imposições.

Cenário	Descrição	Pressão mínima (m c.a.)	
		admissível	desejável
1	Consumo instantâneo	30	30
2	Consumo instantâneo e conduta 1 fora de serviço	20 (Hosp.) 25	25 (Hosp.) 30
3	Consumo instantâneo e conduta 2 fora de serviço	20 (Hosp.) 25	25 (Hosp.) 30
4	Consumo instantâneo e conduta 3 fora de serviço	20 (Hosp.) 25	25 (Hosp.) 30
5	Consumo instantâneo and fire at node 3 (200 l/s)	10 (Hosp.) 25	15 (Hosp.) 30
6	Consumo instantâneo e incêndio no nó 12 (200 l/s)	10 (Hosp.) 25	15 (Hosp.) 30
7	Consumo instantâneo e incêndio no nó 13 (200 l/s)	10 (Hosp.) 25	15 (Hosp.) 30

Tabela 5 - Problemas considerados no dimensionamento robusto da rede.

Problema	Probabilidade de ocorrência do cenário						
	1	2	3	4	5	6	7
1	94%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
2	82%	3%	3%	3%	3%	3%	3%
3	70%	5%	5%	5%	5%	5%	5%
4	58%	7%	7%	7%	7%	7%	7%
5	40%	10%	10%	10%	10%	10%	10%

As Figuras 2, 3, 4 e 5 permitem tirar duas conclusões: quanto maior é a probabilidade dos cenários de 2 a 7 maior é o custo da rede e menores são as violações de pressões; quanto maior é o valor de C_{penp} maior é o custo da rede e menores são as violações de pressão. Os resultados mostram que baixos níveis de probabilidade de ocorrência dos cenários 2 a 7 levam a soluções com elevados níveis de violação de pressões.

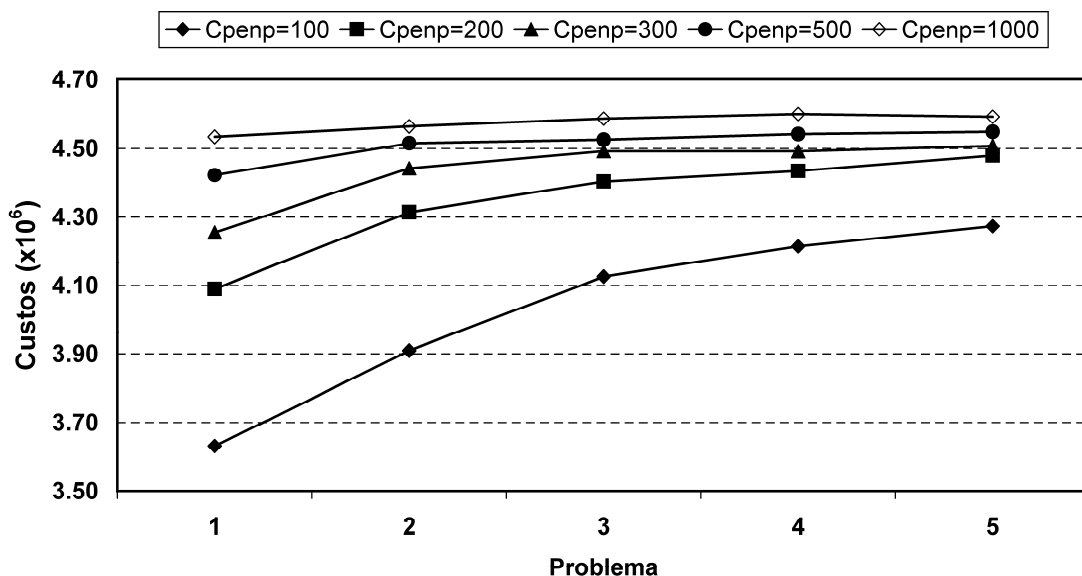


Figura 2. Custos vs coeficientes de penalidade (Modelo 1)

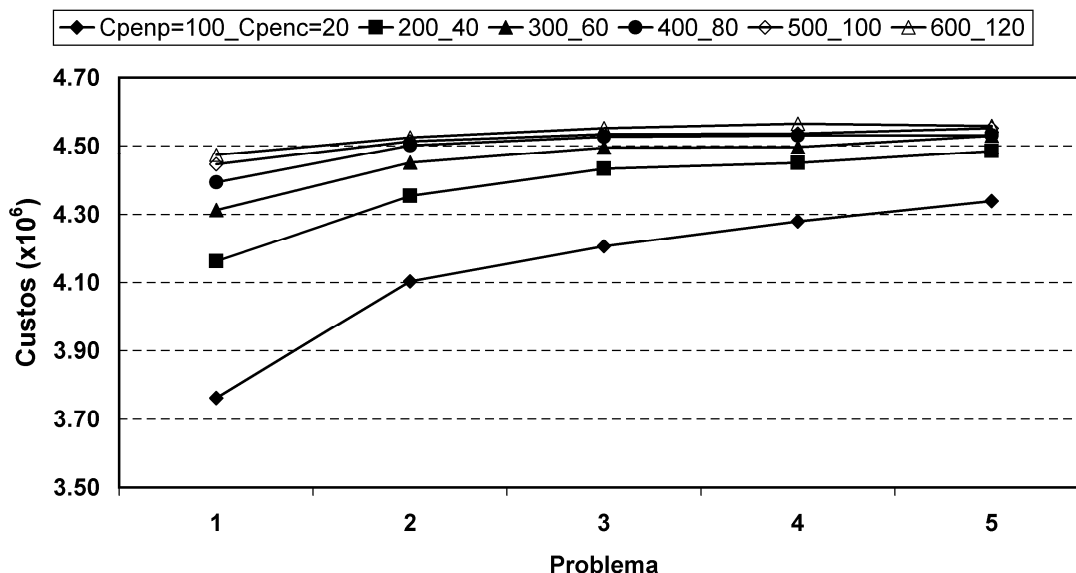


Figura 3. Custos vs coeficientes de penalidade (Modelo 2)

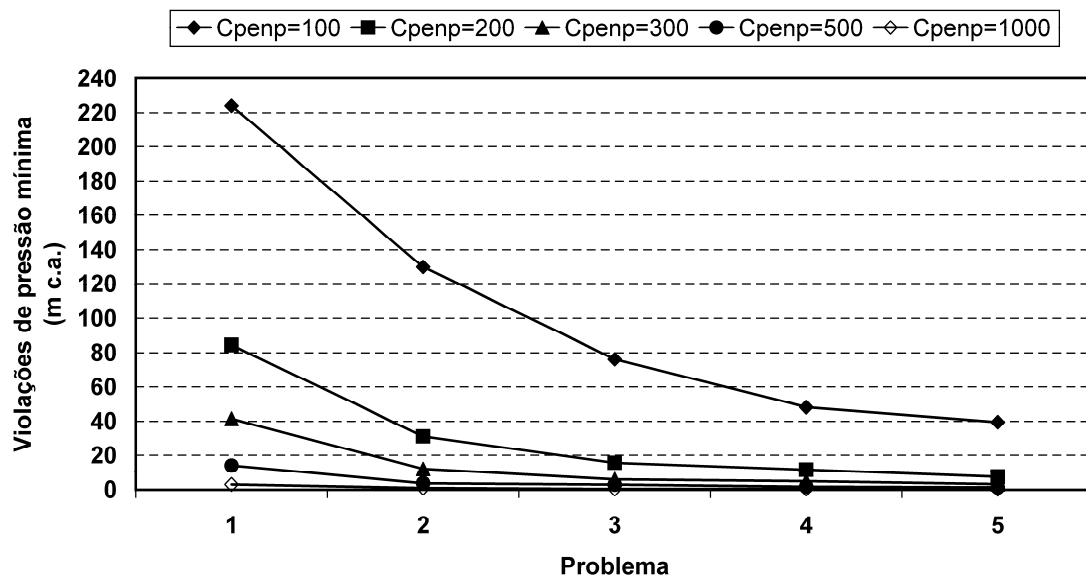


Figura 4. Violações de pressão mínima vs coeficientes de penalidade (Modelo 1)

As Figuras 3 e 5 mostram que estes resultados são melhorados com a consideração de um segundo nível de robustez (modelo 2) relativo à penalização pela não satisfação da procura nos nós. Na Figura 6 é mostrada mais detalhadamente a relação entre a violação da pressão e a variação do custo considerando diferentes coeficientes de penalidade. Na Figura 7 podem ser percebidas diferentes soluções de dimensionamento para diferentes problemas e diferentes níveis dos coeficientes de penalidade.

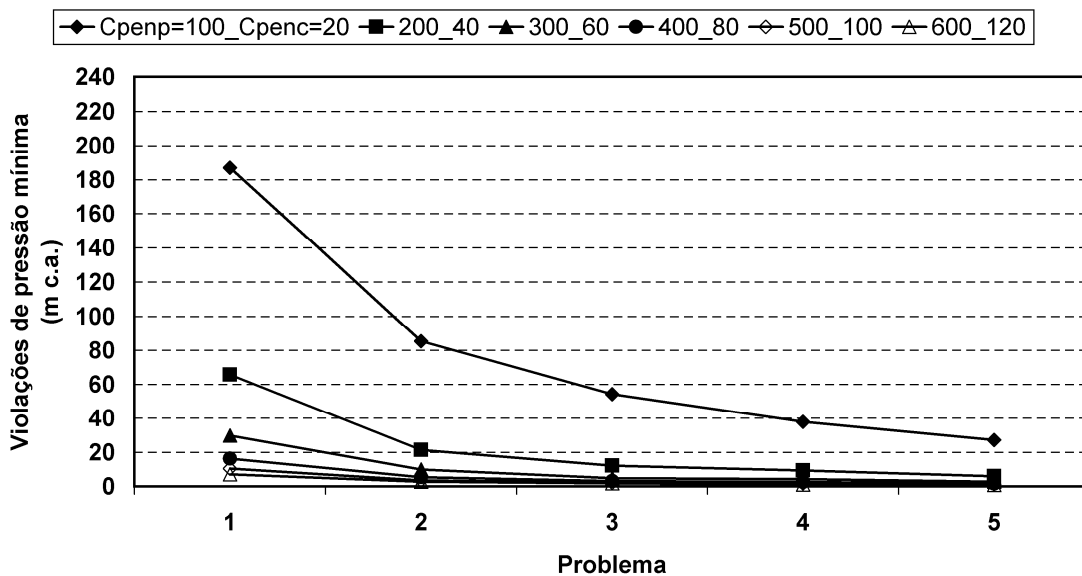


Figura 5. Violações de pressão mínima vs coeficientes de penalidade (Modelo 2)

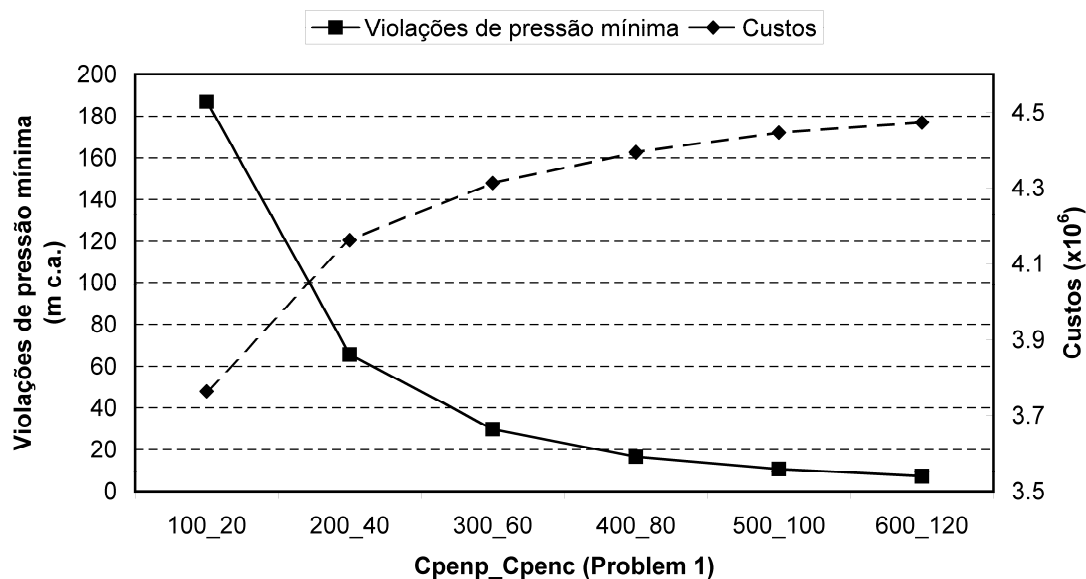


Figura 6. Violações de pressão mínima e custos vs coeficientes de penalidade para o Problema 1 (Modelo 2)

A solução a) diz respeito ao dimensionamento otimizado para o caudal de ponta instantâneo, em que é evidente a falta de redundância do sistema se forem retidas as condutas de 100 mm (diâmetro mínimo permitido). No caso de a rede ter de responder a cenários adversos, a sua fiabilidade só está assegurada se cada nó puder ser abastecido, pelo menos, a partir de duas condutas, sendo o sistema um verdadeiro sistema emalhado (o que não é o caso para a solução a)).

As soluções apresentadas mostram o interesse da aplicação dos modelos de optimização robusta. De facto, a variação das probabilidades dos cenários ou dos coeficientes de penalidade permite ao decisor atingir diferentes níveis de robustez/fiabilidade. À medida que são aumentados ou a probabilidade dos cenários adversos ou os coeficientes de penalidade, os diâmetros das condutas principais também se tornam maiores e emerge, mais notoriamente, um esqueleto de rede emalhada. Este esqueleto que incluiu nós críticos (como o hospital - nó 7, ou nós com incêndios – nós 3, 12 e 13) e condutas críticas (condutas 1, 2 e 3) é responsável pelo nível de fiabilidade da rede.

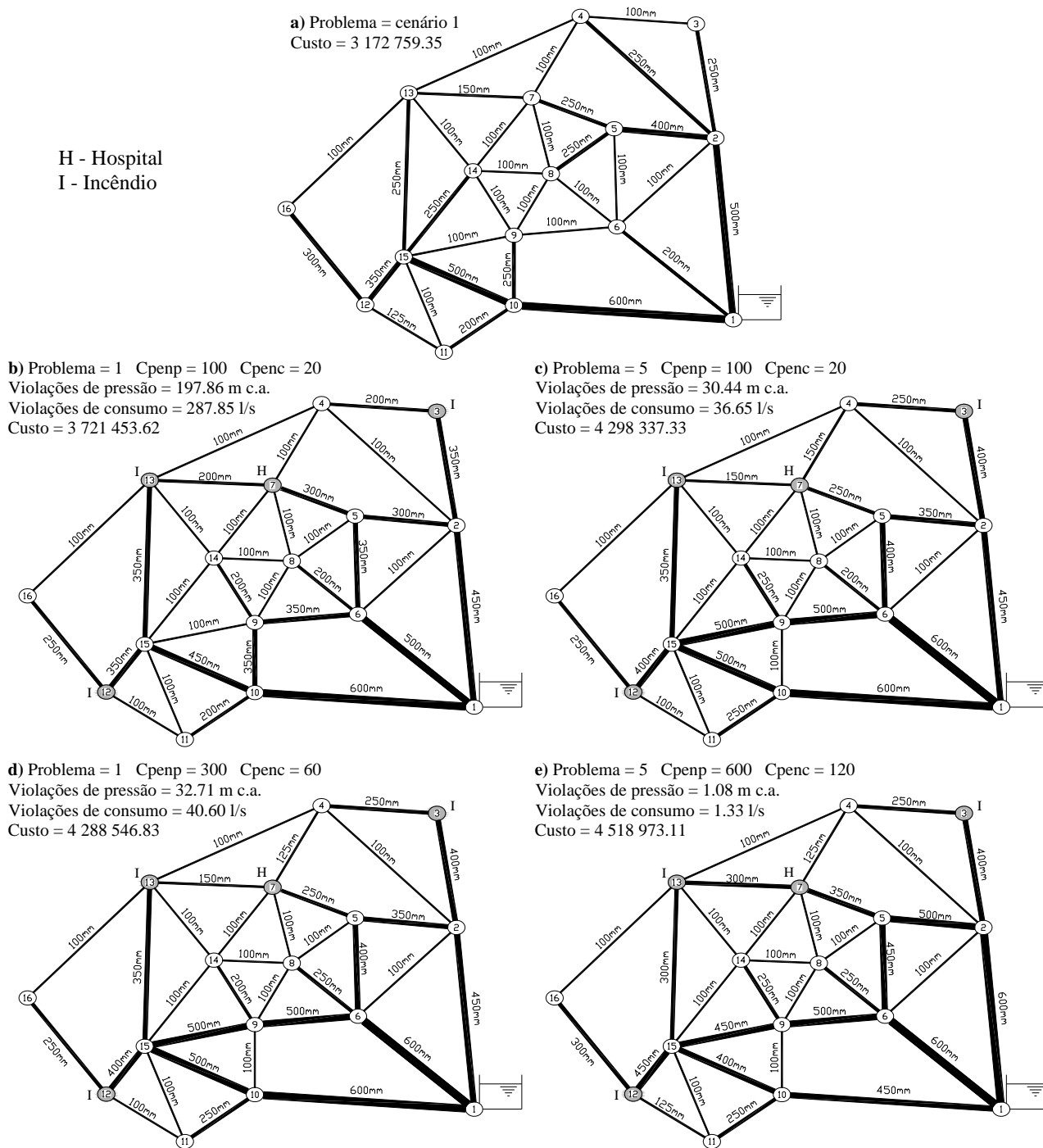


Figura 7. Soluções obtidas para diferentes problemas.

À medida que a fiabilidade aumenta, o custo também aumenta, e simultaneamente as violações de pressão e e as violações da satisfação da procura nos nós diminuem. Esta conclusão é enfatizada pelas informações contidas na Tabela 6 relativa aos consumos nos diferentes nós das redes b) e c) da Figura 7 (os valores sombreados representam violações da satisfação da procura definida na Tabela 1). Comparando os resultados fornecidos pela aplicação dos dois modelos (Modelo 1- penalidades para a violação das pressões e Modelo 2 - penalidades para a violação de pressões e penalidades para a não satisfação da procura), para

cada cenário, constantes da Tabela 7, é evidente que as soluções obtidas com o segundo modelo apresentam menores violações, mesmo para situações de custos similares.

Tabela 6 - Comparação dos consumos entre as soluções b) e e) da Figura 7.

Nó	Consumo (l/s)													
	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4		Cenário 5		Cenário 6		Cenário 7	
	b)	e)	b)	e)	b)	e)	b)	e)	b)	e)	b)	e)	b)	e)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	43,89	43,89	43,89	43,89	35,15	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
3	43,89	43,89	43,89	43,89	32,18	43,89	43,89	43,89	200,00	200,00	43,89	43,89	43,89	43,89
4	43,89	43,89	41,65	43,89	26,26	43,89	40,35	43,89	20,39	43,89	43,89	43,89	42,62	43,89
5	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
6	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
7	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
8	43,89	43,89	37,57	43,89	43,89	43,89	39,63	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
9	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	38,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
10	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	26,86	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
11	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	18,38	43,41	43,89	43,89	41,02	43,89	43,70	43,89
12	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	22,06	43,89	43,89	43,89	200,00	200,00	43,89	43,89
13	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	25,39	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	200,00	200,00
14	43,89	43,89	38,82	43,69	43,89	43,89	27,51	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,85	43,89
15	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	25,29	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
16	43,89	43,89	41,33	43,89	43,89	43,89	18,21	43,89	43,89	43,89	2,64	43,25	35,76	43,89
Viol.	0,00	0,00	-16,19	-0,20	-38,07	0,00	-156,33	-0,48	-23,50	0,00	-44,12	-0,64	-9,63	0,00

Tabela 7. Comparação dos consumos para o Problema 1 (1 - Cpenp=200 e Custo=4 068 544; 2- Cpenp=200, Cpencc=40 e Custo=4 127 093).

Nó	Consumo (l/s)													
	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4		Cenário 5		Cenário 6		Cenário 7	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	43,89	43,89	43,89	43,89	42,63	41,68	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
3	43,89	43,89	43,89	43,89	40,47	39,30	43,89	43,89	200,00	200,00	43,89	43,89	43,89	43,89
4	43,89	43,89	40,58	43,89	30,55	34,79	42,92	43,89	39,43	40,36	43,89	43,89	42,78	43,89
5	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
6	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
7	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
8	43,89	43,89	37,11	33,96	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
9	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
10	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	38,29	41,70	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
11	43,89	43,89	38,55	43,89	43,89	43,89	27,10	35,52	43,89	43,89	40,42	43,89	43,78	43,89
12	43,89	43,89	43,89	43,59	43,89	43,89	35,79	40,16	43,89	43,89	200,00	200,00	43,89	43,89
13	43,89	43,89	43,89	43,59	43,89	43,89	40,13	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	200,00	200,00
14	43,89	43,89	37,08	33,93	43,89	43,89	38,25	40,85	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
15	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	37,34	43,09	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89	43,89
16	43,89	43,89	40,32	36,30	43,89	43,89	29,86	33,57	43,89	43,89	33,94	32,50	43,27	43,89
Viol.	0,00	0,00	-25,81	-28,07	-18,02	-15,91	-61,42	-28,45	-4,46	-3,53	-13,42	-11,39	-1,84	0,00

CONCLUSÕES

A vulnerabilidade dos sistemas de distribuição de água mostra a importância de se adoptar uma gestão proactiva do risco desde o momento do seu dimensionamento. Os modelos de optimização robusta permitem obter soluções capazes de apresentar um adequado desempenho, mesmo em situações adversas. Os resultados obtidos permitem que os decisores avaliem o “trade-off” entre os ganhos de robustez e os correspondentes aumentos de custo.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito de um projecto financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia: “Gestão integrada do risco de infraestruturas públicas: os sistemas de abastecimento de água” (PTDC/ECM/64821/2006).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cunha, M.C.; Sousa, J. (1999) “*Water distribution network design optimization: a simulated annealing approach*”, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Volume 125, Number 4, pages 215-221.
- Cunha, M.C.; Sousa, J. (2008) “*Dimensionamento robusto de sistemas de distribuição de água*”, in Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem, Editado por H. Ramos, D. Covas, F. Gonçalves, A. Soares, IST (VIII Seminário Ibero Americano SEREA 2008, 16-19 de Julho de 2008, Lisboa.) pages. 260-268.
- Cunha, M.C.; Sousa, J. (2009) “*Robust design of water distribution networks for a proactive risk management*”, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE (aceite para publicação).
- Laguna, M. (1998) “*Applying robust optimization to capacity expansion of one location in telecommunications with demand uncertainty*”, Management Science, 44, S101-S110.
- Mulvey, J.M.; Vanderbei, R.J.; Zenios, S.A. (1995) “*Robust optimization of large-scale systems*”, Operations Research, Volume 43, Number 2. pages 264-281.
- Xu, C., Goulter, I.C. (1999) “*Reliability-based optimal design of water distribution networks*”, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Volume 125, Number 6, pages 352-362.

MODELOS DE REDES NEURONAIAS ARTIFICIAIS NA INTEGRAÇÃO DE SISTEMAS HÍBRIDOS DE ENERGIA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Fábio V. Gonçalves¹; Helena M. Ramos²

Resumo – Os sistemas de abastecimento de água são grandes consumidores de energia, para alimentar estações elevatórias e instalações de tratamento, sendo, portanto, a melhoria da eficiência energética uma prioridade importante para os gestores desses sistemas. O actual trabalho apresenta um modelo computacional, baseado em redes neuronais para a determinação da melhor configuração de um sistema híbrido de geração de energia, a ser aplicado a um sistema típico de abastecimento de água. Os componentes da energia utilizada para estabelecer esse sistema híbrido são a rede eléctrica nacional, as micro-hídricas e as turbinas eólicas. A rede neuronal artificial (RNA) é composta de três camadas ocultas e treinada usando os dados gerados por um modelo de simulação da configuração económica para sistemas híbridos (e.g. HOMER). A razão para o desenvolvimento de um modelo avançado de previsão baseado em redes neuronais é de permitir uma rápida simulação e adequada interacção com outros modelos de simulação hidráulica (e.g. EPANET). Os resultados mostram que este modelo computacional avançado é útil como suporte à decisão na concepção de configurações de sistemas de energia híbrida aplicadas a sistemas de abastecimento de água ou outro sistema hídrico existente, contribuindo para a melhoria das soluções no âmbito do desenvolvimento da sua eficiência energética.

Abstract – Water supply systems are large consumers of energy mainly used in pumping stations and treatment plants, being, therefore, the improvement of energy efficiency, a major priority for water utilities. The current research work presents a computational model based on neuronal networks for the determination of the best hybrid energy-generation system configuration to be applied to a typical water system. The components of the energy used to establish this hybrid system are the electrical grid, micro hydropower turbines and wind generator systems. The artificial neuronal network (ANN) is composed of three hidden layers and is trained using data generated by the simulation hybrid economic configuration model (e.g. HOMER). The reason for the development of an advanced prediction model based on neuronal network algorithm is to allow for a rapid simulation and adequate interaction with other hydraulic simulation models (e.g. EPANET). Results have shown that this advanced computational model is useful for decision support systems in the design of hybrid energy configurations applied to water supply systems or other existent hydro-systems which can improve their solutions within new energy efficiency conception.

Palavras chave: sistemas sustentáveis, energias renováveis, sistemas de abastecimento de água, redes neuronais artificiais, sistemas de energia híbridos.

Keywords: sustainable systems, renewable energy, water supply systems, artificial neuronal network, hybrid energy systems.

¹ Doutorando do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: fabio.vero@gmail.com

² Professora do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: helena.ramos@civil.ist.utl.pt

INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas os gestores de sistemas de abastecimento de água têm-se preocupando com a redução do consumo de energia, bem como com as mudanças ambientais ou climáticas. O recente aumento dos preços do petróleo induziu a procura de alternativas de geração de energia através de fontes renováveis, como valioso recurso energético, nomeadamente através da utilização de soluções energéticas híbridas.

Soluções híbridas de geração de energia são viáveis para aplicações em sistemas de abastecimento de água que necessitam de reduções de custos com a componente energética. Estas soluções têm a vantagem de produção de energia com base na sua própria energia hidráulica disponível, bem como de fontes renováveis locais disponíveis, economizando na compra de energia produzida por fontes fósseis e contribuindo, assim, para a redução das emissões de CO₂.

A sustentabilidade absoluta no fornecimento de electricidade é um conceito simples que consiste no não esgotamento dos recursos sem a acumulação de resíduos. Sustentabilidade relativa é um conceito mais realista e útil de comparação de duas ou mais tecnologias de geração. Portanto, só as energias renováveis são absolutamente sustentáveis. No entanto, qualquer discussão sobre a sustentabilidade não deve negligenciar a capacidade ou não de novas tecnologias para apoiar o bom funcionamento de infra-estruturas de distribuição de energia eléctrica (Omer, 2008) e de abastecimento de água.

A preocupação com o consumo de energia em sistemas de abastecimento de água é cada vez maior, induzindo os gestores desses sistemas a procurar soluções óptimas para a melhoria da sua eficiência energética. A utilização de fontes renováveis de energia está a aumentar, impulsionada pela crescente preocupação com os efeitos do aquecimento global e do consumo excessivo de combustíveis fósseis, mas ainda longe do nível desejado. A aplicação de soluções híbridas baseadas em fontes de energia renováveis é uma solução ideal para reduzir a dependência dos combustíveis fósseis. A melhor solução híbrida a ser adoptada num determinado sistema é uma tarefa árdua e complexa, assim como a sua optimização, que requerem modelos computacionais onde o desenvolvimento de ferramentas adicionais pode tornar-se difícil (Gonçalves e Ramos, 2008b).

Este trabalho visa apresentar uma rede neuronal artificial que simula um modelo de previsão/optimização para obter a melhor configuração de um sistema híbrido de geração de energia associado a um sistema típico de abastecimento de água.

ESTADO DA ARTE

Conceitos Básicos

Ao contrário de um sistema de geração de energia convencional, um sistema híbrido, utiliza um mecanismo alternativo de tecnologias para atingir objectivos semelhantes, ou seja, uma constante (de forma compensatória) e fiável fonte de energia. Fontes de energia renováveis assumem formas diferentes, cada qual com pontos fortes e fracos, dependendo do local de aplicação e tipo de recursos que quando combinados podem configurar uma solução integrada para atingir a melhoria da sua eficiência energética (Seare, 1999).

As necessidades de consumo de água, os objectivos ambientais e a poupança de energia tornaram-se as principais preocupações dos últimos anos e assumindo um papel cada vez mais importante num futuro próximo. A energia para os sistemas de bombagem e tratamento,

utilizada para fornecer água às populações representa o principal custo para as empresas de abastecimento (Vieira e Ramos, 2008a).

Como é do conhecimento, as fontes renováveis são geralmente dependentes da climatologia, onde o potencial produtivo pode ser previsto, mas não controlado. Uma alternativa para um aumento da eficiência energética é a diminuição de custos e diminuição da dependência de factores climáticos utilizando sistemas híbridos de produção de energia complementares reduzindo a dependência da rede nacional de energia, obtendo energia de sistemas de geradores eólicos, fotovoltaicos, biomassa, micro-hídricas, entre outras fontes.

A energia renovável gera múltiplos benefícios públicos, como a melhoria do ambiente, redução do efeito de estufa, poluição ambiental, redução dos efeitos da volatilidade dos preços da energia sobre a economia, conferindo segurança económica nacional, uma vez que a energia fóssil é vulnerável à instabilidade política, conflitos comerciais, embargos e outras perturbações, aumento da produtividade económica e do produto interno bruto através de uma maior eficiência dos processos produtivos (Menegaki, 2008). A energia renovável representa uma opção viável para a geração de energia, uma vez que os recursos energéticos renováveis estão disponíveis localmente. A sua utilização resulta em benefícios ambientais através da redução das emissões de CO₂ e outros poluentes, contribui para a criação de emprego promovendo a coesão económica e social, estimula a competitividade da indústria, aumenta a segurança e estabilidade no fornecimento de energia descentralizada, reduzindo as importações.

A União Europeia (UE), com a Directiva 2001/77/CE, reconhece a necessidade de promover fontes de energia renováveis considerando os vectores estratégicos na protecção ambiental e o desenvolvimento sustentável (Comissão Europeia, 2001). Através desta directiva, a UE estabelece a meta indicativa para a Europa para a produção a partir de fontes renováveis de 22% da electricidade consumida. Espera-se para alcançar este objectivo através de quotas efectuadas pelos diferentes Estados-Membros (Sousa *et al.*, 2005).

Em Portugal, a directiva da UE levou a um plano estratégico para a promoção de fontes de energia renováveis, denominado Programa E4 (eficiência energética e energias endógenas) (Conselho de Ministros, 2001; 2003). Com este programa de apoio, Portugal pretende atingir a meta de 39% da produção de electricidade a partir de fontes renováveis de energia, de acordo com o estabelecido na directiva 2001/77/CE.

Sistemas de Energia Híbrida

Sistemas de geração de energia híbridos têm merecido muita atenção nesta última década. Constituem uma solução alternativa viável em relação aos sistemas, que dependem inteiramente de combustíveis a base de hidrocarbonetos. Para além da mobilidade do sistema, também possui um ciclo de vida alargado (Gupta *et al.*, 2006).

Um exemplo de um sistema de geração de energia híbrido, integrado no sistema de abastecimento de água é o caso da Figura 1, onde um sistema de abastecimento composto de armazenamento por bombagem e reservatórios, pode ser abastecido com energia eléctrica através de um sistema híbrido, tendo em conta a curva de consumo, o tarifário eléctrico, as características ambientais e do próprio sistema. Em geral, o sistema funciona com a rede nacional de energia, mas durante o pico de maior custo na tarifa eléctrica, a energia do sistema poderia ser fornecida por fontes renováveis como a eólica, fotovoltaica ou micro turbinas instaladas no sistema adutor. Quando a curva do tarifário de energia for mais

vantajosa, a energia da rede nacional é utilizada para alimentar a estação elevatória, quando o tarifário for pior, as fontes renováveis de energia são utilizadas no sistema elevatório ou, sempre que possível, utiliza-se a micro-hídrica para gerar energia excedente para vender à rede eléctrica nacional.

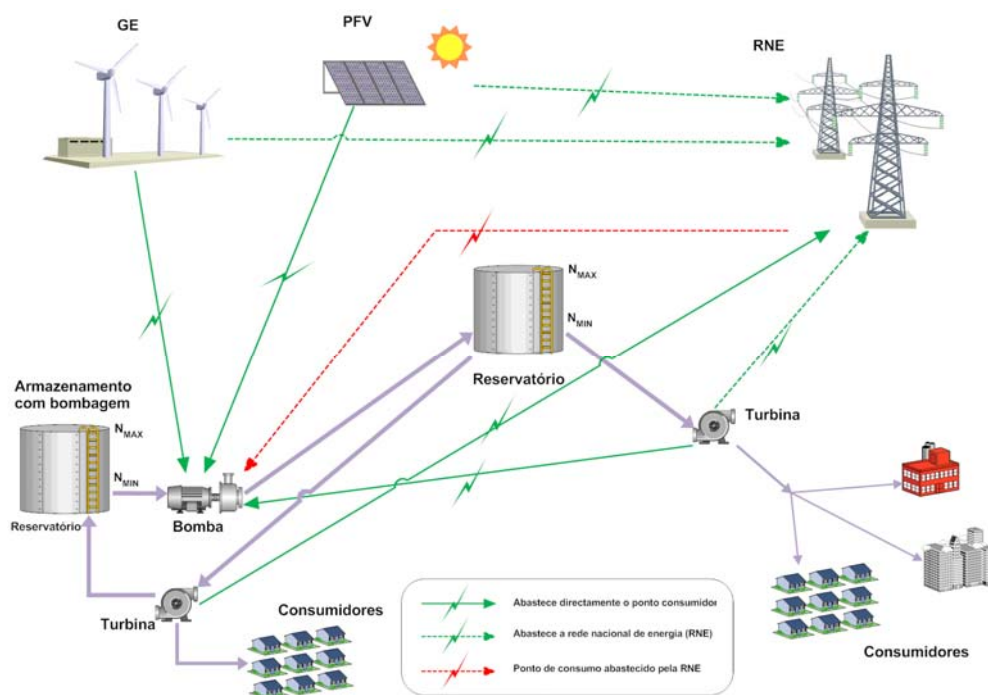


Figura 1. Exemplo de uma solução de energia híbrida integrada num sistema de abastecimento de água.

Condições da Modelação

Em Gupta et al. (2006) verifica-se que a modelação do sistema híbrido de energia e suas aplicações de forma descentralizada são ainda limitadas. Os modelos utilizados até a data, são em geral baseados num único recurso disponível. Tentativas para desenvolver uma combinação óptima de energias de diferentes recursos para satisfazer as necessidades energéticas da de populações rurais ou em zonas isoladas são também ainda muito reduzidas.

Modelos como o HOMER e PVSYST têm sido utilizados por vários investigadores (Gabrovska et al., 2004; Gupta et al., 2006; Barsoum e Vacent, 2007; Gonçalves e Ramos, 2008a; b; Ramos e Ramos, 2008; Vieira e Ramos, 2008a; b), para projectar e investigar alternativas de sistemas de energia (Gabrovska et al., 2004). Verifica-se a necessidade de um modelo de previsão/optimização da gestão da energia eléctrica em sistemas híbridos com processos específicos de controlo operacional.

Noutros estudos Jafar e Shahour (2007) e Vieira e Ramos (2009) desenvolveram modelos em MATLAB para analisar sistemas híbridos e otimizar o consumo de energia. Em Vieira e Ramos (2008a) utiliza-se a programação linear e não linear para criar um modelo de optimização que determina o melhor horário de funcionamento ao longo do dia, de acordo com a tarifa eléctrica local, para um sistema de armazenamento de água e consumo. Outros autores utilizam outros modelos de programação (programação linear, não linear e dinâmica, Algoritmos Genéticos) para analisar casos de operação diária em sistemas de abastecimento

de água utilizando fontes de energia renovável (Sakarya e Mays, 2000; Castronuovo e Lopes, 2004; Turgeon, 2005; Vieira e Ramos, 2008a).

Redes Neuronais Artificiais

As Redes Neuronais Artificiais (RNA) começaram a ser utilizadas nas redes de distribuição de água na modelação da degradação da qualidade de água (Sakarya e Mays, 2000). A investigação foi considerada promissora, fornecendo uma base para o desenvolvimento de um modelo económico-financeiro capaz de proporcionar uma abordagem integrada para otimizar intervenções estratégicas em sistemas de distribuição de água, mesmo com algumas limitações identificadas em redes neuronais artificiais associados aos modelos de degradação, cujo desempenho tem mostrado bons resultados, a curto e a médio prazo.

Outro trabalho consiste na análise da qualidade da água usando um modelo de RNA (Chaves *et al.*, 2004). O modelo desenvolvido foi utilizado na simulação da qualidade da água dentro dos reservatórios. O modelo foi utilizado em detrimento de um modelo físico, já que este último tende a exigir uma grande quantidade de esforço computacional, particularmente quando combinada com técnicas de optimização, tais como a programação dinâmica.

Como parte do projecto de investigação POWADIMA, foi desenvolvido um estudo para descrever a técnica de previsão das consequências de diferentes configurações de controlo sobre o desempenho optimizado da rede de distribuição de água, em tempo real. A utilização de um complexo modelo de simulação hidráulica é algo quase impraticável para operações em tempo real, como resultado da carga computacional que impõe, a abordagem adoptada constitui na captura do seu domínio de conhecimento numa forma muito mais eficiente por meio de uma RNA (Rao e Alvarruiz, 2007).

METODOLOGIA

Concepção da Rede Neuronal

A criação de uma RNA deve incluir os seguintes passos: definição dos padrões; criação da rede; inicialização da rede; definição dos parâmetros de aprendizagem; treino da rede; e teste da rede.

Qnet2000, um pacote comercial de rede neuronal, é utilizado para a formação das redes, com a vantagem de ter rápido desenvolvimento da rede através de opções flexíveis de algoritmos, funções de saída e outros parâmetros de treino da rede, aumentando assim a precisão.

A concepção da rede neuronal de energia híbrida que será comparada com um modelo de simulação da configuração económica – MSCE (e.g. simulador HOMER) para determinadas condições irá adoptar os seguintes procedimentos: aplicação do modelo MSCE para obtenção de dados que serão usados no processo de treino da rede neuronal que será em conjunto com um modelo simulador hidráulico e de potência – MSHP (e.g. simulador EPANET testado, alterando os valores de caudal, diâmetro, comprimento e rugosidade das tubagens, assim como as diferenças de nível entre os reservatórios, parâmetros característicos de bombagem por consumo de energia) é feita avaliação de procedimentos de turbinagem e bombagem. Esses dados estão disponíveis na investigação de Ramos e Ramos (2009) que utiliza um modelo MSHP para analisar o balanço hidráulico de um sistema de abastecimento de água, determinando o comportamento hidráulico do sistema, o consumo e a potência do equipamento hidromecânico (e.g. bombas e turbinas).

Antes de iniciar a criação da rede neuronal, é feita a aquisição dos dados de entrada e saída para o treino da rede e a validação da rede. Os dados de entrada foram adquiridos através do modelo MSHP (e.g. potência instalada dos grupos elevatórios, queda útil disponível na turbina, comprimento de tubagem, caudal, diâmetro, consumo de energia da estação elevatória e diferença de nível entre reservatórios) e o modelo MSCE (e.g. potência média de saída do gerador eólico/hidro-turbina e média anual da velocidade do vento e da potência da hidro-turbina).

Estes dados são implementados no modelo MSCE para a análise económica com base no cálculo do custo actualizado líquido (Net Present Cost - NPC) para cada sistema híbrido estudado, determinando-se assim a solução mais económica. O preço dos equipamentos, o custo de venda da energia para a rede eléctrica nacional e a limitação do número de equipamentos a serem utilizados na simulação.

O algoritmo de optimização e as análises de sensibilidade simplificam a avaliação das diferentes configurações possíveis para o sistema a analisar. Introduzindo opções tecnológicas, relativamente ao tipo de sistema híbrido, os custos dos componentes e a disponibilidade dos recursos, são analisados no MSCE todas as combinações viáveis. A fim de ter em conta os benefícios, o NPC é transformado no valor actualizado líquido (VAL), a fim de ser utilizado na RNA. Os valores de entrada dos modelos MSHP e MSCE e os valores de saída de VAL, determinados pelo MSCE são organizados num ficheiro auxiliar para ser incorporado no Qnet2000 e proceder-se a criação da RNA. Com os resultados obtidos dessas simulações é possível criar um sistema de redes neuronais que transcreve, em parte o processo de modelação através de caminhos adequados decisivos, garantindo a robustez e a redução no tempo de processamento. Na Figura 2 mostra-se o fluxograma descrevendo os procedimentos da concepção da RNA desenvolvida nesse estudo.

Rede Neuronal Artificial

O método proposto inicialmente para a arquitectura básica da RNA é o MLP (“Multilayer Perceptron”) ou *multicamada alimentadas para frente* (MCAF) (Dias, 2008), na qual os neurónios são dispostos em camadas sucessivas alimentadas para frente (“feed-forward”). Inicialmente são consideradas, redes com apenas uma camada oculta. São realizados testes preliminares para a determinação dos parâmetros da RNA que forneçam os melhores resultados. Após as análises iniciais, as RNAs com apenas uma camada escondida apresentam grandes erros quadráticos médios, denotando-se a necessidade de se efectuar vários testes com diferentes números de camadas ocultas e com configurações de neurónios. Na construção da rede neuronal, os padrões de entrada da rede correspondem aos dados usados no modelo MSCE. Os dados de entrada são tratados num modelo auxiliar (e.g. Excel) e classificados em vectores $x_1, x_2, x_3 \dots x_{15}$. Cada conjunto de 09 dados é a entrada para a rede neuronal composta por 3 camadas ocultas com 15, 7 e 5 neurónios em cada camada oculta e uma camada de saída com 5 neurónios, de acordo com a melhor configuração e menor erro quadrático médio encontrado nos testes.

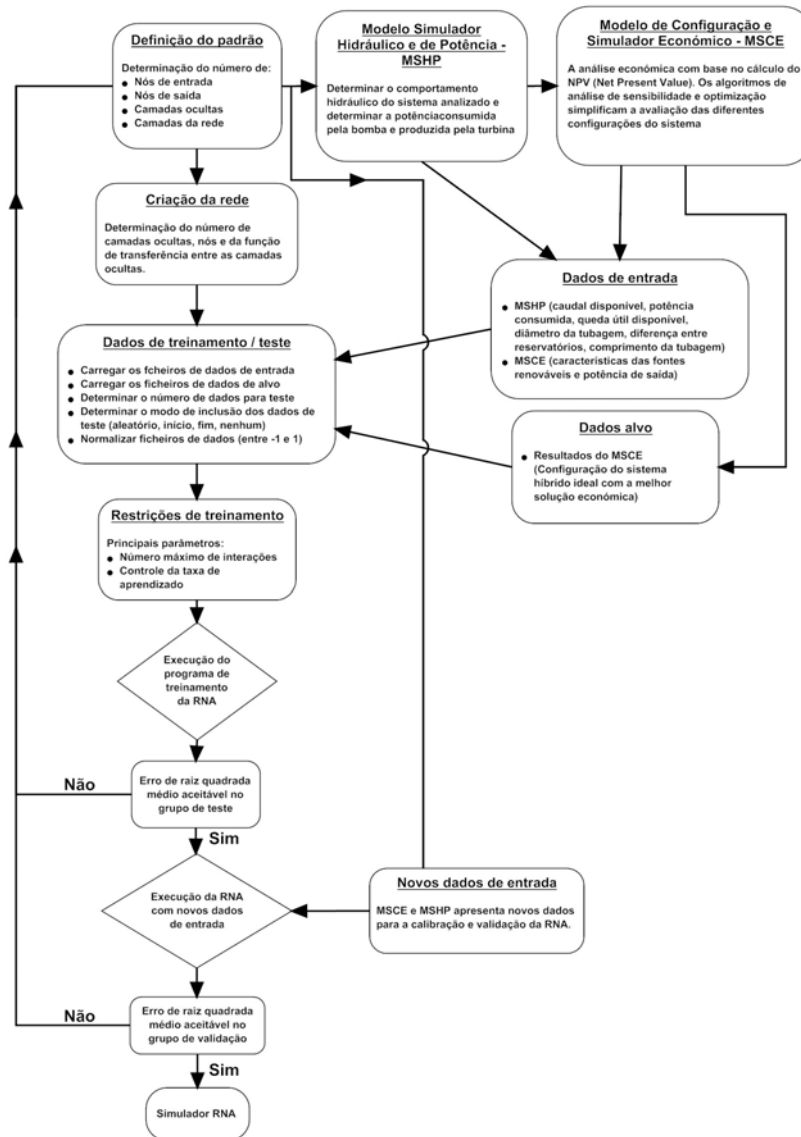


Figura 2. Fluxograma da RNA desenvolvida.

Em cada neurónio ocorre as seguintes operações: os dados de entrada são ponderados com pesos $iw[i,m]$ e são conduzidos para um adicionador (junção aditiva), que soma os dados de entrada, ponderados pelas respectivas sinapses (iw) e recebe um coeficiente de tendência “bias” $b[k]$ que tem como função, diminuir ou aumentar a entrada líquida da função de activação (Haykin, 2001). Uma função de activação é então aplicada para restringir a amplitude da saída do neurónio. A função de activação também é referida como função restritiva já que restringe (limita) o intervalo permissível de amplitude do sinal de saída a um valor finito. Um modelo não linear de um neurónio pode ser interpretado como o da Figura 3.

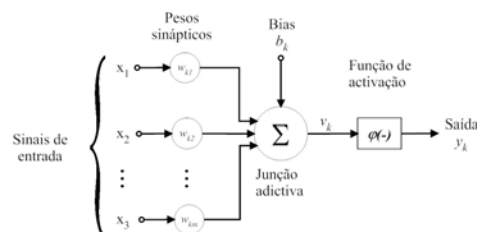


Figura 3. Exemplo de um neurónio não linear (adaptado de Haykin, 2001).

Em termos matemáticos, pode-se descrever o neurónio através das seguintes equações (Haykin, 2001):

$$u_k = \sum_{j=1}^m w_{kj} x_j \quad (1)$$

e

$$y_k = \varphi(u_k + b_k) \quad (2)$$

Os dados de saída dos neurónios são enviados para a camada de saída onde são mais aplicados pesos $w_{k+1,m}$ e coeficiente de tendência “bias” b_{k+1} . A camada de saída comporta-se como um neurónio que recebe os resultados dos neurónios da camada oculta, dando origem aos valores de saída $y_{1,I}$, $y_{2,I}$, $y_{3,I}$, $y_{4,I}$, $y_{5,I}$. Na Figura 4 ilustra-se a configuração utilizada na criação da rede neuronal desenvolvida.

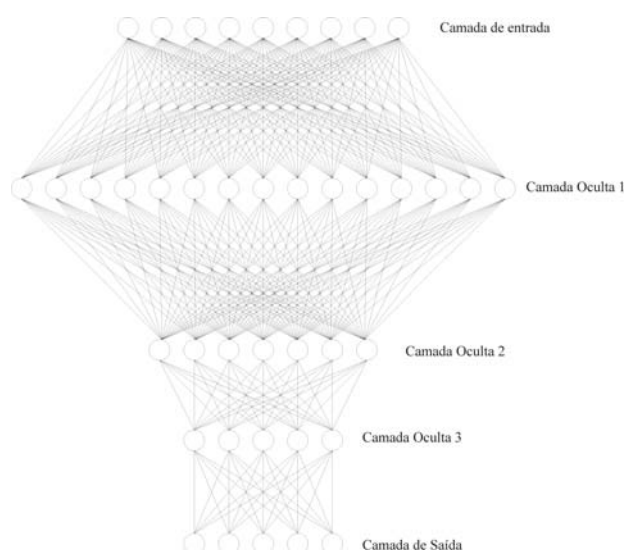


Figura 4. Configuração utilizada na rede neuronal.

Existem 9 neurónios correspondentes aos dados de entrada, sendo eles [i] comprimento da conduta do sistema estudado, [ii] diferença de nível entre reservatórios, [iii] diâmetro da conduta, [iv] energia anual média produzida por uma turbina eólica, [v] velocidade média anual do vento na região de estudo, [vi] caudal no sistema, [vii] queda útil no sistema, [viii] energia média anual produzida pela micro turbina e [ix] a energia consumida pelo sistema elevatório. Conectado aos neurónios de entrada existem 3 camadas ocultas com respectivamente 15, 7 e 5 neurónios cada, ligadas através de funções de tangentes hiperbólicas. Na camada de saída existem 5 neurónios, representando a optimização e a análise de sensibilidade de diferentes configurações do sistema, para o VAL utilizando apenas a rede eléctrica nacional (VAL REN), rede eléctrica nacional com turbina eólica (VAL REN+Eol), rede eléctrica nacional com turbina hídrica (VAL REN+Hidro), rede eléctrica nacional com turbina eólica e turbina hídrica (VAL REN+Hidro+Eol) e um neurónio com o número de turbinas eólicas para a melhor escolha. Para essas análises apenas são consideradas fontes renováveis hídrica e eólica.

Redes neuronais multicamadas alimentadas para a frente com aprendizagem por retro-propagação (“Back propagation”) processam informações interligando processos de transformação de elementos (frequentemente denominadas neurónios, unidades, ou nós). Os

nós são organizados em grupos denominados camadas. Existem três tipos distintos de camadas numa rede neuronal de retro propagação: a camada de entrada, camada oculta ou ocultas e camada de saída. Uma rede é constituída por uma camada de entrada, uma ou mais camadas ocultas e uma camada de saída. As ligações existem entre os nós de camadas adjacentes para retransmitir os sinais de saída de uma camada para a próxima. Redes totalmente ligadas ocorrem quando todos os nós em cada camada recebem ligações de todos os nós em cada camada anterior. Informações são inseridas numa rede através dos nós da camada de entrada. Os nós da camada de entrada são os únicos em que a sua única finalidade é a de distribuir a informação de entrada para a próxima camada de transformação (isto é, a primeira camada oculta). A camada oculta e de saída dos nós processa todos os sinais através da aplicação de factores (denominados pesos). Cada camada tem também um elemento adicional chamado nó de “bias”. Nós de “bias” simplesmente debitam um sinal de “bias” para os nós da camada actual. Todas as entradas para um nó são ponderadas, combinadas e, em seguida, processados através de uma função de transferência que controla a intensidade do sinal retransmitido através do nó de saída. Essa função de transferência, também denominada função de restrição ou de activação, impõe uma amplitude do sinal de saída para um valor finito. Tipicamente a amplitude de normalização dos dados de saída de um neurónio é definido como um intervalo fechado de [0,1] ou [-1,1]. Nesse estudo a amplitude de normalização utilizada é [-1,1] e a rede neuronal criada utiliza funções de tangente hiperbólica descritas a seguir.

$$f(Y) = \frac{(\tanh(Y) + 1)}{2} \quad (3)$$

O modelo QNet2000 é utilizado para a criação da rede neuronal para simular as funções objectivas energéticas e económicas. O modelo consiste num módulo de entrada de dados multi-funcional, onde a entrada e a saída de dados são inseridos, a rede neuronal é concebida, assim como todos os parâmetros de definição dos testes.

Após o procedimento de entrada de dados na rede, o processo de treinamento é iniciado para se obterem os pesos e os coeficientes de “bias” durante a concepção da rede e posterior validação. São efectuadas várias tentativas para a obtenção de uma rede fiável, modificando o número de redes ocultas, de neurónios e de funções de transferências, até à obtenção de uma rede cujos erros quadráticos médios sejam mínimos. Após a obtenção dessa rede fiável, são desenvolvidos com valores de novos dados gerados pelo modelo MSCE para o processo de validação da rede proposta. Cada grupo de dados de entrada é calculado através do modelo MSCE com várias configurações do recurso disponível (e.g. vento, água) dependendo das condições meteorológicas e do sistema que estão indicadas na Tabela 1.

Tabela 1- Configurações dos dados utilizadas para determinar o melhor sistema híbrido.

Configuração dos dados	Vel. do Vento m/s	Caudal l/s
1	4,70	19,00
2	4,70	48,00
3	4,70	106,00
4	4,70	160,00
5	5,90	19,00
6	5,90	48,00
7	5,90	106,00
8	5,90	160,00

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após o treinamento, a rede neuronal adoptada é a que apresentou o menor erro quadrático médio com a melhor correlação das testadas. Após várias análises, modificando a topologia da rede, o número de camadas ocultas e o número de neurónios aplicados a cada camada, a rede que melhor se adapta, resultando no menor erro quadrático médio dentre as testadas foi a rede neuronal com uma topologia com 9 neurónios na camada de entrada, 15, 7 e 5 neurónios nas 3 camadas ocultas e 5 neurónios na camada de saída. Na Figura 5 são apresentados o erro quadrático médio (root mean square error - RMSE) e a correlação alcançada com a rede escolhida. Na Figura 6 a comparação da dispersão dos resultados óptimos desejados com os valores de saída da rede ilustram uma boa aproximação.

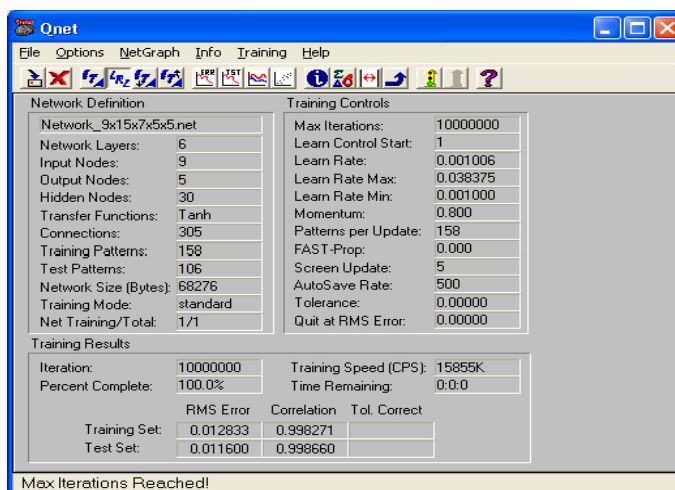


Figura 5. Erro quadrático médio e correlação alcançada com a rede escolhida.

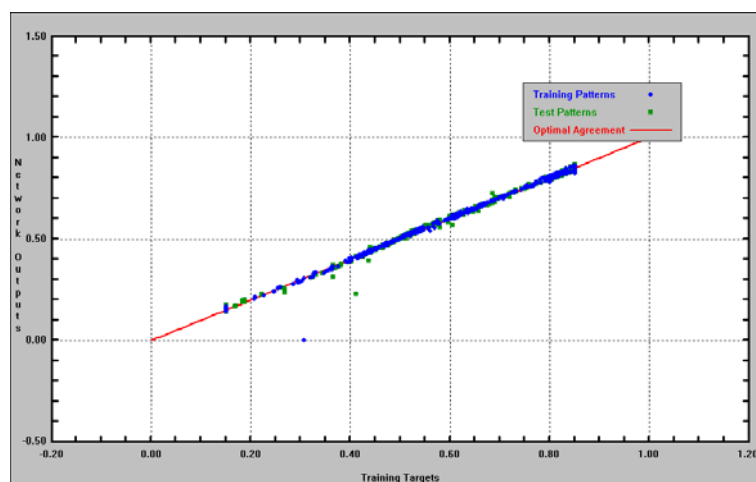


Figura 6. Comparação da dispersão dos dados óptimos com os obtidos na rede.

A melhor solução híbrida com a presença de 3 turbinas eólicas instaladas determinada pelo modelo MSCE é a baseada no sistema híbrido alimentado pela rede eléctrica nacional em conjunto com turbinas eólicas e turbinas hidráulicas (REN+EOL+Hidro), para velocidade do vento de 5,9 m/s e caudal de 19 l/s, com um valor de VAL de 1,26 milhões de Euros.

A primeira etapa consiste na comparação de todos os resultados do modelo MSCE com a RNA (Figura 7), demonstrando uma boa aproximação entre os valores. A melhor configuração do sistema é aquele com o maior valor de VAL, e tanto no modelo MSCE

quanto na RNA, o melhor valor corresponde a REN+EOL+Hidro com a configuração de dados nº 5 (Tabela 1).

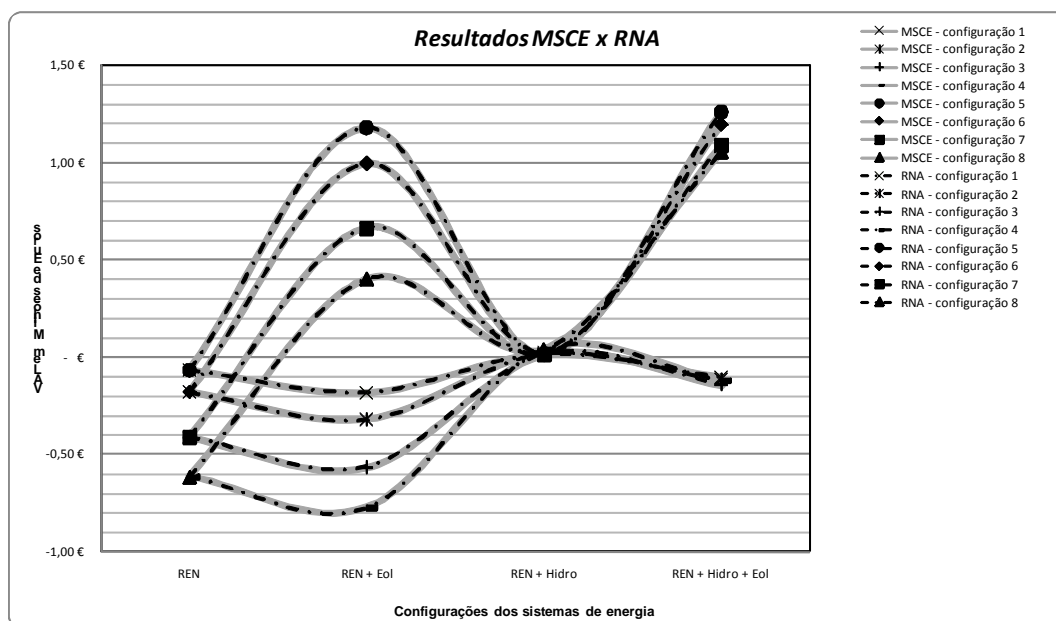


Figura 7. Resultados do modelo MSCE versus RNA.

A solução da RNA possui um erro relativo de 0,32% quando comparado com o resultado do modelo MSCE. Para determinar o número de turbinas eólicas a instalar para a melhor configuração, o neurónio demonstrava o valor 3 para o número de turbinas eólicas, sendo o mesmo alcançado pelo modelo MSCE.

Uma comparação entre os resultados do modelo MSCE e da RNA na configuração REN+EOL+Hidro está descrita na Figura 8, confirmando que o melhor resultado alcançado corresponde à configuração de dados nº 5.

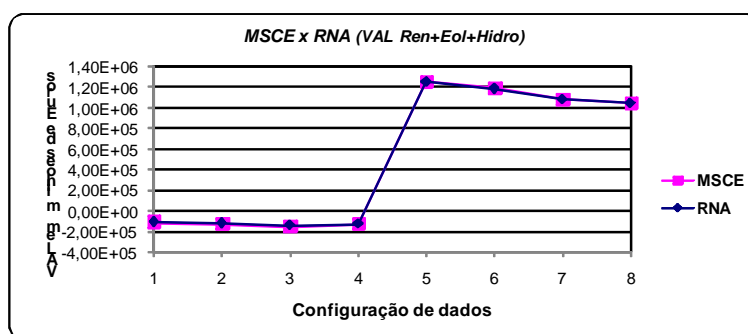


Figura 8. Comparação entre os resultados alcançados pelo MSCE e pela RNA em diferentes configurações de dados (REN+Eol+Hidro).

Para garantir que todas as respostas da RNA possuem uma boa aproximação, são feitas comparações entre a RNA e o modelo MSCE com os dados provenientes das outras configurações de sistemas e que são apresentadas nas Figuras 9-11.

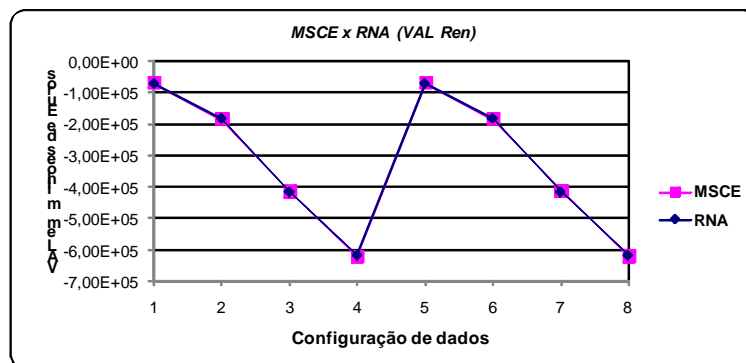


Figura 9. Comparação entre os resultados alcançados pelo MSCE e pela RNA em diferentes configurações de dados do sistema REN.

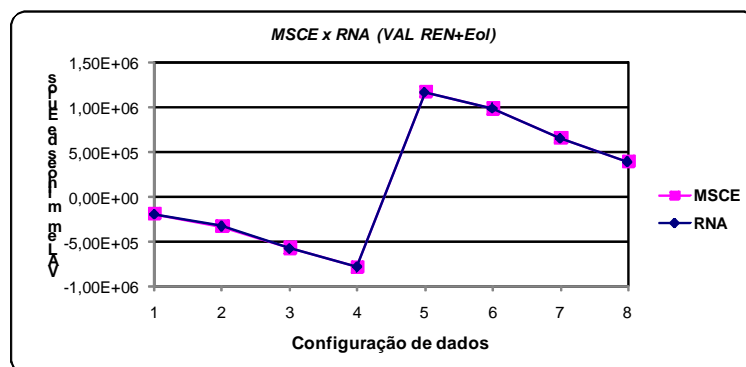


Figura 10. Comparação entre os resultados alcançados pelo MSCE e pela RNA em diferentes configurações de dados do sistema REN+Eol.

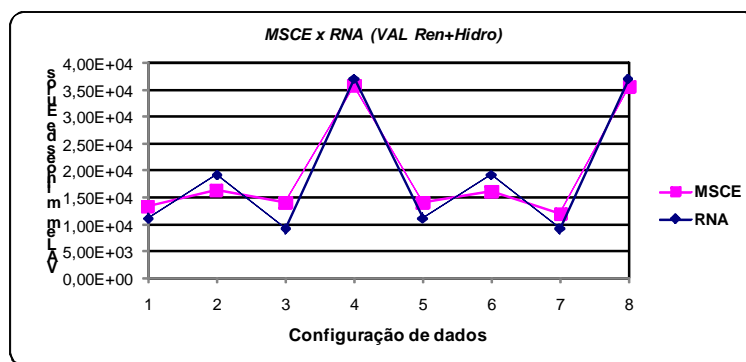


Figura 8. Comparação entre os resultados alcançados pelo MSCE e pela RNA em diferentes configurações de dados do sistema REN+Hidro.

Com esses resultados pode-se concluir que a rede neuronal se comporta como o modelo MSCE, mostrando fiabilidade aceitável. Contudo, a RNA possui limitações nos termos do espaço de dados e nos tipos de fontes renováveis usadas para a modelação. Para trabalhos futuros deve ser considerado um maior número de características do sistema e a inclusão de soluções híbridas estendida para a obtenção de um modelo de RNA mais robusto e abrangente.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia, através dos projectos POCTI/ECM/58375/2004 e PTDC/ECM/65731/2006, ao CEHIDRO – Centro de Estudos de Hidrossistemas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico (Lisboa - Portugal) e a CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, através da bolsa de doutorado pleno no exterior, concedida ao primeiro autor.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barsoum, N. N. e Vacent, P. (2007). "Balancing Cost, Operation and Performance in Integrated Hydrogen Hybrid Energy System". First Asia International Conference on Modelling & Simulation - AMS '07 14-18 p.
- Castronuovo, E. D. e Lopes, J. A. P. (2004). "On the optimization of the daily operation of a wind-hydro power plant". IEEE Transactions on Power Systems., v.19, n.3, p.1599-1606. ISSN: 0885-8950.
- Chaves, P., Tsukatani, T. e Kojiri, T. (2004). "Operation of storage reservoir for water quality by using optimization and artificial intelligence techniques ". Mathematics and Computers in Simulation, v.67, n.4-5, p.419-432 ISSN: 0378-4754.
- Comissão Europeia (2001). "Directiva para da promoção da electricidade produzida a partir de fontes de energia renovável no mercado interno de electricidade". 2001/77/EC. Departamento de Energia da Comissão Europeia. L 283. (2001-07-27) p. 33-40.
- Conselho de Ministros (2001). "Resolução do Conselho de Ministros nº. 154/2001". E. P. Imprensa Nacional - Casa Da Moeda. Lisboa: Diário da República. I-SÉRIE-B: p.6648-6649
- Conselho de Ministros (2003). "Resolução do Conselho de Ministros nº. 63/2003". E. P. Imprensa Nacional - Casa Da Moeda. Lisboa: Diário da República. I-SÉRIE-B: p.2722-2731
- Dias, J. L. R. (2008). "Aplicação de Redes Neurais em Engenharia Sísmica". (Doctor). Departamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa. 171 p.
- Gabrovská, K., Wagner, A. e Mihailov, N. (2004). "Software system for simulation of electric power processes in photovoltaic-hybrid system". Proceedings of the 5th international conference on Computer systems and technologies: ACM, 1-7 p.
- Gonçalves, F. V. e Ramos, H. M. (2008a). "Controlo económico e energético e proposta de optimização". In: H. M. Ramos, *et al* (Ed.). Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. Lisboa - Portugal. Controlo económico e energético e proposta de optimização, p. 164-171
- Gonçalves, F. V. e Ramos, H. M. (2008b). "Metodologia de optimização multi-objectivo com RNA da eficiência energética quando integrada na gestão operacional de SAA". In: H. M. Ramos, *et al* (Ed.). Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. Lisboa - Portugal. Metodologia de optimização multi-objectivo com RNA da eficiência energética quando integrada na gestão operacional de SAA, p. 494-504
- Gupta, A., Saini, R. P. e Sharma, M. P. (2006). "Modelling of Hybrid Energy System for Off Grid Electrification of Clusters of Villages". Power Electronics, Drives and Energy Systems, 2006 - PEDES '06., 5 p.
- Haykin, S. (2001). "Redes Neurais: princípios e prática". 2 ed. ed. Porto Alegre: Bookman. ISBN: 85-7307-718-2.

- Jafar, R. e Shahrour, I. (2007). "Modelling the structural degradation in water distribution systems using the artificial neural networks (ANN)". *Water Asset Management International*, v.3, n.3, p.14-18
- Menegaki, A. (2008). "Valuation for renewable energy: A comparative review". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v.12, n.9, p.2422-2437. ISSN: 1364-0321.
- Omer, A. M. (2008). "Energy, environment and sustainable development". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v.12, n.9, p.2265-2300. ISSN: 1364-0321.
- Ramos, J. S. e Ramos, H. M. (2008). "Soluções híbridas baseadas em fontes de energia renovável aplicadas a sistemas elevatórios de abastecimento". In: H. M. Ramos, *et al* (Ed.). *Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem*. Lisboa, Portugal. Soluções híbridas baseadas em fontes de energia renovável aplicadas a sistemas elevatórios de abastecimento, p. 79-91
- Ramos, J. S. e Ramos, H. M. (2009). "Sustainable application of renewable sources in water pumping systems: optimised energy system configuration". *Energy Policy*, v.37, n.2, p.633-643
- Rao, Z. e Alvarruiz, F. (2007). "Use of an artificial neural network to capture the domain knowledge of a conventional hydraulic simulation model". *Journal of Hydroinformatics*, v.9, n.1, p.15-24. ISSN: 1464-7141.
- Sakarya, A. B. A. e Mays, L. W. (2000). "Optimal Operation of Water Distribution Pumps Considering Water Quality". *Journal of Water Resources Planning and Management*, v.126, n.4, p.210-220. ISSN: 0733-9496.
- Seare, K. D. R. (1999). "Grid connecting a hybrid energy system". *IEE Colloquium on Protection and Connection of Renewable Energy Systems.*, 3/1-3/6 p.
- Sousa, T. N., Pregitzer, R. G., Martins, J. S. e Afonso, J. L. (2005). "Estudo do panorama das energias renováveis na União Europeia e sugestões para Portugal". *ENER'05. Conferência sobre energias renováveis e ambiente em Portugal*. Figueira da Foz: Coimbra : APDEE. Associação Portuguesa para a Promoção e Desenvolvimento da Engenharia Electrotécnica. ISBN: 972-8822-02-2. p. 1.87-1.92.
- Turgeon, A. (2005). "Daily Operation of Reservoir Subject to Yearly Probabilistic Constraints". *Journal of Water Resources Planning and Management*, v.131, n.5, p.342-350. ISSN: 0733-9496.
- Vieira, F. e Ramos, H. M. (2008a). "Hybrid solution and pump-storage optimization in water supply system efficiency: A case study". *Energy Policy*, v.36, n.11, p.4142-4148. ISSN: 0301-4215.
- Vieira, F. e Ramos, H. M. (2008b). "Soluções híbridas sustentáveis na optimização da eficiência energética em sistemas de abastecimento - caso de estudo". In: H. M. Ramos, *et al* (Ed.). *Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem*. Lisboa, Portugal. Soluções híbridas sustentáveis na optimização da eficiência energética em sistemas de abastecimento - caso de estudo, p. 2-10
- Vieira, F. e Ramos, H. M. (2009). "Optimization of operational planning for wind/hydro hybrid water supply systems". *Renewable Energy*, v.34, n.3, p.928-936. ISSN: 0960-1481.

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN BAJO CRITERIOS MÚLTIPLES

Jesús Rafael Hechavarría Hernández¹; José Arzola Ruiz²; Alexis Cordoves Garcia¹; Arlis Michel Lastre Aleaga¹

Resumen – La búsqueda de soluciones de diseño para redes de distribución de agua debe realizarse sobre la base de una elevada integración de la información, la aplicación de métodos modernos de preparación y toma de decisiones, así como también la organización racional de los métodos de cálculo de ingeniería involucrados. El proceso de diseño debe tener en cuenta dos de los problemas más importantes de mundo: La energía y el costo. En el trabajo, presentamos un esquema algorítmico de solución al problema de la optimización del diseño de redes de distribución bajo criterios múltiples. En este esquema algorítmico es aplicado el método de Integración de Variables, permite la generación de una población de soluciones de diseño próximas a un compromiso razonable entre los indicadores formalizables de eficiencia. Entre las soluciones generadas se tiene la posibilidad de seleccionar aquella que mejor satisface el sistema completo de preferencias.

Abstract – The devising of designing solutions for water distribution networks must be accomplished on the basis of high integration of information, the application of modern methods of preparation and take of decisions, as well as the rational organization of the engineering calculation procedures involved. The designing process must take into account two of the most important problems of the world: energy and cost. In this paper, we present an algorithmic scheme of solution to the problem of optimization of the design of water distribution networks under multiple criteria. In this algorithmic scheme the Variable Integration Method is applied, allows for the generation of a population of solutions of design proximate to a reasonable compromise among the efficiency drivers. The procedure gives the possibility of selecting the solution that satisfies best its complete system of preferences among the generated solutions.

Palabras claves: optimización criterios múltiples, redes de distribución, integración de variables.

Keywords: optimization multiple criteria, water distribution networks, variable integration.

¹ Universidad de Holguín “Oscar Lucero Moya” (UHO) – Facultad de Ingeniería – Centro de Estudios CAD/CAM – Código Postal 80100, Municipio Holguín, Provincia Holguín, Cuba – Tel: (+53) 24 482678 – E-mail: jesus@cadcam.uho.edu.cu; jrhcu@gmail.com

² Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría” (ISPJAE) – Facultad de Ingeniería Mecánica – Centro de Estudios de Tecnología y Energía Renovable CETER – Tel: (+53) 8814401 – E-mail: jarzola@ceter.cujae.edu.cu

INTRODUCCIÓN

Durante el diseño de las redes hidráulicas se deberá tener en cuenta dos problemas acuciantes del mundo de hoy: el de la energía y el del costo asociado a las instalaciones y obras de ingeniería; así como, prestar atención al cuidado y protección del medioambiente. Estos aspectos deberán ser evaluados desde la concepción misma de la tarea de diseño. En la actualidad, la actividad de proyecto de redes hidráulicas en el sector empresarial no está concebida según un enfoque sistémico. En las diferentes etapas del proceso se emplea la automatización de manera independiente lo que dificulta el intercambio y actualización de la información. Las modificaciones en las etapas tempranas de la concepción del diseño retrasan considerablemente su conclusión. Esta realidad no favorece el análisis y evaluación de diferentes variantes de diseño con una repercusión directa en la calidad de las soluciones obtenidas y en los plazos de entrega del producto. De modo que el problema científico lo constituye la deficiente integración de las etapas de la actividad de proyecto de redes de distribución, lo cual no asegura el adecuado compromiso entre los diferentes indicadores de eficiencia del diseño, incluidos factores del tipo subjetivo.

Por otra parte, surge la necesidad de dar respuesta al creciente compromiso del incremento de la eficiencia energética y a la elevada demanda de proyectos de redes de distribución. Se plantea como hipótesis del trabajo que el desarrollo y la aplicación del Análisis y la Síntesis de Sistemas de Ingeniería para la Preparación y Toma de Decisiones bajo Criterios Múltiples, al problema del diseño de redes de distribución, garantizará una adecuada integración entre las etapas de la actividad de proyecto y permitirá obtener soluciones suficientemente racionales al considerar el conjunto de criterios más importantes dentro del sistema de preferencias de los diseñadores.

La solución del problema planteado puede solo enfrentarse utilizando los resultados más avanzados obtenidos en la mecánica de los fluidos, la teoría de grafos, métodos de descomposición de tareas complejas y de su optimización, en el Análisis Multicriterial aplicado al problema y su asociación a plataformas gráficas propias del CAD, entre otros. El objetivo general de la presente investigación es desarrollar y aplicar los procedimientos y métodos que permitan la optimización del diseño de redes hidráulicas bajo criterios técnico-económicos.

En las empresas de proyectos hidráulicos en Cuba, como en muchos países, se utiliza el programa Epanet (Rossman, 2001) para simular el comportamiento hidráulico de la red, de modo que la implementación de un Sistema CAD para el diseño de redes de distribución de manera sistémica debe responder a la familiaridad que tienen los proyectistas con el Epanet y facilitar el proceso de validación de los resultados.

DESARROLLO

A la formulación matemática de cualquier tarea de diseño de ingeniería, así como a la concepción del sistema correspondiente para el diseño de artículos, equipos, instalaciones, etc., antecede el análisis de la tarea de toma de decisiones asociadas. Este análisis consta de dos partes interrelacionadas: el análisis externo, el que consiste en una clasificación de la información involucrada y el análisis interno, el que consiste en el conjunto de trabajos de modelación matemática y organización racional de los procedimientos de cálculo de los indicadores de eficiencia del diseño, generación de imágenes, gráficos y procedimientos complementarios de simulación que permitan juzgar sobre la conveniencia subjetiva de una u otra solución (Arzola, 2000).

Tradicionalmente el proceso de diseño de redes de distribución consiste en determinar el diámetro que debe tener cada una de las tuberías de la red, de manera que sea posible llevar el fluido desde los puntos de suministro hasta cada nodo, manteniendo presiones adecuadas, y puede modelarse como una tarea de optimización combinatoria donde las variables de decisión son los diámetros de cada una de las tuberías. El problema consiste en determinar un conjunto de diámetros tal, que se minimice una función de costo (basada en la longitud, diámetro y costo de las tuberías) sujeta a restricciones hidráulicas, comerciales, etc. (Aguirre, 1996).

El método de solución debe ser capaz de encontrar un conjunto de “buenas” soluciones que sean factibles para el sistema de mayor envergadura, en el que se encuentra la tarea de diseño, teniendo en cuenta la topología de la red, demandas en los nodos, aspectos topográficos, etc.

Análisis externo de la tarea de diseño de redes de distribución

En zonas urbanas, industriales, centros de producción y servicios, etc., se requieren de instalaciones de redes de diferentes tipos: hidráulicas, eléctricas, comunicaciones entre otras, destinadas a satisfacer ciertas necesidades establecidas por su destino de servicio. De modo que en los proyectos, además de las redes hidráulicas, se tienen en cuenta determinadas condiciones propias del entorno. Por esta razón, un sistema para el diseño de estas redes se subordina a un sistema mayor, destinado a la proyección y ordenamiento de un proyecto con todos sus elementos componentes, dentro de los que se encuentran las redes de distribución (Hechavarría, 2000).

De tal forma, el CAD objeto de estudio debe recibir, en calidad de información directiva, toda la información que pueda influir en la toma de decisiones durante el proceso de diseño. Los sistemas particulares encargados de tomar decisiones, al suministrar la información asociada con la tarea específica del diseño de la red hidráulica, constituyen los de mayor envergadura a la tarea que se estudia.

Al analizar el sistema de mayor envergadura al que pertenece la tarea de diseño de una red de distribución es necesario conocer: las coordenadas X, Y y Z de cada uno de los nodos, así como el caudal demandado en ellos; la línea de gradiente hidráulico (LGH) de las fuentes de la red; la conectividad entre los nodos de la red (a través de las tuberías) y las características físicas de las tuberías. También es importante contar con toda la información necesaria que permita valorar el impacto energético, económico, social y medioambiental de la tarea.

Determinación espacial de los nodos

La definición espacial de los nodos está determinada por el tipo de comportamiento espacial de la red. En redes industriales, donde la perspectiva tridimensional es importante, será necesario que el proyectista defina la ubicación en tres dimensiones de los elementos que componen la red. Para el caso de redes urbanas, por las características propias de las zonas pobladas, la red puede representarse en el plano aunque en el proceso de cálculo se tengan en cuenta las irregularidades del terreno.

La generación numérica de mallas juega un papel fundamental en cualquier problema computacional en el cual se desea conocer la geometría de una región. La investigación sobre la generación de mallas consiste en la elaboración de algoritmos que generen de manera automática la malla, donde el esfuerzo necesario por parte del usuario sea reducido al mínimo.

A partir de dispositivos especializados para realizar levantamientos topográficos mediante el empleo de tecnología satelital GPS, levantamientos calculados con estaciones totales o incluso con el uso de procedimientos tradicionales de medición, se puede contar con la descripción tridimensional del terreno a partir de un listado de puntos almacenados en un archivo con formato específico. Esta información digital puede ser interpretada por un sistema CAD y generar numéricamente una malla triangular que permita calcular automáticamente la posición tridimensional del punto ubicado sobre el plano.

La triangulación de Delaunay de un conjunto de puntos tiene una teoría bien desarrollada, ver figura 1. Esta técnica para generar triangulaciones ha sido utilizada en la búsqueda de múltiples soluciones (Ruppert, 1995).

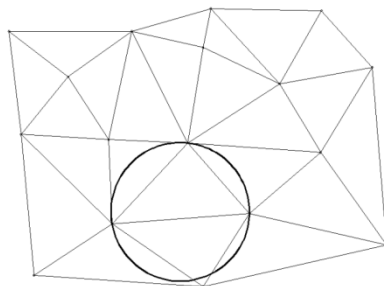


Figura 1. Esquema que muestra la fundamentación del método de Delaunay.

Existen muchos algoritmos para generar una triangulación de Delaunay principalmente en 2D. Sin embargo, el más usado en la práctica, aplicado a cualquier dimensión, es el algoritmo de Bowyer-Watson (Su, 1995). Este método adiciona puntos de manera secuencial a una triangulación de Delaunay ya existente, ver figura 2.

Procedimiento del algoritmo

- Adicionar un punto a la triangulación.
- Encontrar todos los triángulos existentes cuyo círculo contenga al nuevo punto. Primero, el triángulo que contiene al nuevo punto debe ser localizado, luego se busca en los triángulos vecinos cuáles de ellos contienen el punto anexo en su círculo.
- Eliminar los triángulos que contienen al punto en su círculo, lo cual creará siempre, un polígono convexo.
- Unir el nuevo punto a todos los vértices sobre la frontera del polígono.

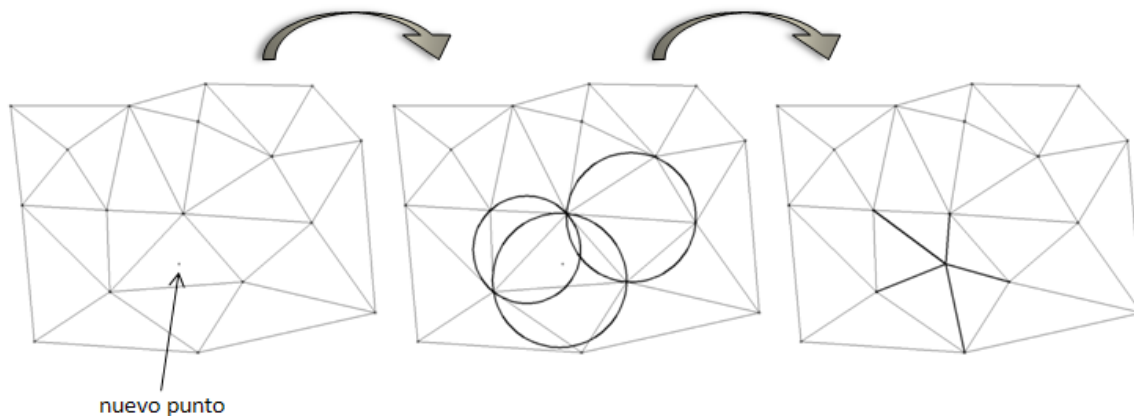


Figura 2. Secuencia de funcionamiento del algoritmo Bowyer-Watson.

Al igual que todos los algoritmos de triangulación de Delaunay, el algoritmo de Bowyer-Watson asume que los puntos a ser triangulados ya se conocen, por lo que sólo se tiene la mitad del proceso de generación de mallas. Los puntos pueden ser pre-generados usando por ejemplo, los vértices de rejillas sobrepuestas, con algún filtrado y suavizado de la distribución de los puntos para obtener buenas triangulaciones. Sin embargo, es recomendable generar los puntos junto con la triangulación, seleccionando los requeridos para mejorar la calidad de los triángulos.

Para mejorar la calidad de la malla triangular se realizan los pasos siguientes:

- Generar una triangulación inicial de una caja que contenga todo el dominio.
- Insertar los puntos de la frontera usando el algoritmo de Bowyer-Watson.
- Ordenar los triángulos por su calidad, el peor primero.
- Obtener el primer triángulo de la lista e insertar un nuevo punto en su círculo.
- Repetir la triangulación utilizando el algoritmo Bowyer-Watson.
- Insertar los nuevos triángulos en la lista de calidad, si es que no son lo suficientemente buenos aún.

Variables de coordinación del sistema

Las variables de decisión del sistema de mayor envergadura, asociadas al sistema dado, constituyen las Variables de Coordinación del sistema estudiado (Hechavarría, 2007):

- Ubicación espacial de los nodos de la red.
- Tipo de Nodo (Suministro, Consumo, Mixto).
- Topología de la red.
- Línea de gradiente hidráulico.
- Demanda necesaria en cada nodo.
- Dimensionamiento permisible en los circuitos de la red.

Indicadores de eficiencia

De la investigación bibliográfica realizada y teniendo en cuenta la opinión de especialistas en el tema, el autor de esta tesis consideró que los Indicadores de Eficiencia de carácter formalizable que resultan de interés al potencial usuario del sistema son los siguientes:

- Valor mínimo de pérdida de energía (E).
- Costo total mínimo (C) de la red hidráulica.

Como indicador de eficiencia no formalizable considera la posibilidad del análisis de posibles trayectorias que pudiera tener la red y evaluar, a partir de información gráfica y aspectos subjetivos el impacto en el sistema de mayor envergadura.

Variables de decisión

Se consideran *Variables de Decisión* con el objetivo de modificar su valor para obtener el mejor compromiso posible entre los indicadores de eficiencia del proceso las siguientes:

- Diámetro de la tubería en cada tramo.
- Existencia de tramos entre nodos.

Datos de entrada al sistema

Entre los *Datos de Entrada* se encuentran los siguientes:

- Viscosidad Cinemática (tipo de fluido y temperatura).
- Rugosidad equivalente (tipo de material de la tubería).
- Coeficiente de resistencia local (tipo de accesorio).
- Costos asociados al cálculo económico (materiales, operaciones, etc.).
- Valores mínimo y máximos de Velocidad y Presión (destino de servicio).

Variables intermedias

Resultan de interés para el responsable del proceso de toma de decisiones las *Variables Intermedias* siguientes:

- Velocidad del líquido en cada Tramo.
- Altura de presión en cada Nodo.

ANÁLISIS INTERNO DE LA TAREA DE DISEÑO

Tiene como objetivo elaborar el procedimiento computacional para calcular las salidas (indicadores de eficiencia) en función de las entradas (Arzola, 2000).

Cálculo de la función de calidad del sistema

Uno de los esquemas más utilizados en los últimos años para la aproximación de la función de utilidad multiobjetivo consiste en la minimización de la distancia de Tchebycheff desde una solución ideal (o deseada) hasta la región de existencia de la solución. Esto permite muestrear, mediante la modificación de los pesos correspondientes, el conjunto de soluciones eficientes que se trate. En este trabajo se ha utilizado precisamente este mismo enfoque. Así, se adopta como función objetivo de toda la red, la siguiente:

$$\text{Minimizar } Z = \max_i \left\{ w_i \left| \frac{z_i - z_i^{\text{deseada}}}{z_i^{\text{deseada}}} \right| \right\} \quad (1)$$

Donde:

Z_i^{deseada} – valor deseado de la función objetivo del criterio i .

Z_i – valor de la función objetivo del criterio i .

Teniendo en cuenta los indicadores de eficiencia, pérdida de energía (E) y costo total (C) en la red, se minimiza la distancia ponderada de Tchebychef (Z) afectando cada parámetro por un peso establecido por el proyectista. De este modo se plantea la función calidad del sistema mediante la ecuación siguiente (Hechavarría, 2008):

$$Z = \max \left\{ w_1 \frac{E - E^{id}}{E^{id}}, w_2 \frac{C - C^{id}}{C^{id}} \right\} \quad (2)$$

Donde:

Z – función de calidad.

E – pérdida de energía en la red.

E^{id} – pérdida de energía ideal o deseada.

C – costo total de la red.

C^{id} – costo total ideal o deseado.

w₁ – nivel de importancia establecido para el indicador de eficiencia energético.

w₂ – nivel de importancia establecido para el indicador de eficiencia de costo.

Cálculo de las penalizaciones

Toda red hidráulica presenta determinadas restricciones en relación a los valores de altura de presión y velocidad del caudal en los tramos. Para la tarea en estudio se consideran los siguientes:

- 1- Presión (Nodos) $P_i^{inf} \leq P_i \leq P_i^{sup}$
- 2- Velocidad (Tramos) $Vel_i^{inf} \leq Vel_i \leq Vel_i^{sup}$

Las restricciones anteriores se toman en consideración mediante el cálculo del valor de una función *Pen* de penalización según el método de J. N. Kelley (Arzola, 2000).

Teniendo en cuenta lo anterior se deben establecer penalizaciones que reflejen la no correspondencia con los parámetros permisibles, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$Pen = \sum_i^n 10^{25} \theta_i (P_i^{inf} - P_i) + \sum_i^n 10^{25} \mu_i (P_i - P_i^{sup}) + \sum_i^m 10^{25} \delta_i (Vel_i^{inf} - Vel_i) + \sum_i^m 10^{25} \varphi_i (Vel_i - Vel_i^{sup}) \quad (3)$$

Donde:

$$\theta_i = \begin{cases} 1, & \text{Si } P_i < P_i^{inf} \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases} ; \quad \mu_i = \begin{cases} 1, & \text{Si } P_i > P_i^{sup} \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases}$$

$$\delta_i = \begin{cases} 1, & \text{Si } Vel_i < Vel_i^{inf} \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases} ; \quad \varphi_i = \begin{cases} 1, & \text{Si } Vel_i > Vel_i^{sup} \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases}$$

n – cantidad de nodos.

m – cantidad de tramos.

Indicador de eficiencia generalizado

El indicador de eficiencia generalizado para cada variante de red se calcula a partir de la función calidad más las penalizaciones por concepto de velocidades y presiones no permisibles.

$$Z' = Z + Pen \quad (4)$$

Donde:

Z' – indicador de eficiencia generalizado para cada variante de red.

PREPARACIÓN Y TOMA DE DECISIONES BAJO CRITERIOS MÚLTIPLES

Durante el proceso de generación de opciones de diseño (Preparación y Toma de Decisiones), una parte de los indicadores de eficiencia requieren ser minimizados, mientras otros serán evaluados subjetivamente, tales como la simetría, la estética, conveniencia al sistema de mayor envergadura del cual forma parte la tarea en estudio. Es importante por ello contar con la ayuda de métodos gráficos que permitan seleccionar las opciones más prometedoras de las soluciones encontradas para considerar los indicadores de carácter subjetivo (Hechavarría, 2006).

Esquema algorítmico general desarrollado:

1. Confección de la red de mayor cantidad de aristas en el trazado.
2. Determinación de la red mínima priorizada (tarea aproximatoria).
3. Generación de opciones de trayectoria de redes cerradas al modificar la obtenida en el paso 1 y que contienen la obtenida en el paso 2.
4. Generación de soluciones de diseño hidráulico que resultan próximas al criterio de eficiencia generalizado.
5. Selección de aquella solución que satisface de la mejor manera el criterio completo de preferencias de los proyectistas.
6. Elaboración de toda la información técnica requerida: planos, informes y tablas de datos técnicos.

PROCEDIMIENTO PARA GENERAR VARIANTES DE TRAYECTORIA DE REDES

Confección de la red de mayor cantidad de aristas en el trazado

Teniendo en cuenta la bibliografía revisada, la experiencia obtenida en el trabajo conjunto con empresas que tienen como objeto social la proyección de redes hidráulicas y dada la necesidad de tomar en consideración solo los tramos factibles según requerimientos, se ha considerado que la confección de la trayectoria de mayor cantidad de circuitos debe ser definida por los especialistas teniendo en cuenta, además, factores subjetivos que permiten integrar la tarea de diseño al sistema de mayor envergadura.

Determinación de la red priorizada por el diseñador

A partir de la red de mayor cantidad de circuitos, donde están presentes todas las posibilidades de trazado entre los nodos, se comenzará a generar variantes de trayectorias de redes cerradas mediante la eliminación de tramos. Sin embargo, pueden existir tramos que desde el punto de vista técnico o estratégico sea conveniente priorizar. Estos formarán parte de la red mínima priorizada y se mantendrán durante el proceso de generación de variantes de trayectorias.

Un criterio importante para obtener menores pérdidas energéticas y menores costos por concepto de materiales es minimizar la longitud total de tuberías. El procedimiento desarrollado brinda al diseñador la posibilidad de establecer como trayectoria priorizada aquella que garantice la conexión de todos los Nodos de Demanda y Suministro a partir del mínimo recorrido, obteniendo de este modo un árbol de mínimo costo según la teoría de Grafos.

Dado un Grafo no dirigido y ponderado, la solución del problema de encontrar el costo mínimo para tener a todos los vértices conectados, implica que se obtenga un subgrafo del grafo original que no contiene ciclos. Esta solución conlleva a un árbol denominado *extensión mínima* por la optimización que se realiza (Diestel, 2005). En la figura 3 se muestra una representación del esquema de solución del algoritmo de *Kruskal* (Sedgewick, 2003), utilizado para obtener el árbol de extensión mínima en un problema dado.

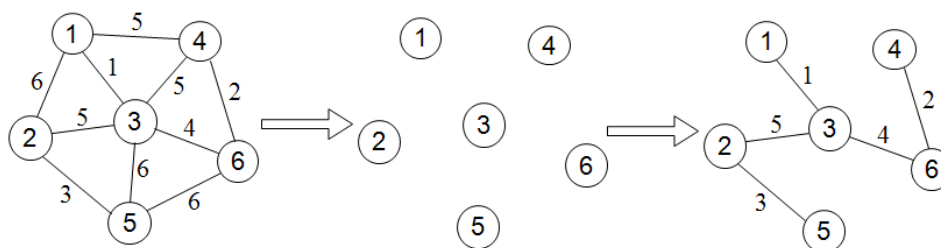


Figura 3. Esquema de solución del algoritmo de Kruskal.

Contar con la posibilidad de obtener de manera automática la red abierta que une todos los Nodos de Demanda y los Nodos de Suministro teniendo en cuenta el mínimo recorrido, es una ayuda de gran importancia para los proyectistas; sin embargo, un sistema CAD concebido para diseñar redes de distribución bajo criterios múltiples debe permitir que se pueda modificar a criterios de los especialistas la propuesta encontrada por el sistema, ya sea para quitarle prioridad a tramos de tuberías que pertenezcan al árbol de extensión mínima o para darle prioridad a tramos no seleccionados por el algoritmo. En estas decisiones mucho tiene que ver la posibilidad de priorizar tramos de tuberías que su trayectoria pase cerca de zonas industriales o del turismo así como centros comerciales, escuelas y hospitales. En el caso de zonas industriales alejar todo lo posible fluidos que ante una avería pudieran provocar incendios o perjuicios que pudieran traer graves daños al medio ambiente y pérdida de vidas humanas.

Obtener variantes de trazado de redes cerradas

A partir de la red de mayor cantidad de circuitos se analiza la posibilidad de eliminar aquellas aristas o tramos que no pertenezcan a la red priorizada de manera tal que se cumpla con el dimensionamiento permisible en los circuitos de la red mallada.

Es definido a priori el requerimiento de obtener nuevos circuitos siempre y cuando su perímetro no sobrepase el mayor perímetro permisible establecido por el diseñador. Para ello se recorre el Grafo (red mallada) a lo ancho, a partir del algoritmo Búsqueda En Anchura (BEA) el cual recorre todos los vértices de un grafo pasando solo una vez por cada uno. De

esta manera se calcula la distancia mínima desde un vértice dado hasta cualquier otro (los extremos de la arista analizada) aplicando el principio de optimalidad de Bellman (Arzola, 2000), el que estipula que si un camino es mínimo entonces todos sus subcaminos también lo son. Esta técnica se utiliza para resolver problemas en los que se pide hallar una solución óptima entre varias.

Se generarán variantes de redes cerradas mientras no se obtenga un vértice del grafo que su grado sea menor de 2. O sea, que la cantidad de tramos incidentes en dicho Nodo sea 2 o mayor. Esto garantiza que se mantenga la condición de red cerrada (García, 2002).

GENERACIÓN DE POBLACIONES DE SOLUCIÓN DE REDES HIDRÁULICAS

En cada variante de trayectoria se obtienen poblaciones de soluciones al calcular la red hidráulica teniendo en cuenta las posibles combinaciones de variantes de diámetros para los m tramos. En correspondencia con el *Método de Integración de Variables* (Arzola; Simeón, 2005) se establece:

$$\prod_{i=1}^n opc(i) \quad (5)$$

De esta manera se obtiene una cadena con tantos dígitos como tramos halla, donde cada dígito codifica el diámetro a utilizar en el tramo correspondiente.

La cantidad total de combinaciones de soluciones para los posibles diámetros de los m tramos equivale al Valor Máximo del Código (*ValorMaxCod*). La cantidad de iteraciones necesarias para alcanzar la precisión de la longitud del intervalo analizado del código de solución se determina de la manera siguiente:

$$\ln(\text{ValorMaxCod}) \quad (6)$$

Restricciones Comerciales

Los diámetros solo pueden tomar valores discretos dados por la disponibilidad de diámetros normalizados de cada fabricante de tuberías.

Restricciones Hidráulicas

Se debe cumplir con las leyes y restricciones siguientes:

- Ley de Conservación de Masa en cada nodo.
- Ley de Conservación de Energía en cada circuito.

El método seleccionado para resolver simultáneamente las ecuaciones de continuidad en los nodos y las ecuaciones de comportamiento hidráulico de las tuberías para un instante dado, puede clasificarse como un método híbrido de nodos y mallas conocido como “Método del Gradiente”, (Rossman, 2001).

ALGORITMO DE BÚSQUEDA POR EXPLORACIÓN ALEATORIA DEL EXTREMO DE UNA FUNCIÓN DE CÓDIGO VARIABLE

Este algoritmo constituye una aplicación del Método de Integración de Variables. En este caso particular, en cada iteración se realiza la búsqueda del mínimo de una función de Códigos Variables. Los valores iniciales de los códigos variables se generan aleatoriamente, dentro del intervalo de posibles valores del código variable de solución. El resultado de la Función objetivo Z podría ser afectado por una función de penalización si los valores de las variables intermedias se encuentran fuera del rango permisible al resolver el sistema de ecuaciones para obtener el equilibrio hidráulico de la red.

En cada paso de exploración se incluye en la población la mejor solución encontrada, mientras el tamaño de la población sea menor que un tamaño determinado o se actualiza la población, en caso que ésta haya alcanzado ya el tamaño establecido. Como actualización se entiende la comparación del valor de la función objetivo de cada solución generada en el paso dado con el de la peor solución de la población y si este valor es inferior, entonces se sustituye esta última solución. Una vez que es alcanzada la precisión δ prevista, se reinicia el proceso de generación de valores aleatorios de x . En la figura 4, se ilustra la ejecución de un paso exploratorio por el algoritmo propuesto.

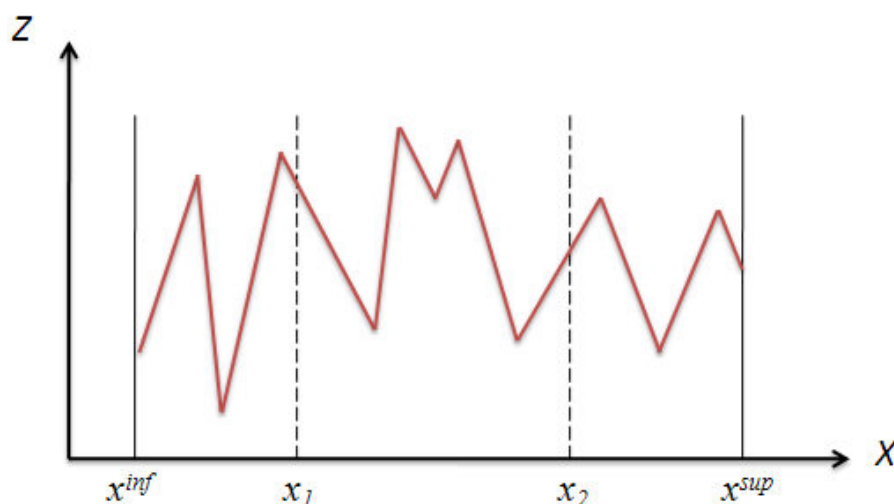


Figura 4. Exploración aleatoria del intervalo de búsqueda.

En cada iteración se generan dos códigos variables en el intervalo $x^{inf} - x^{sup}$. De los 3 sub-intervalos obtenidos se elimina aquel que contiene el mayor valor de Z y se vuelven a generar otros dos valores dentro del sub-intervalo obtenido. Este proceso se repite mientras la longitud del intervalo $x^{sup} - x^{inf}$ sea superior a una precisión dada.

Descripción del algoritmo

1. A partir de un(a longitud de) intervalo de variación del código de soluciones y además X probable, se generan 2 números aleatorios (comprendidos en el intervalo).
2. Se decodifican los códigos correspondientes.

3. Se calculan los valores de Z (indicador de eficiencia generalizado) correspondientes a las soluciones decodificadas de cada número aleatorio generado.
4. Mientras el número de soluciones generadas sea inferior a un tamaño de población dada estas soluciones engrosan la población. Al alcanzarse el tamaño de la población, si el valor de Z de la nueva solución es inferior al de la peor entre las soluciones de la población, se sustituye esta última.
5. Se elimina el sub-intervalo de variación de X que no contiene el código de solución correspondiente a la solución generada con menor Z .
6. Se repiten los pasos del 1 al 5 hasta que se alcance la precisión $X_2 - X_1 \leq 2$ y se actualiza el intervalo de variación entre los valores 0 y el Valor Máximo del Código de solución.
7. Se repiten los pasos del 1 al 6 hasta tanto una cierta cantidad predefinida de veces seguidas se mantenga sin alteración la población de soluciones.

Se obtienen soluciones eficientes las cuales no son peores que cualquier otra solución simultánea por todos los criterios. A diferencia del también método heurístico de algoritmo genético, donde su procedimiento radica en mutación y cruce, el algoritmo presentado trabaja con el valor propiamente del código, sus resultados presentan una mayor diversidad en la población final (Arzola; Simeón, 2005).

Para calcular el valor de Z para cada valor x generado se requiere convertir ese valor de código en opciones de solución de cada una de las m variables de la tarea en cuestión. El máximo valor requerido para el código variable se puede calcular, para un total de m variables del problema de optimización estudiado, como:

$$Inter_0 = \prod_{i=1}^m MaxCod(i) \quad (7)$$

Donde:

$Inter_0 = x^{sup}$ – longitud requerida del intervalo inicial búsqueda.

$MaxCod(i)$ – número máximo de opciones de solución previstas de la variable i .

Decodificación

Para cada valor del código x generado se requiere hallar la opción correspondiente de cada una de las m variables de decisión incluida en el código. El algoritmo escogido para la decodificación de los valores generados del código variable x , es el siguiente:

$$\begin{aligned} & \text{For } i = 1 \text{ to } m \\ & \quad Cod(i) = x \text{ mod } MaxCod(i) + 1 \\ & \quad x = \left[\frac{x}{MaxCod(i)} \right] \\ & \text{Next } i \end{aligned} \quad (8)$$

Donde:

$Cod(i)$ – número consecutivo de la opción de solución de la variable i .

$[a]$ – parte entera de a .

SELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN DE DISEÑO QUE SATISFACE DE LA MEJOR MANERA EL CRITERIO COMPLETO DE PREFERENCIAS DEL DISEÑADOR

Un elemento importante durante la selección de la solución definitiva en la tarea de diseño es visualizar toda la información que pueda ser de interés en el proceso de análisis y toma de decisiones. Esto permite lograr una adecuada integración entre indicadores de eficiencia formalizables y factores del tipo subjetivo.

De modo que un procedimiento para la optimización del diseño de redes de distribución bajo criterios múltiples debe mostrarle al diseñador las mejores soluciones encontradas en el proceso de optimización donde se evaluaron los indicadores de eficiencia formalizables; y a su vez, poder visualizar gráficamente cada una de las soluciones de diseño según se vayan seleccionando. De este modo se podrán analizar aspectos subjetivos que permitan evaluar el impacto social, medioambiental y político que pueden tener cada una de las variantes con relación al sistema de mayor envergadura.

AGRADECIMIENTOS

Los resultados alcanzados en ésta investigación son frutos de la colaboración entre la Facultad de Informática y el Centro de Estudios de Diseño y Fabricación Asistido por Computadora (CAD/CAM) de la Universidad de Holguín “Oscar Lucero Moya”, el Centro de Estudios de Tecnología Energética Renovable (CETER) del Instituto Politécnico “José Antonio Echeverría”, el Grupo Empresarial de Investigación, Proyecto e Ingeniería (GEIPI) del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH) y ha sido desarrollado con el apoyo del Proyecto Alfa Euro-Latinoamericano en Sistema de Ingeniería, SISTING.

CONCLUSIONES

1. La aplicación de los fundamentos del Análisis y la Síntesis de Sistemas de Ingeniería para la Preparación y Toma de Decisiones bajo Criterios Múltiples, al caso particular del diseño de redes de distribución, asegura un compromiso razonable entre los diferentes indicadores de eficiencia según un enfoque sistémico.
2. La implementación de algoritmos en problemas de Grafos, la ilustración gráfica del comportamiento hidráulico de la red, así como la implementación de los fundamentos científico-técnicos definidos para la aplicación de métodos de optimización a la tarea de diseño de redes de distribución, facilitarán al diseñador la toma de decisiones constructivas con gastos mínimos de tiempo y con la precisión requerida.
3. Se ha logrado un adecuado compromiso para optimizar la distribución en planta y disminuir los costos de inversión y operación ya que la libertad del trazado está restringida al criterio que el proyectista establece al crear la red de mayor cantidad de aristas, de este modo se garantiza la condición de red mallada durante la generación de variantes de trayectorias.
4. La restricción que asegura el mantenimiento de la configuración mallada no queda limitada a establecer un diámetro mínimo de las tuberías o un número mínimo de conexiones por nodo. Queda a criterio del especialista la selección de la combinación de diámetros que puede asignarle a cada tramo y la conectividad de los nodos al analizar las variantes de trayectoria.

5. Se cuenta con la disponibilidad de validar los resultados de cálculo hidráulico con otros programas como el Epanet y el WaterCAD.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre Pascual, A., y otros. *"Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua"*. Vol. II. Aguas de Valencia S.A., 1996.
- Arzola, R. J. *"Sistemas de Ingeniería"* Editorial Félix Varela. La Habana. Cuba, 2000.
- Arzola, R. J.; Simeón, R. *"Random exploration of the extremes of a function of a variable code: an application of the integration of variables method"*. I Seminario Euro-Latinoamericano en Sistemas de Ingeniería, SELASI, Trujillo, Perú, 2005.
- Diestel, R. *"Graph Theory"*. Springer-Verlag Heidelberg, New York: Electronic Edition, 2005
- Hechavarría, H. JR. *"Diseño automatizado de redes de acueducto"*. Tesis de Maestría en CAD/CAM. Universidad de Holguín. Cuba, 2000.
- Hechavarría, H. JR., y otros. *"Application of Optimal Design Under Multiple Criteria in the Restoration of the Hydraulic Network of a City"*. II Seminario Euro-Latinoamericano en Sistemas de Ingeniería, SELASI, Porto, Portugal, 2006.
- Hechavarría, H. JR, y otros. *"Optimal, under Multiple Criteria, Design of Aqueduct Nets"*, III European-Latin-American Workshop on Engineering Systems, SELASI, Chile, 2007.
- Hechavarría, H. JR, y otros. *"Optimización del diseño de redes hidráulicas bajo criterios técnico-económicos"*, Tesis Doctoral, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, 2008.
- García, M. *"Estructura de Datos"*. <http://dis.um.es/~ginesgm/aaed.html>. España, 2002
- Rossman, L. (2001) *"EPANET 2 Manual del Usuario"*. Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory Cincinnati, OH 45268, EPA/600/R-00/057, Abril 2001.
- Ruppert, Jim. *"A Delaunay Refinement Algorithm for Quality 2-Dimensional Mesh Generation"*. Journal of Algorithms, May, 1995: 18(3):548-585.
- Sedgewick, R. *"Algorithms in Java"*, Third Edition, Part 5: Graph Algorithms. ISBN: 0-201-36121-3, July 15, Addison Wesley, 2003.
- Su, P.; Scot R.; Drysdale L. *"A Comparison of Sequential Delaunay Triangulation Algorithms"*. Proceedings of the Eleventh Annual Symposium on Computational Geometry, Association for Computing Machinery, June, 1995.

LA APLICACIÓN DE PARTICLE SWARM OPTIMIZATION EN EL DISEÑO ÓPTIMO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA: BUSCANDO DISEÑOS QUE OFREZCAN MAYOR FIABILIDAD.

Idel Montalvo Arango¹; Joaquín Izquierdo¹; Rafael Pérez-García¹ y David Ayala Cabrera¹

Resumen – Se aplica una variante de Particle Swarm Optimization (PSO) a un importante problema de interés en la hidráulica urbana: el diseño de Redes de Distribución de Agua, incluyendo aspectos relacionados con la fiabilidad de las soluciones para poder ofrecer servicios incluso ante posibles situaciones de fallo. Los resultados obtenidos valoran muy positivamente la capacidad de convergencia del algoritmo hacia muy buenas soluciones de diseño de los sistemas de distribución de agua. Como función objetivo se ha utilizado una propuesta relativamente reciente en la que se valoran las ventajas económicas del comportamiento fiable de los sistemas. Han sido utilizados en el trabajo dos casos de estudio que corresponden a un proyecto real de diseño donde se puede valorar la capacidad del método usado para resolver problemas de un tamaño significativo. Se evidencia la ventaja de usar una función objetivo que considera económicamente los aspectos relacionados a la fiabilidad. Las variantes de diseño obtenidas, que presentaron un mejor comportamiento ante posibles situaciones de fallo, no tuvieron un incremento significativo en su coste de inversión inicial.

Abstract – A version of Particle Swarm Optimization (PSO) is applied to an important problem in urban hydraulic: distribution network design including reliability aspects. The variant of PSO used in this paper shows positively the capacity of the algorithm for converging to good design solutions. As an objective function it was used a relatively recent approach which consider the economic advantages of a reliable water distribution system. In this work, two study cases corresponding to a real project were used. Results are evidence that the optimization method considered can be used to solve design problems with a significant amount of decision variables. Among the obtained solutions, those having a better reliability didn't have a considerable increase in the initial investment costs compared to the costs of solutions with a lower level of reliability.

Palabras clave: Software, optimización, fiabilidad, diseño de sistemas de distribución de agua.

Keywords: Software, optimization, reliability, water distribution system design.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera s/n 46003 – Tel: (+34) 963879890 – E-mail: imontalvo@gmmf.upv.es; jizquier@gmmf.upv.es; rperez@gmmf.upv.es, daaycab@posgrado.upv.es

INTRODUCCIÓN

El problema de optimización del diseño de sistemas de distribución de agua se define como la selección de la combinación de menor coste de sus componentes de forma que queden satisfechas las demandas de agua y las restricciones de diseño, incluso bajo la ocurrencia de determinadas situaciones de fallo. En la práctica esta optimización tiene dificultades adicionales debido a la variedad de componentes que pueden encontrarse en un sistema de distribución y a la diversidad de criterios de funcionamiento y restricciones de diseño para dichos sistemas.

Las restricciones que deben ser tomadas en cuenta en el problema del diseño de sistemas de distribución de agua, tienen una naturaleza especial a diferencia de otros problemas de optimización: la factibilidad de las soluciones puede ser estimada solamente luego de haber sido construida totalmente la solución y, consecuentemente, es difícil que las restricciones puedan ser explícitamente tomadas en cuenta durante la construcción de la solución (Montalvo et al. 2008).

La función objetivo a utilizar en la optimización de sistemas de distribución de agua diferirá en dependencia de las restricciones y criterios para el diseño que se pretenda realizar y según el problema que se aborde (ampliación, rehabilitación, nuevo diseño, operación). En este trabajo sólo se hará alusión al problema de nuevo diseño.

En cualquier variante, contar con una función objetivo que refleje en su justa medida la bondad del diseño que se plantea es fundamental para que puedan ser obtenidas buenas soluciones de ingeniería. Para el caso de los sistemas de distribución de agua, como se podrá observar analizando los resultados de este trabajo, la consideración sólo de los costes de inversión inicial resultaría en la obtención de soluciones alejadas de buenas prácticas ingenieriles e incapaces de brindar un buen desempeño frente a posibles situaciones de fallo.

No puede decirse que exista actualmente una única función objetivo ni que las existentes sean definitivamente las más convenientes, incluso para abordar el mismo problema. Esto hace que se muestre útil el uso de técnicas de optimización que puedan adaptarse básica y fácilmente a cualquier función objetivo. En los últimos 10 años, varios investigadores se han desviado de las técnicas tradicionales de optimización basadas en la programación lineal y no lineal, para dirigirse hacia la implementación de Algoritmos Evolutivos: Algoritmos Genéticos (Savic y Walters 1997; Wu y Simpson 2001; Matías 2003; Wu y Walski 2005); Ant Colony Optimization (Maier et al. 2003; Zecchin et al. 2005); Simulated Annealing (Cunha y Sousa 1999); Shuffled Complex Evolution (Liong y Atiquzzama 2004); Harmony Search (Geem 2006); Particle Swarm Optimization (Montalvo et al. 2008).

Entre las ventajas que han propiciado el uso incremental de los algoritmos evolutivos en el diseño óptimo de sistemas de distribución de agua, pueden citarse las siguientes:

1. Tienen facilidades para tratar problemas de forma discreta, lo cual permite, a diferencia de otros métodos de optimización, la utilización de diámetros comerciales directamente en el diseño.
2. Trabajan sólo con la información de la función objetivo y evitan las complicaciones asociadas a la determinación de las derivadas u otras informaciones auxiliares.

3. Son procedimientos de optimización globales en el sentido de que pueden adaptarse básica y fácilmente a cualquier función objetivo.
4. Debido a que trabajan con una población de soluciones, podrían obtenerse soluciones óptimas o varias soluciones con un valor de la función objetivo cercano al óptimo.
5. Se puede incluir el análisis de los sistemas frente a diferentes estados de carga, dentro del proceso de diseño óptimo.

Producto de la naturaleza iterativa de la generación de soluciones de dichos algoritmos, estos pueden verse intuitivamente como algoritmos que continuamente buscan a través del espacio de soluciones posibles usando el conocimiento de las soluciones encontradas hasta el momento para guiar la búsqueda. El comportamiento de búsqueda de los Algoritmos Evolutivos puede ser caracterizado a través de dos cuestiones fundamentales (Colorni et al. 1996):

- Exploración, que es la habilidad del algoritmo para buscar ampliamente a través del espacio de soluciones.
- Explotación, que es la habilidad del algoritmo para buscar más específicamente en un entorno local donde han sido encontradas buenas soluciones previamente.

Uno de los algoritmos evolutivos que ha demostrado ser potente y que se muestra con muy buenas perspectivas para la solución de varios problemas de optimización (Dong et al. 2005; Jin et al. 2007; Liao et al. 2007; Izquierdo et al. 2008), es el conocido como Particle Swarm Optimization (PSO). La PSO fue desarrollada por Kennedy y Eberhart (1995). Está inspirada en el comportamiento social de un grupo de pájaros migratorios tratando de alcanzar un destino desconocido. Este algoritmo, tras oportunas adaptaciones que han sido publicadas en (Montalvo et al. 2008), es aplicado en este trabajo para solucionar el problema de diseño óptimo de redes de distribución de agua incluyendo algunos términos que consideran la fiabilidad de las mismas.

Los pájaros o partículas de la PSO se mueven por el espacio de soluciones con velocidad propia, poseen memoria y reciben información sólo de la mejor partícula en la historia del proceso de solución del problema, lo cual es un mecanismo de transmisión de la información mucho más simple que el de Algoritmos Genéticos (AG) o el de la Optimización de las Colonias de Hormigas (ACO). La evolución, sólo se encamina a la mejor solución y la convergencia suele ser rápida.

La estructura de este documento es la siguiente. A continuación aparecerá una descripción del problema de diseño óptimo de una red de distribución de agua, incluyendo un tratamiento concreto de la fiabilidad. Luego se da una descripción del funcionamiento del algoritmo, incluyendo los elementos propios de la variante que aquí consideramos. Finalmente, se presentan los resultados obtenidos para dos redes de distribución de agua reales.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE DISEÑO

El período temporal debe ir de 25 a 30 años. Las variables involucradas en el problema son generalmente los diámetros para las tuberías nuevas, aunque en función de las especificidades del diseño que se aborde, será necesario incluir como variables: volúmenes de almacenamiento, alturas de bombeo, la inclusión de válvulas, etcétera. La cuantificación de

los costes deberá estar siempre en función de las variables involucradas. La forma correcta de evaluar los costes de cada uno de los elementos involucrados es fundamental a la hora de definir la función objetivo, la cual debe ajustarse plenamente al problema que se va a resolver. Por otra parte, es importante que la función objetivo refleje de la manera más fiel posible el monto total que habrá de ser invertido a lo largo de la vida útil del sistema de distribución que se esté diseñando. Varios autores han utilizado dentro del proceso de optimización una función objetivo que sólo considera los costes de las tuberías (Maier et al. 2003; Zecchin et al. 2005). Otros han tomado en cuenta varios costes involucrados (Matías 2003; Dandy y Engelhardt 2006). Una propuesta muy interesante de función objetivo es la presentada en (Martínez 2007) y buena parte de ella ha sido tomada en cuenta en la realización de este trabajo.

No debe perderse de vista el tratamiento matemático de las restricciones a la hora de resolver el problema de optimización. En el caso de los algoritmos evolutivos, como el utilizado en este trabajo, las restricciones son incluidas como penalizaciones dentro de la función objetivo establecida, de forma que el no cumplimiento de alguno de los requisitos impuestos, provoque un aumento del valor de la función objetivo lo suficientemente elevado como para que la solución no sea deseable (Montalvo et al. 2008).

En este trabajo, se han utilizado dos diferentes funciones objetivo. La primera toma en cuenta sólo costes de las tuberías y además penaliza el no cumplimiento con los valores de presión mínima deseable en los nudos de la red.

$$\text{F.O.} = \sum_{i=1}^{\text{\#tubos}} \text{coste}_i \times \text{long}_i + \text{penaliz} \quad (1)$$

donde coste_i es el coste unitario por metro lineal que tendrá el diámetro correspondiente a la tubería i y long_i es la longitud de dicha tubería. Las penalizaciones (penaliz) serán calculadas a partir de la ecuación (2), donde el factor FP , factor de penalización, será igual a un valor elevado, cuando en el nodo que se está analizando la presión sea menor que la presión mínima deseada; de lo contrario el factor toma cero como valor, es decir, no habría penalización para el nodo en cuestión.

$$\text{penaliz} = \sum_{i=1}^{\text{\#nodos}} (\text{pmín} - \text{pnodo}_i) \times FP \quad (2)$$

Nótese que las penalizaciones serán mayores mientras más por debajo de la presión mínima esté la presión en un nodo; la diferencia entre dichas presiones está representada en la ecuación (2) como $\text{pmín} - \text{pnodo}_i$ y es multiplicada por el factor FP que cuantifica el valor con que será penalizado el no cumplimiento del valor mínimo de presión (se ha tomado 10^6 en los cálculos realizados en este trabajo).

La existencia de mallas en las redes de distribución proporciona una dificultad mayor a los métodos de diseño que tratan de encontrar la variante de menor costo de inversión inicial, los cuales debido a su propia naturaleza, intentan eliminar la redundancia o las mallas “innecesarias” durante la búsqueda de la variante económicamente más ventajosa cuando sólo se considera la inversión inicial de tuberías, lo cual, sin dudas, limita la fiabilidad del funcionamiento de las soluciones obtenidas. Considerar explícitamente la fiabilidad del funcionamiento de las redes de distribución de agua, dentro de los métodos de optimización que pueden ser usados para diseñar estas redes con el menor costo posible, es una de las tareas

más difíciles a las que se enfrentan los investigadores que trabajan el tema. Una mayor confiabilidad de las redes de distribución puede obtenerse normalmente, en un sentido determinístico, proporcionando redundancia a la incorporación de mallas dentro de una red de distribución. En algunos casos el problema se ha tratado de solucionar introduciendo diámetros mínimos permisibles para las tuberías; a pesar de que esta solución garantiza que efectivamente todas las tuberías queden conectadas, la redundancia, en términos de que exista un flujo adecuado e independiente hacia cada nodo, no está garantizada, y la red resultante pudiera operar como implícitamente ramificada. Todavía son polémicas las soluciones planteadas porque no existe una metodología completamente acertada y aceptada por todos los especialistas en el tema. Son varios los intentos realizados basados en similares principios pero con alcances y objetivos diferentes. En este proyecto, se ha tomado en cuenta una reciente formulación publicada en (Martinez 2008) que valora económicamente mucho mejor el hecho de que haya mallas en la red que permitan una mayor fiabilidad en el funcionamiento; básicamente se ha adicionado la siguiente expresión a la función objetivo hasta el momento planteada, para conformar la segunda función objetivo a utilizar en este trabajo:

$$\text{coste_adic} = \sum_{i=1}^{\text{\#tubos}} w_k \times L_k \times d_k^{-u} \quad (3)$$

donde:

- w_k es un coeficiente asociado con cada tubería de la forma $a \times t_f \times (c_f + c_a \times V_f)$.
- $a \times L \times d^{-u}$ es una fórmula que da el número esperado de fallos por año en función del diámetro y la longitud de la tubería (a y u son constantes conocidas).
- t_f es el número promedio de días para reparación completa de cada fallo en tubería.
- c_f es el coste promedio de reparación por día.
- c_a es el coste promedio de suministro de agua a usuarios afectados en pesos por unidad de volumen.
- $V_f = 86400 \times Q_{Break}$ es el volumen por día que debería suministrarse a usuarios afectados (86400 es el número de segundos por día).

La segunda función objetivo a utilizar en este trabajo queda entonces planteada como:

$$\text{F.O.} = \sum_{i=1}^{\text{\#tubos}} \text{coste}_i \times \text{long}_i + \text{penaliz} + \text{coste_adic.} \quad (4)$$

Los valores utilizados como constantes para la evaluación de este coste que adicionalmente se ha tomado en cuenta dentro de la función objetivo han sido tomados del trabajo del autor que ha presentado dicha formulación (Martínez 2008).

Las variables del problema que se aborda en este proyecto son los valores de diámetro de las tuberías nuevas de la red; se trata entonces de determinar qué valores utilizar para que

se hagan mínimos los costes de las tuberías, se cumpla con la presión mínima deseada en la red y al mismo tiempo se intente garantizar, en la medida de lo posible, cierta fiabilidad en el suministro ante posibles escenarios de fallo de la red. Los escenarios de fallos que han sido evaluados en el diseño responden a la posible rotura de cada una de las tuberías de la red. No se ha considerado el fallo simultáneo en más de una tubería.

Durante la búsqueda de soluciones mediante el algoritmo evolutivo utilizado, se realiza un análisis hidráulico de cada solución potencial haciendo uso de la maquinaria de cálculo de Epanet2 (Rossman, 2000). Durante la evaluación de los efectos de la ocurrencia de posibles fallos en la red, un nuevo análisis hidráulico es llevado a cabo ante la consideración de rotura de cada tubería, lo cual implica realizar tantos análisis hidráulicos para cada solución potencial como número de tuberías más uno exista.

La optimización del diseño de redes reales en su más amplio sentido constituye en problema NP-completo; el espacio de soluciones es sumamente amplio y el análisis de todas las posibilidades es en la práctica no factible por la cantidad tan grande de tiempo que sería necesario emplear (Montalvo et al. 2008).

DESCRIPCIÓN DEL ALGORITMO PSO ESTÁNDAR

Particle Swarm Optimization es una técnica evolutiva de optimización desarrollada por Kennedy y Eberhart (1995). La idea del sistema (swarm) de partículas tiene su origen en una simulación de un sistema social simplificado, la coreografía impredecible y elegante de una bandada de pájaros. La palabra ‘swarm’ fue utilizada antes por Millonas (1994), quien desarrolló varios modelos de vida artificial y consideró ciertos principios de inteligencia gremial. La elección de la palabra ‘partícula’ deriva de la Mecánica y se justifica por el hecho de que los elementos de la población tienen posiciones y velocidades asociadas, a pesar de que aquí se los considera con masa y volumen cero. La idea original de Kennedy y Eberhart (1995) fue simular el comportamiento de una bandada de pájaros en su intento por alcanzar un destino deseado pero de cierta forma desconocido. En la PSO cada pájaro de la bandada es una solución potencial y puede ser referenciado como una partícula. Inicialmente, se genera de manera aleatoria un número de soluciones, cada solución corresponderá a una partícula (o pájaro). Luego, cada partícula evoluciona (cada pájaro vuela) en términos de su comportamiento individual y social para combinar movimientos en la dirección del destino deseado (Shi y Eberhart 1998).

La partícula i -ésima representa una solución potencial del problema de optimización y es caracterizada por su localización en un espacio D -dimensional, donde D es el número de variables involucradas en el problema. Durante el proceso, cada partícula tiene tres vectores asociados a ella: el de su posición actual dentro del espacio de soluciones,

$$X_i = (x_{ij})_{j=1}^D, \quad (5)$$

el de la mejor solución que haya alguna vez alcanzado durante el proceso de búsqueda

$$P_i = (p_{ij})_{j=1}^D, \quad (6)$$

y el vector de velocidad de movimiento, el cual posibilita el desplazamiento a un nuevo punto del espacio de soluciones,

$$V_i = (v_{ij})_{j=1}^D. \quad (7)$$

En cada ciclo (iteración) se busca la partícula (pájaro) que mejor valor de la función objetivo ha encontrado; la localización de dicha partícula, $G = (g_j)_{j=1}^D$, juega un importante papel en el cálculo del movimiento posterior del resto de los pájaros.

La evolución se lleva a cabo cuando, de forma coordinada, cada pájaro cambia su posición según:

$$X_i = X_i + V_i. \quad (8)$$

La velocidad V_i se actualiza según la expresión

$$V_i = \omega V_i + c_1 r_1 (P_i - X_i) + c_2 r_2 (G - X_i), \quad (9)$$

de forma que la partícula se acelera (cambia su velocidad) siguiendo parcialmente su tendencia anterior de cambio y también tratando de acercarse hacia la mejor posición que alguna vez haya tenido, P_i , y hacia la mejor posición que haya tenido la partícula que posea en su historial el mejor valor de función objetivo encontrado, G . Esto posibilita que cada pájaro explore el espacio de búsqueda desde su nueva posición. El proceso se repite hasta que se alcance alguna posición deseada o se cumpla alguna condición de parada previamente establecida. Nótese que el proceso hasta ahora descrito, involucra no sólo un comportamiento inteligente individual, incluyendo cierto respeto a la trayectoria reciente, sino también una interacción social entre las partículas. De esta forma los pájaros aprenden de su propia experiencia (búsqueda local) y de la experiencia del grupo (búsqueda global).

De manera más explícita, en la ecuación (9), ω es un factor de inercia empleado a propuesta de (Shi y Eberhart 1998) para controlar el impacto de la historia de las velocidades en la velocidad actual; este factor puede variar en la medida en que van efectuándose ciclos de cálculo. Para balancear las búsquedas global y local, fue propuesto que ω decrementara su valor linealmente con el tiempo, de forma que en un inicio se favoreciese la búsqueda global (exploración del espacio) y que luego se potenciase la búsqueda local (explotación de la zona) en la medida en que se avanza en el proceso de solución. Los valores c_1 y c_2 son dos constantes positivas que representan el peso de los términos de aceleración estocástica que llevan a la partícula simultáneamente hacia la mejor posición que haya anteriormente encontrado y hacia la mejor posición global encontrada. Por otra parte, r_1 y r_2 son dos números aleatorios independientes que toman valores entre 0 y 1.

El uso de la PSO está así soportado por dos principios sociométricos. Las partículas vuelan sobre el espacio de búsqueda y están influenciadas a la vez por la mejor posición individual por ella encontrada y por la mejor partícula de la población (Voss, 2003). El segundo término de la parte derecha de la ecuación (9) representa, pues, el conocimiento individual de la partícula y se plasma al comparar su posición actual, X_i , con la mejor posición que la partícula ha tenido en su historia, P_i . El último término de la ecuación (9) incorpora, por su parte, la cooperación social entre las partículas que se plasma al comparar X_i con la mejor posición alcanzada alguna vez por alguna partícula durante el vuelo, G .

Además, en cada dimensión la velocidad de movimiento está restringida por un valor mínimo y otro máximo, definidos a priori como parámetros

$$V_{\min} \leq V_j \leq V_{\max}, \quad (10)$$

Estos parámetros son muy importantes y dependen fuertemente del problema que se tenga entre manos. Son importantes porque son los que determinan la resolución con la que se realizará la búsqueda en la región entre la posición de una partícula y la mejor posición conocida hasta el momento. Si la velocidad máxima es muy grande, las partículas en su movimiento pueden pasar por encima de buenas soluciones sin percatarse, si la velocidad máxima es muy pequeña, las partículas probablemente tendrán dificultades para explorar regiones que no estén muy próximas a la vecindad donde se encuentran, producto a que fácilmente pueden quedar atrapadas en óptimos locales, sin poder moverse lo suficiente como para desplazarse hacia una mejor posición en el espacio de soluciones. Y son claramente variables dependientes del problema en consideración, dada la distinta naturaleza de las variables involucradas en cada problema.

El algoritmo descrito hasta aquí puede considerarse el algoritmo PSO estándar. La variante que consideramos en este trabajo contempla dos aspectos adicionales.

Por un lado, típicamente, PSO se aplica a problemas continuos. Para ser aplicado a problemas discretos necesita de alguna adaptación. Han sido distintos los mecanismos ideados para esta adaptación (Jin et al. 2007; Kennedy 2003; Kennedy y Eberhart 1995; Liao et al. 2007). La alternativa que proponemos supone la simple consideración de la parte entera de las componentes de la velocidad. De esta manera, las nuevas velocidad serán discretas y, en consecuencia, las posiciones actualizadas mediante la ecuación (8) lo serán también, ya que la población inicial, a su vez, se habrá generado utilizando sólo valores discretos. De acuerdo con esta simple idea, la ecuación (9) será reemplazada por

$$V_i = \text{fix}(\omega_i V_i + c_1 r_1 (P_i - X_i) + c_2 r_2 (G - X_i)), (11)$$

donde $\text{fix}(\cdot)$ es una función que toma la parte entera de su argumento. Nótese que los nuevos valores discretos de la velocidad deberán, a su vez, ser también controlados mediante cotas adecuadas como en (10).

Por otra parte, según varios investigadores que han analizado la PSO empíricamente (Angeline 1998; Xie et al. 2002b; Kennedy 2003) y teóricamente (Clerc y Kennedy 2002; Trelea 2003; Yasuda et al. 2003; Jiang et al. 2007) las partículas, al evolucionar, pueden converger rápidamente (a veces prematuramente), especialmente para pequeños valores de ω (Xie et al. 2002b). Esto es, en particular, muy evidente para cualquier partícula X cuya mejor posición P esté demasiado cercana a la mejor posición global G . De acuerdo con (9), estas partículas se vuelven inactivas luego de cierta etapa de la solución (Xie et al. 2002a; Xie et al. 2002b; Higashi e Iba 2003).

Sin perder generalidad, el análisis puede ser reducido al caso unidimensional siguiente:

$$v_{k+1} = \omega v_k + c_1 r_1 (p - x) + c_2 r_2 (g - x). \quad (12)$$

Puede verse en (12) que si la v_k es muy pequeña, v_{k+1} no volverá a tomar valores grandes nuevamente si $|p - x|$ y $|g - x|$ también son pequeños, conforme aumenta el número de iteraciones k . Esto representará una pérdida de la capacidad de exploración de la partícula en algunas generaciones debido a que la velocidad tenderá a ser cada vez más pequeña si se considera la disminución de ω en la medida en que avanza el número de iteraciones. La

misma situación puede ocurrir, incluso en etapas iniciales, para la mejor partícula, caso en el que $|p - x|$ y $|g - x|$ son iguales a cero. A largo plazo, es de esperar que para cierto número de partículas ocurra que $p = g$ y se convierta g en el único punto de atracción para ellas, lo cual representa una pérdida de diversidad en la población. De hecho, si se escribe:

$$c = c_1 r_1 + c_2 r_2,$$

el punto equivalente de atracción h puede ser obtenido por

$$h = \frac{c_1 r_1}{c} p + \frac{c_2 r_2}{c} g, \quad (13)$$

con lo que la ecuación (12) puede quedar reescrita como

$$v_{k+1} = \omega v_k + c(h - x). \quad (14)$$

Mientras $p \neq g$, h cambia de una iteración a otra incluso si no se descubre ninguna mejor solución, lo que quiere decir que p y g permanecerían constantes; como consecuencia, también cambiaría el valor de v_{k+1} . Sin embargo, si $p = g$, la ecuación (13) implica que, independientemente de los números aleatorios generados, $h = p = g$. Para valores de $|h - x|$ pequeños, lo que típicamente ocurre en las últimas etapas del proceso de evolución, v_{k+1} se reduce, de acuerdo con (14), para valores pequeños de ω , lo que trae consigo que la partícula esté claramente inactiva y no tenga oportunidad de mejorar.

En efecto, después de algunos experimentos (no incluidos en este trabajo) sobre el desempeño del algoritmo PSO en problemas de optimización con variables discretas, los autores detectaron frecuentes colisiones de las partículas en el espacio de búsqueda, especialmente con la partícula que ostenta el mejor valor de función objetivo encontrado (partícula o pájaro líder). Para limitar las colisiones continuas, ante cada movimiento, se decidió chequear si la partícula que se intenta mover colisiona con la partícula líder o con alguna de los mejores partículas del grupo; en caso de posible colisión, esta partícula es regenerada aleatoriamente, o sea, es mandada a una posición aleatoria dentro del espacio de soluciones. Chequear la posible colisión con todas las partículas del grupo, era algo que se mostraba en la práctica innecesario y demasiado costoso, por lo que se decidió sólo chequear la posible colisión entre la partícula que se intenta mover y las m mejores partículas del grupo. La regeneración aleatoria de las partículas que intentaban colisionar, trajo consigo que se evitara la convergencia prematura del algoritmo, aumentara la diversidad de la población y mejorara la calidad de las soluciones finales.

Los parámetros usados en este algoritmo fueron seleccionados a partir de las sugerencias presentadas en varios estudios (Shi y Eberhart 1998; Jin et al. 2007; Liao et al. 2007; Shi et al. 2007). A continuación se muestran los valores utilizados para los casos de estudio que fueron solucionados en este trabajo:

$$c_1 = 3, c_2 = 2,$$

$$\omega = 0.5 + \frac{1}{2(\ln(k)+1)},$$

Velocidad Máxima = 20% del rango de la variable

Velocidad Mínima = -Velocidad Máxima

Número de partículas (tamaño de la población) = 100

Como condición de terminación del algoritmo se estableció que el proceso concluiría si ocurrían 800 iteraciones sucesivas sin que se obtuviera una mejora en la mejor solución obtenida. Diferentes condiciones de terminación pueden verse en (Shi et al. 2007).

El desempeño de la modificación introducida puede apreciarse en los resultados de los dos ejemplos que seguidamente se muestran.

CASOS DE ESTUDIO

En este trabajo se abordan dos casos de estudio que corresponden a propuestas de diseño realizadas para dos sectores de red de la ciudad de Lima, Perú. En ambos casos, se deseaba una presión de 15 m.c.a como mínimo en la red y se contaba con la gama de diámetros comerciales que aparecen en la tabla 1. Esta tabla también incluye el coeficiente de Hazen-Williams y el coste de cada tubería.

Tabla 1- Diámetros comerciales utilizados

Diámetro[mm]	C _{H-W}	Valor
100	140	117.14
150	140	145.16
200	140	191.42
250	140	241.09
300	140	333.16

Cada caso de estudio fue solucionado inicialmente, haciendo uso de la función objetivo que consideraba la evaluación de algunos elementos relacionados a la fiabilidad del funcionamiento de la red. Luego se hizo una segunda ejecución, exactamente igual a la primera, pero tomando en cuenta una función objetivo que sólo evaluaba los costes de inversión inicial. Un esquema de las soluciones obtenidas y algunas cuestiones relacionadas con su funcionamiento frente a la salida de servicio de algunos tramos, pueden apreciarse en las figuras de la 1 a la 6. En dichas figuras se han usado códigos de colores para señalar los diámetros de tubería utilizados y las presiones existentes en los nodos: Para las tuberías, el color azul claro representa diámetros de 100 mm, el color verde 150 mm, el color amarillo 200 mm y el color rojo 250 mm. En cuanto a las presiones, el color azul en los nodos,

corresponde a los que tienen una presión igual o mayor que 15 m.c.a., el color azul claro representa presiones entre 14 y 15 m.c.a., el color verde, presiones entre 12 y 14 m.c.a., el amarillo presiones entre 10 y 12 m.c.a. y el rojo finalmente representa a las presiones por debajo de los 10 m.c.a..

PRIMER CASO DE ESTUDIO.

Este sector de red cuenta con un tanque para su abastecimiento. El esquema de diseño tiene 132 tramos de tubería y 104 nodos de consumo; la longitud total de red es de 9.055 km y el caudal total consumido es de 47.09 l/s.

La figura 1, muestra el esquema de la red, luego de que fuera diseñada con el algoritmo descrito en este trabajo; prácticamente todos los tramos de tubería tienen en esta solución un diámetro de 100 mm, representado con el color azul claro; existen también tuberías de color amarillo y otras de color verde, que representan diámetros de tuberías de 200 mm y 150 mm respectivamente. En dicha figura, la solución que se muestra fue determinada utilizando la función objetivo que toma en cuenta la fiabilidad del funcionamiento de la red tal y como se ha presentado en las secciones anteriores.

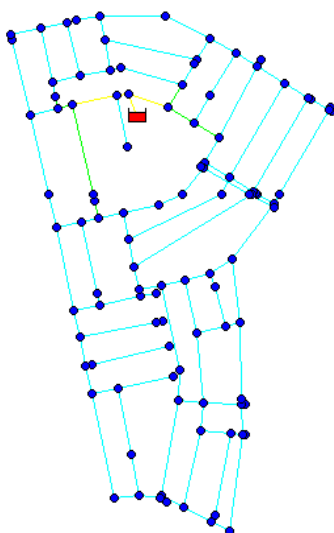


Figura 1. Red diseñada considerando elementos de fiabilidad. Caso I.

La solución obtenida para este sector, considerando una función objetivo que no tomaba en cuenta ningún elemento con respecto a la fiabilidad de la red y que sólo reflejaba el coste de la inversión inicial a realizar, no tiene una significativa diferencia de coste, en cuanto a inversión inicial, si se compara con la solución representada en la figura 1, más bien, de una solución a la otra sólo varían algunos diámetros de tuberías; sin embargo, el funcionamiento de las redes ante situaciones de rotura o cierre por otras causas de algún tramo, dista mucho de ser la misma.

Las figuras 2 y 3 son representativas de la solución en la que no fue considerado ningún término relativo a la fiabilidad del funcionamiento de la red. En ellas se muestran las afectaciones que pudieran producirse si quedaran fuera de funcionamiento los tubos señalados con una saeta.

En la tabla 2, que a continuación se muestra, se ha realizado un resumen comparativo del

coste de inversión inicial para ambas soluciones.

Tabla 2- Resumen comparativo de costes. Caso I

Diámetro [mm]	Sin fiabilidad		Con fiabilidad	
	Long. De red [m]	Coste [soles]	Long. De red [m]	Coste [soles]
100	8832,13	1034596,18	8409,102	985042,208
150	187,52	27220,11	423,032	61407,3251
200	36,00	6891,12	223,518	42785,8156
250	0,00	0,00	0	0
300	0,00	0,00	0	0
COSTE TOTAL [SOLES]	1068707,41		1089235,349	

En la figura 2 puede verse que un cierre en el tramo señalado provocaría presiones por debajo de los 10 m.c.a en varios puntos y prácticamente en todos los nodos de consumo habrían afectaciones de presión; sólo mantienen la presión mínima requerida algunos nodos cerca de donde está ubicado el tanque.

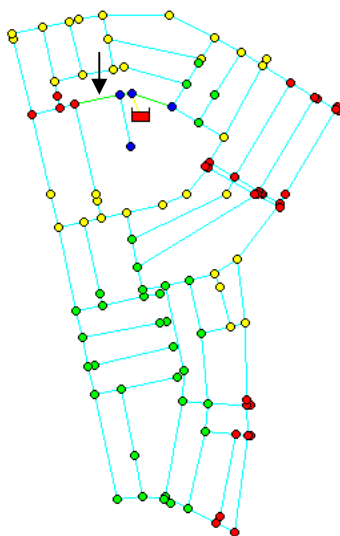


Figura 2. Red diseñada sin considerar elementos de fiabilidad. Caso I. Salida de servicio de una tubería y su efecto en la red.

En la figura 3 puede verse cómo las afectaciones pudieran ser todavía mayores en caso de que quede fuera de servicio el tramo de tubería señalado. En este caso, una buena parte de la red quedaría con una presión por debajo de los 10 m.c.a y de manera general las afectaciones serían aún mayores que para el caso de la figura 2.

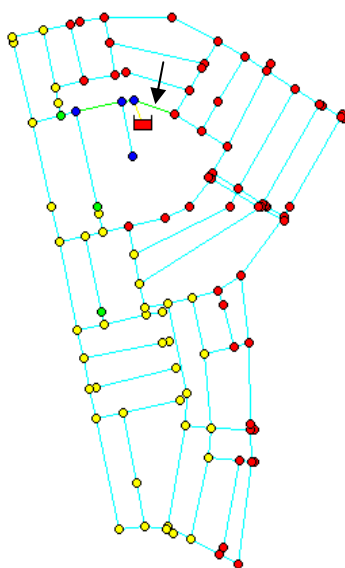


Figura 3. Red diseñada sin considerar elementos de fiabilidad. Caso I. Salida de servicio de una tubería y su efecto en la red.

Si alguna de las afectaciones en tramos de red que fueron representadas en las figuras 2 y 3, tuvieran lugar en la solución de la figura 1, en ningún nodo de consumo habría una presión por debajo de 15 m.c.a. La solución obtenida considerando elementos relacionadas a la fiabilidad de la red dentro de la función objetivo, es capaz de redistribuir los caudales circulantes y garantizar que llegue toda el agua demandada en los nodos de consumo sin que haya afectación de presiones en ningún caso. Esto, sin duda, es una gran ventaja desde el punto de vista operativo de la red; por otra parte, es logrado sin un incremento excesivo del coste de inversión inicial que hay que realizar, y si se analizara no sólo el coste de inversión, sino también los adicionales producidos como consecuencia de roturas en la red, la solución con fiabilidad se mostraría claramente ventajosa desde un punto de vista económico.

SEGUNDO CASO DE ESTUDIO.

Un análisis similar al realizado para el primer caso de estudio también fue llevado a cabo para otro sector de red, el cual también es abastecido por un tanque. El esquema de diseño tiene en este caso 294 tramos de tubería y 240 nodos de consumo; la longitud total de red es de 18.337 km y el caudal total consumido es de 81.53 l/s.

La figura 4 representa la solución obtenida utilizando la función objetivo que toma en cuenta las consideraciones de fiabilidad a las que se hizo referencia en secciones anteriores. La solución de la figura 4 tiene un coste de inversión inicial 3.66% superior al coste de inversión inicial de las solución mostrada en las figuras 5 y 6, representativas de la solución obtenida cuando se utiliza una función objetivo que sólo toma en cuenta la inversión inicial y no utiliza ningún elemento que evalúe el desempeño de la red frente a situaciones de cierre de algún tramo. Al igual que en el primer caso estudiado, las diferencias entre las soluciones con y sin fiabilidad no son marcadamente significativas en cuanto a inversión inicial y diámetros seleccionados, aunque la diferencia si es apreciable con respecto al funcionamiento en situaciones en las que algún tramo quede fuera de funcionamiento. En la tabla 3 pueden apreciarse algunos valores comparativos entre ambas soluciones.

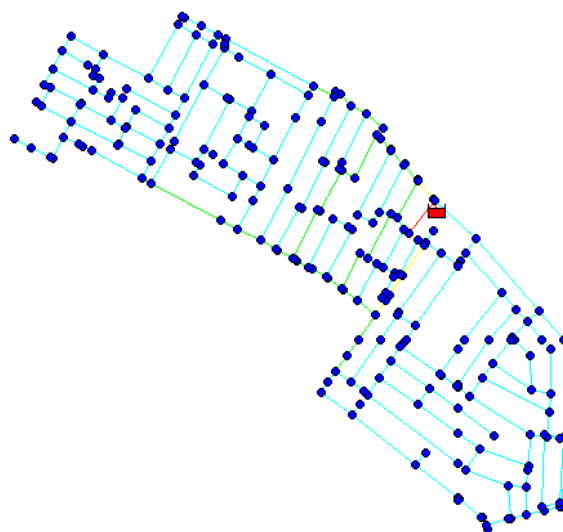


Figura 5. Red diseñada considerando elementos de fiabilidad. Caso II

Tabla 2- Resumen comparativo de costes. Caso II

Diámetro [mm]	Sin fiabilidad		Con fiabilidad	
	Long. De red [m]	Coste [soles]	Long. De red [m]	Coste [soles]
100	17731,10	2077021,41	15822,31	1853425,63
150	605,39	87878,12	2077,69	301597,04
200	1,00	191,42	328,79	62937,56
250	0,00	0,00	107,70	25965,15
300	0,00	0,00	1,00	333,16
COSTE TOTAL [SOLES]	2165090,95		2244258,54	

En la figura 5, se representan los efectos que tendría en las presiones de la red, la salida de servicio del tramo de tubería señalado. Las afectaciones abarcan una buena parte de los nodos de consumo, aunque en ningún caso la presión cae por debajo de los 10 m.c.a..

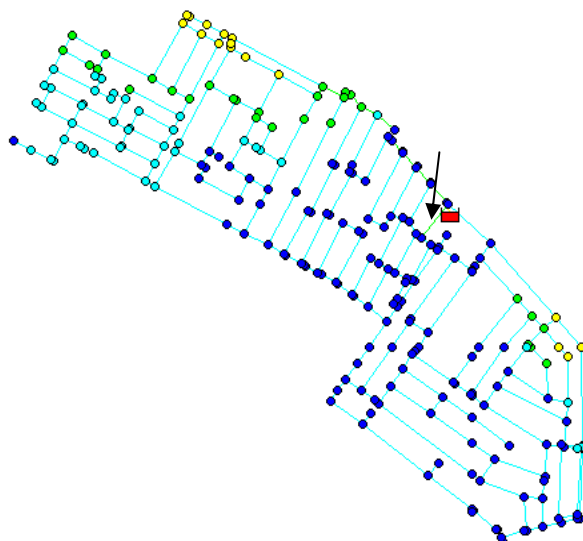


Figura 5. Red diseñada sin considerar elementos de fiabilidad. Caso II. Salida de servicio de una tubería y su efecto en la red.

En la figura 6 pueden verse afectaciones todavía mayores para un escenario diferente de salida de servicio de un tramo de tubería. La situación representada es todavía más crítica que para el caso de la figura 5.

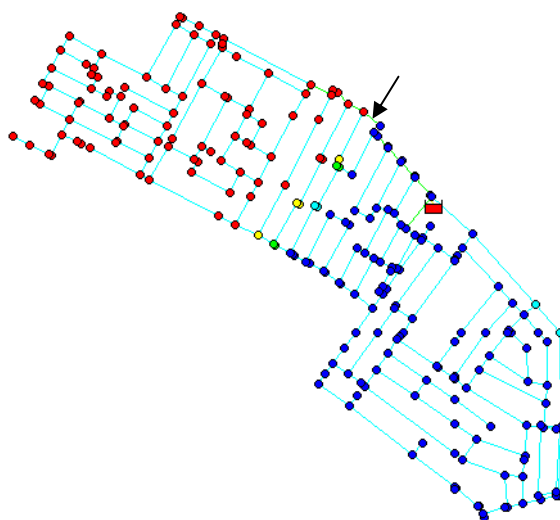


Figura 6. Red diseñada sin considerar elementos de fiabilidad. Caso II. Salida de servicio de una tubería y su efecto en la red.

CONCLUSIONES

El problema de diseño económicamente óptimo de un sistema de distribución de agua no debe pasar por alto la evaluación de los sistemas frente a determinadas situaciones de fallo. Tomar en cuenta solamente los costes de inversión inicial, muy probablemente provocaría la obtención de soluciones cuya inversión inicial será más barata, pero que tendrían marcadas dificultades para enfrentar situaciones de fallo.

En este trabajo se muestran dos casos de estudio en el que la obtención de diseños más fiables no significa un excesivo aumento en la inversión inicial a realizar y sin embargo sí

representa notables mejoras en el desempeño de la red durante la salida de servicio de alguno de sus tramos. Un análisis económico tomando en cuenta no sólo la inversión inicial a realizar sino los costes adicionales por posibles problemas de suministro durante la vida útil de la red, pone en evidente ventaja a las soluciones más fiables obtenidas en este trabajo.

La optimización ha sido llevada a cabo a través del algoritmo PSO, cuyo desempeño ha sido muy bueno para los dos casos estudiados. Como elemento significativo debe señalarse que en buena parte de la literatura relacionada con el diseño óptimo de sistemas de distribución de agua, los casos estudiados tienen un número de tuberías mucho menor que el número de tuberías de los casos estudiados en este trabajo. Se reafirma la hipótesis de que los algoritmos evolutivos pudieran ser utilizados en el diseño de redes no sólo de tamaño académico, con un reducido número de tuberías, sino también en redes reales donde el número de tuberías es considerablemente mayor. Entre los casos de estudio que más han sido abordados en la literatura, se distinguen la red de Hanoi con 34 tramos de tuberías 6 diámetros posibles y la red de New York con 21 tramos de tuberías y 16 posibilidades de diseño por tramo. El espacio de soluciones para la red de Hanoi y la red de New York es de 2.87×10^{26} y 1.93×10^{25} soluciones potenciales, respectivamente. Los casos de estudio primero y segundo, presentados en este trabajo tienen 1.84×10^{92} y 3.14×10^{205} soluciones potenciales, respectivamente.

En las ejecuciones que fueron realizadas tomando en cuenta la fiabilidad, para llegar a los resultados obtenidos, se analizaron 80700 y 92100 posibilidades dentro del espacio de soluciones potenciales para el primer y segundo caso de estudio, respectivamente. Análogamente, para las soluciones que despreciaban la fiabilidad, fueron evaluadas 84500 y 132400 de las soluciones potenciales.

El hecho de contar con un algoritmo evolutivo que sea eficiente en la búsqueda de buenas soluciones, es una herramienta de estimable valor dentro del proceso de diseño. En los sistemas de distribución de agua, a diferencia de otros sistemas, la evaluación de la bondad de una solución ha de llevarse a cabo una vez que se ha identificado un valor para cada una de las variables involucradas y convenientemente han de evaluarse también diferentes estados de carga y posibles condiciones de servicio que se acerquen a la realidad en la que operará el sistema. Los algoritmos evolutivos tienen la ventaja de combinarse muy bien con módulos de simulación de redes hidráulicas que posibilitan prácticamente plena libertad en el análisis de las soluciones candidatas para estimar su bondad; esto significa una ventaja significativa para su uso en el problema que se ha tratado.

Por último, debe mencionarse que todavía ha de trabajarse en la garantía de obtener buenas soluciones de diseño con los algoritmos evolutivos que sean utilizados, en este caso, con la PSO. Estos algoritmos tienen un carácter estocástico que provocan que no siempre se obtenga la misma solución y que no sea igualmente buena la solución obtenida cada vez. Mejoras adicionales y estudios de probabilidad similares a los realizados en (Montalvo et al. 2008) se imponen para redes reales.

AGRADECIMIENTOS

Especial agradecimiento al Ministerio de Asuntos Exteriores y Cooperación y a la Agencia Española de Cooperación Internacional por permitir que se llevara a cabo este estudio gracias a la concesión de una beca doctoral para el autor principal, dentro del programa II-A, convocatoria 07-08.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Angeline, P. J. (1998). Evolutionary Optimization Versus Particle Swarm Optimization: Philosophy and Performance Differences. Proceedings of the 7th International Conference on Evolutionary Programming VII, Springer-Verlag.
- Clerc, M. y J. Kennedy (2002). The particle swarm - explosion, stability, and convergence in amultidimensional complex space. Evolutionary Computation, IEEE Transactions on.
- Colomi, A., M. Dorigo, F. Maffioli, V. Maniezzo, G. Righini y M. Trubian (1996). "Heuristics from nature for hard combinatorial optimization problems." International Transactions in Operational Research 3(1): 1-21.
- Cunha, M. d. C. y J. Sousa (1999). "Water distribution network design optimization: simulated annealing approach." Journal of Water Resources Planning and Management 125(4): 215-221.
- Dandy, G. C. y M. O. Engelhardt (2006). "Multi-Objective Trade-Offs between Cost and Reliability in the Replacement of Water Mains." Journal of Water Resources Planning and Management 132(2): 79-88.
- Dong, Y., J. Tang, B. Xu y D. Wang (2005). "An application of swarm optimization to nonlinear programming." Computers & Mathematics with Applications 49(11-12): 1655-1668.
- Geem, Z. W. (2006). "Optimal cost design of water distribution networks using harmony search." Engineering Optimization 38(3): 259-280.
- Higashi, N. y H. Iba (2003). Particle swarm optimization with Gaussian mutation. Proceedings of the IEEE Swarm Intelligence Symposium, Indianapolis, Indiana, USA.
- Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez, R. and Fuertes, V.S. (2008). Design optimization of wastewater collection networks by PSO. Computer & Mathematics with Applications, 56(3), 777-784.
- Jiang, M., Y. P. Luo y S. Y. Yang (2007). "Stochastic convergence analysis and parameter selection of the standard particle swarm optimization algorithm." Inf. Process. Lett. 102(1): 8-16.
- Jin, Y.-X., H.-Z. Cheng, J.-y. Yan y L. Zhang (2007). "New discrete method for particle swarm optimization and its application in transmission network expansion planning." Electric Power Systems Research 77(3-4): 227-233.
- Kennedy, J. (2003). Bare bones particle swarms. Proceedings of the IEEE Swarm Intelligence Symposium, Indianapolis, Indiana, USA. pp. 80-87.
- Kennedy, J. y R. C. Eberhart (1995). Particle swarm optimization. IEEE International Conference on Neural Networks, Perth, Australia, IEEE Service Center, Piscataway, NJ. pp. 1942-1948

- Liao, C.-J., T. Chao-Tang y P. Luarn (2007). "A discrete version of particle swarm optimization for flowshop scheduling problems." *Computers and Operations Research* 34(10): 3099-3111.
- Liong, S.-Y. y M. Atiquzzama (2004). "Optimal design of water distribution network using shuffled complex evolution." *Journal of The Institiutios of Engineers, Singapore* 144(1): 93-107.
- Maier, H. R., A. R. Simpson, A. C. Zecchin, W. K. Foong, K. Y. Phang, H. Y. Seah y C. L. Tan (2003). "Ant colony optimization for design of water distribution systems." *Journal of Water Resources Planning and Management* 129(3): 200-209.
- Martinez, J. B. (2007). "Quantifying the economy of water supply looped networks." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 133(1): 88-97.
- Matías, A. S. (2003). Diseño de redes de distribución de agua contemplando la fiabilidad, mediante Algoritmos Genéticos. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Valencia, Universidad Politécnica de Valencia. Tesis doctoral: 428.
- M. M. Millonas, Swarms, phase transition, and collective intelligence, In *Artificial Life III*, (Edited by C. G. Langton), Addison Wesley, Massachusetts, 1994, pp. 417-445.
- Montalvo, I., Izquierdo, J., Pérez, R., Tung, M.M. (2008). Particle Swarm Optimization applied to the design of water supply systems. *Computer & Mathematics with Applications*, 56(3), 769–776.
- Montalvo, I., Izquierdo, J., Pérez, R., Iglesias, P.L. (2008). A diversity-enriched variant of discrete PSO applied to the design of Water Distribution Networks. *Engineering Optimization*, 40(7), 655–668.
- Rossman, L.A., 2000. EPANET, users manual, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati.
- Savic, D. A. y G. A. Walters (1997). "Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks." *Journal of Water Resources Planning and Management* 123(2): 67-77.
- Shi, X. H., Y. C. Liang, H. P. Lee, C. Lu y Q. X. Wang (2007). "Particle swarm optimization-based algorithms for TSP and generalized TSP." *Information Processing Letters* 103(5): 169-176.
- Shi, Y. y R. C. Eberhart (1998). A modified particle swarm optimizer IEEE international conference on evolutionary computation.
- Trelea, I. C. (2003). "The particle swarm optimization algorithm: convergence analysis and parameter selection." *Inf. Process. Lett.* 85(6): 317-325.
- M. S. Voss, Social programming using functional swarm optimization, IEEE Swarm Intelligence Symposium, Indiana, USA, 2003, pp. 103-109.
- Wu, Z. Y. y A. R. Simpson (2001). "Competent genetic-evolutionary optimization of water distribution systems." *Journal of Computing in Civil Engineering* 15(2): 89-101.

- Wu, Z. Y. y T. Walski (2005). "Self-Adaptive Penalty Approach Compared with Other Constraint-Handling Techniques for Pipeline Optimization." *Journal of Water Resources Planning and Management* 131(3): 181-192.
- Xie, X.-F., W.-J. Zhang y Z.-L. Yang (2002a). Adaptive particle swarm optimization on individual level. 6th International Conference on Signal Processing, Beijing, China.
- Xie, X. F., W. J. Zhang y Z. L. Yang (2002b). A dissipative particle swarm optimization. Congress on Evolutionary Computation, Honolulu, Hawaii USA.
- Yasuda, K., A. Ide y N. Iwasaki (2003). Adaptive particle swarm optimization. Proceedings of IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics.
- Zecchin, A. C., A. R. Simpson, H. R. Maier y J. B. Nixon (2005). "Parametric study for an ant algorithm applied to water distribution system optimization." *IEEE Transactions on Evolutionary Computation* 9(2): 175-191.

SOFTWARE PARA EL DIMENSIONAMIENTO ÓPTIMO DE TUBERÍAS EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA: UNA APROXIMACIÓN MULTI-OBJETIVO

Idel Montalvo Arango¹; Joaquín Izquierdo Sebastián¹; Silvia Schwarze²; Rafael Pérez-García¹

Resumen – El diseño óptimo de sistemas de distribución de agua ha sido objeto de estudio de varios trabajos de investigación. La solución del problema ha estado en buena medida condicionada por las técnicas de optimización que han sido empleadas para resolverlo. El uso de técnicas evolutivas, por la flexibilidad que ofrecen, ha ganado preferencia en los últimos tiempos dentro de la comunidad que realiza investigaciones en este tema. Poco a poco dichas técnicas se han ido adaptando para poder ser aplicadas a la solución de problemas de optimización multi-objetivos. En el caso del diseño de sistemas de distribución de agua, por sus características, es particularmente conveniente un planteamiento multi-objetivo del problema. En este trabajo, se presentan las bases teóricas y los resultados de implementación de un software dirigido al dimensionamiento óptimo de tuberías en los sistemas de distribución de agua considerando la existencia de múltiples objetivos. Como mecanismo de optimización se ha usado una propuesta denominada Agents Swarms Optimization (ASO). ASO es una generalización del algoritmo Particle Swarm Optimization dirigida a la inteligencia artificial distribuida tomando como base a los sistemas multi-agentes. En el trabajo se muestran resultados del algoritmo en un problema del benchmarking.

Abstract – Optimal Water Distribution system design has been considerably study by different researchers. Solutions to this problem have been highly constrained by the optimization techniques used to solve it. Evolutionary algorithms, because of their flexibility have been gaining ground in the preferences of researcher working in this topic. Several steps have been made in the direction of adapting evolutionary techniques for solving multi-objectives optimization problems. Particularly in the case of water distribution system design it is really convenient a multi-objective approach to support any decision making. In this paper are presented theoretic bases and the implementation results of a software focused on pipes sizing optimization in water distribution systems. It was used an algorithm called Agents Swarms Optimization which is a generalization of Particle Swarm Optimization, oriented to distributed artificial intelligence taking multi-agents system as a base. Some results regarding a benchmarking problem are presented.

Palabras clave: Software, optimización multi-objetivo, diseño de sistemas de distribución de agua.

Keywords: Software, multi-objective optimization, water distribution system design.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera s/n 46003 – Tel: (+34) 963879890 – E-mail: imontalvo@gmmf.upv.es, jizquier@gmmf.upv.es, rperez@gmmf.upv.es

² Universidad de Hamburgo – Instituto de Sistemas de Información – Von-Melle-Park 5, 20146, Hamburgo, Alemania – Tel: (+49) 40 42838 5519 – E-mail: schwarze@econ.uni-hamburg.de

INTRODUCCIÓN

Las soluciones al problema de diseño óptimo de Sistemas de Distribución de Agua (SDA) han estado condicionadas por los métodos que han sido empleados. La aparición de los algoritmos evolutivos ha ampliado las posibilidades con que puede plantearse la función objetivo del problema. Actualmente no puede decirse que exista una función objetivo universal que sea aplicable a todos los problemas, ni que las expresiones existentes sean totalmente aceptadas por todos. Contar con técnicas de optimización que puedan adecuarse prácticamente a cualquier función objetivo sin dudas es un paso de avance en la solución del diseño óptimo de sistemas de distribución de agua.

Una de las mayores ventajas que ha tenido el empleo de algoritmos evolutivos está en la posibilidad de incluir el análisis hidráulico de las soluciones, incluso frente a diferentes estados de carga, dentro del proceso de optimización. Actualmente, durante la búsqueda de soluciones, pueden hacerse decenas de miles de evaluaciones de diferentes posibilidades de diseño en cuestión de segundos. Estas capacidades de cálculo sólo han sido posibles con el empleo de los ordenadores para la solución de problemas de diseño. Desde la década del 1950, prácticamente luego de la aparición de los primeros ordenadores, existían ya programas para el análisis de redes hidráulicas (Walski, 2006). Es amplio el desarrollo que ha sucedido posteriormente. En la actualidad pueden encontrarse aplicaciones informáticas como EPANET³, WaterCad⁴, Mike Urban⁵ que están disponibles para el análisis de los sistemas de distribución de agua. Algunos especialistas utilizan herramientas de análisis como EPANET, disponible gratuitamente, para llevar a cabo labores de diseño a través del método de prueba y error (ver figura 2). Esta práctica es una consecuencia de la poca frecuencia con que pueden encontrarse aplicaciones informáticas con opciones elaboradas específicamente para el diseño de sistemas de distribución de agua, comparado con la cantidad de aplicaciones existentes sólo para análisis. WaterCad, que ocupa buena parte del liderazgo en el sector de las herramientas de pago, sí ofrece opciones específicamente orientadas al diseño mediante una funcionalidad llamada Darwin Designer, basada en algoritmos genéticos. A pesar del número significativo de trabajos de investigación relacionados con la aplicación de algoritmos evolutivos en el diseño de sistemas de distribución de agua, es difícil encontrar aplicaciones informáticas gratuitas que actualmente están disponibles para tales fines.

Desde el punto de vista de los algoritmos evolutivos utilizados, poco a poco se ha ido dando paso a propuestas de optimización multi-objetivo (Deb, 2002; Reyes-Sierra y Coello Coello, 2006; Dupont et al., 2008). En este trabajo, el software que se presenta utiliza un algoritmo enfocado a la solución de problemas de optimización multi-objetivo y que ha sido propuesto en el documento de tesis doctoral del autor principal de este trabajo. El algoritmo fue denominado Agents Swarms Optimization (ASO).

³ <http://www.epa.gov/NRMRL/wswrd/dw/epanet.html>

⁴ <http://www.bentley.com/es-ES/Products/WaterCAD/>

⁵ <http://www.dhigroup.com/Software/Urban/MIKEURBAN.aspx>

EL PROBLEMA DE DISEÑO ÓPTIMO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

La optimización del diseño de los SDA ha seguido dos tendencias básicas. Una de ellas es la determinación a priori de los caudales circulantes por las tuberías, para luego determinar a partir de ellos el dimensionamiento de los elementos implicados en el diseño. Finalmente es usual tener que convertir los resultados a valores comerciales.

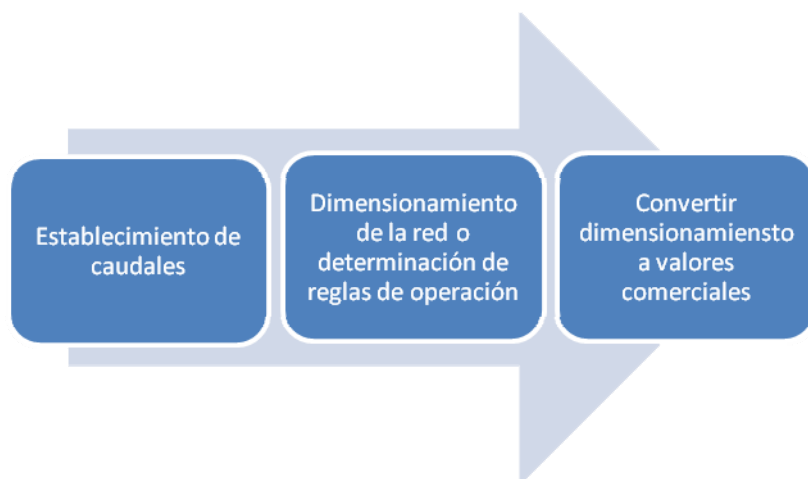


Figura 1. Esquema de una de las tendencias en la optimización del diseño de los sistemas de distribución de agua.

La segunda tendencia que ha seguido el diseño óptimo de los SDA es la determinación directa del dimensionamiento de los elementos que se van a diseñar, quedando luego los caudales circulantes subordinados a las decisiones tomadas en dicha determinación. Esta tendencia no es muy diferente a lo que usualmente hacen varios ingenieros cuando utilizan algún software de modelación para llevar a cabo labores de diseño. En el siguiente esquema se muestra una idea de este proceso en el que las variables corresponden a las decisiones de diseño a tomar. La solución numérica corresponde a la modelación de la solución haciendo uso del software que se elija para este fin.

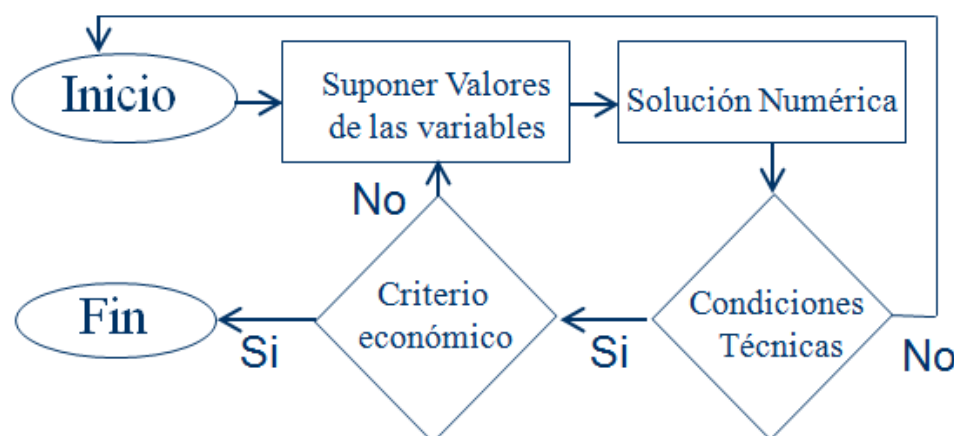


Figura 2. Esquema de una de las tendencias en la optimización del diseño de los sistemas de distribución de agua.

En cualquiera de estas dos tendencias, los requerimientos técnicos de los diseños han de cumplirse y adicionalmente los ingenieros a cargo deberían estimar las vulnerabilidades de las soluciones con respecto a la ocurrencia de fallos. Esta estimación implica el establecimiento de alguna medida de la fiabilidad de la red para ofrecer un buen servicio a los consumidores conectados a ella. Las predicciones del comportamiento de la red, tanto en circunstancias normales como en circunstancias anormales de funcionamiento, tienen gran importancia para las prioridades de inversiones capitales y para determinar las respuestas operacionales requeridas en los casos de fallos locales en alguno de los elementos. Existe un número considerable de formas diferentes para evaluar la fiabilidad de los sistemas. En el software que se presenta en este trabajo se ha adoptado una propuesta presentada en (Martínez, 2007) para los cálculos relacionados con la fiabilidad. Dicha propuesta, en opinión de estos autores es superior a las otras que fueron consultadas en la literatura.

IDEAS FUNDAMENTALES DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN UTILIZADO

ASO es una generalización del algoritmo Particle Swarm Optimization orientada a la inteligencia artificial distribuida tomando como base a los sistemas multi-agentes. En este caso es posible que un único agente pueda ser capaz de generar una solución completa del problema que se esté resolviendo. Sin embargo, debido a que el conocimiento del espacio de soluciones por parte de los agentes es muy limitado, la búsqueda efectiva de soluciones óptimas sólo será posible como resultado de la interacción entre ellos.

La asociación de los agentes como resultado de su interacción resulta en una estructura colectiva que se ha denominado swarm. Dicha estructura, en un grado de abstracción superior puede ser considerada como un agente. Cada swarm manifiesta un comportamiento propio como colectivo y es capaz de interactuar con otros colectivos existentes. En un grado de abstracción menor, los agentes que conforman un Swarm, exhiben un comportamiento individual que se manifiesta por la forma de comportarse y la forma de interactuar con los demás.

Por definición ASO siempre dispondrá de objetivos a seguir y de expresiones para evaluar hasta qué punto se han podido alcanzar dichos objetivos. El algoritmo evoluciona a lo largo del tiempo tanto en su estructura como en la calidad de las soluciones que va encontrando. Está pensando para que las diferentes poblaciones de agentes puedan trabajar de manera distribuida y que varios agentes puedan estar ejecutando acciones en paralelo. Esto hace posible la incorporación en tiempo real de nuevos agentes con diferentes formas de comportamiento que puedan enriquecer el proceso de búsqueda de soluciones.

ASO ofrece una plataforma común de entendimiento para la pluralidad de algoritmos evolutivos existente. Sólo es necesario introducir la forma en que puedan interactuar los diferentes agentes que estén involucrados. Una partícula de Particle Swarm Optimization (PSO), una hormiga de Ant Colony Optimization (ACO) o un cromosoma de Genetic Algorithms (GA) a pesar de tener comportamientos diferentes comparten un elemento común: cada uno de ellos representa una solución potencial del problema que se esté resolviendo. Si un algoritmo ACO está resolviendo un problema de optimización, no sería difícil incorporar a la búsqueda de soluciones varias partículas de un algoritmo PSO cuyo líder fuera seleccionado tanto entre las partículas de PSO como entre las hormigas de ACO. Igualmente las partículas de PSO al cambiar de posición en el espacio de soluciones podrían reforzar los rastros de feromona que hayan ido dejando las hormigas. En este caso las hormigas de ACO representarían un Swarm y las partículas de PSO otro. Ambos Swarms podrían incluso estarse ejecutando en ordenadores diferentes permitiendo además la incorporación de otros

ordenadores al proceso de búsqueda de soluciones. La autonomía propia de los agentes hace que si hubiera un problema en ACO o PSO que provocara su fallo, el otro agente continuaría trabajando y reorientando la búsqueda hacia las mejores soluciones del problema de optimización que se esté resolviendo.

ASO representa una forma genérica de considerar a los algoritmos de optimización basados en poblaciones de agentes que interactúan entre sí. Un determinado algoritmo evolutivo podría tener un mejor comportamiento que otro para resolver una determinada instancia de un problema de optimización. La posibilidad de usar varios tipos de algoritmos autónomos que se comuniquen sobre una plataforma común puede representar una ventaja desde el punto de vista de la capacidad de solución por la diversidad de la población global de agentes participantes. El objetivo que se persigue con ASO, en lugar de estrictamente combinar conocidos algoritmos generales de búsqueda de soluciones, es más bien poder integrar al trabajo con ellos, nuevos agentes con reglas de comportamiento específicas para el problema que se está resolviendo. La flexibilidad de poder integrar agentes con reglas de comportamiento específicas para la mejor solución de un problema es una de las fortalezas en la concepción de ASO. El uso de algoritmos evolutivos de carácter general como PSO, ACO, GA, unido a la incorporación de agentes con reglas específicas para facilitar la solución del problema que se esté resolviendo constituye una herramienta poderosa en la búsqueda de soluciones de ingeniería. Precisamente el concepto de poder introducir nuevos agentes dentro del proceso de solución, hace, en el caso del diseño de sistemas de distribución de agua, que las personas a cargo del proyecto formen parte activa como agentes dentro de la búsqueda de soluciones. Se terminó la época en la que se esperaba pacientemente por los resultados de un ordenador para que pudieran ser analizados por expertos humanos, con ASO los expertos humanos son también agentes que proponen soluciones e interactúan con otros agentes (humanos o no) para que entre todos se puedan encontrar mejores resultados considerando los objetivos propuestos.

En este punto específicamente ASO marca una diferencia con respecto a las definiciones de sistemas multi-agentes que se pueden encontrar en la literatura. Varias definiciones encontradas en la literatura expresan una idea similar a:

“Multiagent systems are system composed of multiple interacting computing elements, known as agents. Agents are computer systems with two important capabilities. First, they are at least to some extent capable of autonomous action –of deciding themselves what they need to do in order to satisfy their design objectives. Second, they are capable of interacting with other agents –not simply by exchanging data, but engaging in analogues of the kind of social activity that we all engage in every day of our lives: cooperation, coordination, negotiation, and the like.”

La pregunta de qué es un agente se presenta varias veces como una gran interrogante sin una respuesta definitiva en la literatura especializada. Sin embargo, las definiciones vistas por este autor tienen un punto en común: todas concuerdan en que los agentes están formados por códigos de computadora, es decir, su cuerpo no es otro que sólo códigos de computadora. Sin embargo, según las definiciones encontradas no existe algo que impida que un humano pueda ser considerado también como un agente; lo que no implica que un agente pueda ser considerado como un humano. En la opinión personal de este autor varios han sido los esfuerzos de la inteligencia artificial (distribuida o no) para lograr sistemas que puedan reemplazar a los humanos, imitando su comportamiento, en tareas específicas. ASO es una apuesta no por la sustitución sino más bien por la integración entre los humanos y el sistema propuesto.

En el ámbito de la ingeniería, esta concepción facilita el desarrollo de la inteligencia colectiva y amplía las posibilidades de trabajo en equipo. La actitud creadora y la experiencia que pueden aportar los especialistas a cargo ha de fundirse perfectamente con la capacidad y rapidez de cálculo de los ordenadores para afrontar satisfactoriamente los retos actuales y del futuro inmediato en ingeniería. ASO es un paso en dirección de esta integración. En la medida en que se mejore el comportamiento de los agentes artificiales, mayores serán las posibilidades siempre y cuando los agentes busquen el equilibrio justo y no la suplantación extrema de unos por otros.

Para finalizar esta sección, se sintetiza el concepto de ASO: Es un algoritmo basado en la filosofía de los sistemas multi-agentes y orientado a la solución de problemas de optimización para la toma de decisiones en ingeniería considerando uno o varios objetivos. Hace uso de la computación paralela y distribuida para integrar de manera extensible el comportamiento de diferentes agentes dentro de una plataforma común. El algoritmo está pensado para fomentar el desarrollo de la inteligencia colectiva y la interacción colaborativa entre agentes humanos y diferentes agentes que no lo son. Los agentes pueden integrarse en Swarms que pueden ser considerados igualmente como agentes en un grado de abstracción superior. La autonomía en un entorno de acciones asincrónicas por parte de los agentes es también un elemento distintivo que permite que el sistema global pueda reorientarse en dirección a sus objetivos incluso ante el fallo o el mal comportamiento de agentes individuales.

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA APROXIMACIÓN MULTI-OBJETIVO

En el diseño óptimo de sistemas de distribución de agua, como muchos otros problemas de optimización, los objetivos a optimizar están frecuentemente en conflicto unos con otros. Ante este hecho, más conveniente que encontrar una única solución, es mejor elaborar un conjunto de soluciones que representen el mejor compromiso posible entre todos los objetivos involucrados.

La solución de problemas de optimización multi-objetivos ha tenido dos tendencias fundamentales. Una de ellas es intentar convertir el problema a uno donde exista sólo un único objetivo para aplicar métodos típicos de los problemas de optimización con un solo objetivo. Para lograr esto es necesario establecer un vector de preferencias de los objetivos, lo cual implica contar con informaciones adicionales que ofrezcan una idea de qué objetivo debe tener más prioridad que otro. La segunda tendencia es el uso de métodos que busquen el conjunto de soluciones que representen el mejor compromiso posible entre los objetivos involucrados. En este caso, también habría que contar con informaciones adicionales para decidir luego cuál de las soluciones del conjunto encontrado ha de ser implementada. Como puede verse, en ambas tendencias se requiere algo de información adicional para que la decisión final pueda ser tomada. Sin embargo, en la primera tendencia, cuando el vector de preferencias es establecido, no existe una idea clara de las posibles consecuencias que dicho vector pueda originar. En la segunda tendencia, la información adicional teóricamente sería utilizada para seleccionar la solución más conveniente entre un conjunto de soluciones ya obtenidas y sobre el cual se pueden establecer más claramente las prioridades en la selección. De cualquier manera, si fuera posible conocer a priori qué peso debiera ser asignado a cada objetivo, lo mejor sería aplicar un método en el que se resuelva el problema como si fuera de un solo objetivo.

Los algoritmos evolutivos ofrecen ventajas para resolver problemas de optimización multi-objetivo en el sentido en que ellos directamente ya trabajan con una población de

soluciones. Según (Deb, 2002) la primera aplicación real de un algoritmo evolutivo para la solución de problemas con varios objetivos fue en (Schaffer, 1984)

Un problema de optimización multi-objetivo se define como la minimización (o maximización) de varios objetivos; cada uno de ellos pudiera ser minimizado (o maximizado) indistintamente:

$$\vec{f}(\vec{x}) = \left[\vec{f}_1(\vec{x}), \vec{f}_2(\vec{x}), \dots, \vec{f}_k(\vec{x}) \right] \quad (1)$$

cumpliéndose que:

$$g_i(\vec{x}) \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (2)$$

$$h_i(\vec{x}) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, p \quad (3)$$

donde

- $\vec{X} = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ es el vector de las variables de decisión
- $f_i : R^n \rightarrow R \quad i = 1, 2, \dots, k$ son los diferentes objetivos de la función
- $g_i, h_i : R^n \rightarrow R \quad i = 1, \dots, k / i = 1, \dots, p$ son las restricciones del problema.

La función objetivo en el caso de la optimización multi-objetivo constituye un espacio multi-dimensional al que suele llamarse espacio objetivo. Para cada punto del espacio de soluciones (constituido por las variables de decisión), existirá un punto en el espacio objetivo.

Con respecto a la optimización multi-objetivo algunas definiciones importantes deben quedar establecidas:

1. Dados dos vectores de solución $\vec{X}, \vec{Y} \in R^k$, se dice que el vector \vec{X} domina al vector

\vec{Y} (representado como $\vec{X} \prec \vec{Y}$) si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- La solución \vec{X} no es peor que \vec{Y} en ninguno de los objetivos.
- La solución \vec{X} es estrictamente mejor que \vec{Y} en al menos uno de los objetivos.

Si cualquiera de las condiciones anteriores no se cumple entonces la solución \vec{X} no domina a la solución \vec{Y} , pero esto no quiere decir que la solución \vec{Y} domine a la \vec{X} . Adicionalmente es importante señalar que la relación de dominancia entre dos soluciones es una propiedad transitiva: si \vec{X} domina a \vec{Y} y \vec{Y} domina a una solución \vec{Z} entonces también \vec{X} dominará a \vec{Z} .

2. El vector de variables de decisión $\vec{x} \in X \subset R^n$ se dice que es no dominado con respecto a X si no existe otro $\vec{x}' \in X$ para el que se cumpla que $\vec{f}(\vec{x}') < \vec{f}(\vec{x})$.
3. Un vector de variables de decisión $\vec{x}^* \in \mathcal{F} \subset R^n$ (\mathcal{F} es la región factible) es un óptimo de Pareto si no es dominado con respecto a \mathcal{F} .
4. El conjunto de óptimos de Pareto \mathcal{P}^* se define como
$$\mathcal{P}^* = \{\vec{x} \in \mathcal{F} \mid \vec{x} \text{ es un óptimo de Pareto}\}.$$
5. El frente de Pareto \mathcal{FP}^* se define como
$$\mathcal{FP}^* = \{\vec{f}(\vec{x}) \in R^k \mid \vec{x} \in \mathcal{P}^*\}.$$

El conjunto total de soluciones existentes puede dividirse en dos: el conjunto de las soluciones dominadas y el conjunto de las soluciones dominantes. Resolver un problema de optimización multi-objetivo tiene como finalidad encontrar el conjunto de soluciones dominantes, es decir, el conjunto de soluciones pertenecientes a la frontera de Pareto. Dicho conjunto tendrá más de un elemento sólo en los casos en que los objetivos en cuestión entren en conflicto. En la ausencia de informaciones adicionales, es difícil poder seleccionar una única solución entre el conjunto dominante, en principio, todas las soluciones pertenecientes a la frontera de Pareto son igualmente importantes. El grado de detalle con que se conozca la frontera de Pareto podrá influir significativamente en la solución final que se adopte.

Varias son las propuestas que pueden encontrarse para la solución de problemas multi-objetivos mediante algoritmos evolutivos (Deb, 2002). En el caso específico de Particle Swarm Optimization, cuyas ideas han sido tomadas en esta investigación, se pueden ver en (Reyes-Sierra y Coello Coello, 2006) diferentes adaptaciones y tendencias para hacer que el algoritmo pueda ser utilizado en la solución de problemas multi-objetivo.

En esta investigación se plantea un algoritmo ASO concebido para el diseño óptimo de sistemas de distribución de agua considerando un planteamiento multi-objetivo. Las ventajas de la propuesta que se hace se resumen a continuación:

- Tamaño de población variable: Los agentes que se incluyen por defecto tienen la capacidad de clonarse cuando se requiera aumentar la densidad de los puntos de la frontera de Pareto en una determinada región. El nuevo agente resultante de la clonación recibirá una posición inicial heredada del agente que le ha dado origen; dicha herencia podrá ser modificada en dependencia del éxito que tenga el agente en la búsqueda de soluciones. Existen trabajos donde se ha planteado la importancia de maximizar el número de elementos que pertenecen a la frontera de Pareto, en (Dupont et al., 2008) se propone un método para que las partículas se dirijan preferiblemente hacia las zonas de la frontera de Pareto con menor densidad. La solución de permitir variaciones en el tamaño de la población incrementa la versatilidad con que el algoritmo puede solucionar problemas; es difícil determinar a priori para un problema

que se desconoce el número de partículas más conveniente que debe estar explorando una determinada región.

- Ejecución en paralelo: Más de un agente podrá estar ejecutando acciones en el mismo momento, lo cual, permite aprovechar en mayor medida los recursos del ordenador y aumentar consecuentemente la cantidad de soluciones que puedan ser evaluadas por unidad de tiempo. Además, el comportamiento no secuencial, asíncrono y autónomo de los agentes permite la incorporación en tiempo real de otros agentes externos diferentes a los que originalmente han estado concebidos dentro el algoritmo ASO planteado. Esta característica refuerza la versatilidad del algoritmo.
- Ejecución distribuida: Varios ordenadores pueden estar implicados en la solución de un mismo problema. Los diferentes Swarms pueden estar distribuidos en uno o varios ordenadores y aprovecharse de las ventajas de la estructura que puedan formar.
- Participación del usuario como elemento distintivo de ASO: Llegar a soluciones finales satisfactorias no solo dependerá del algoritmo sino también de quien lo maneje. La decisión de qué solución tomar entre el conjunto de soluciones de la frontera de Pareto, cuando este tiene más de un elemento, requiere de la participación del usuario ya sea al inicio, durante, o al final de la ejecución del algoritmo. En el algoritmo elaborado el usuario participa de manera mucho más activa, decidiendo no sólo la solución final sino también las zonas de la frontera de Pareto que le interesa conocer con mayor detalle. Adicionalmente, el usuario puede solicitar información a los agentes sobre las soluciones que ha encontrado, puede modificar estas soluciones o elaborar nuevas y luego proponerle el resultado al algoritmo que se encargará de su evaluación. Este mecanismo puede conducir a que las propuestas del usuario modifiquen el comportamiento de uno o varios agentes involucrados en la solución. Por último debe señalarse que aunque se tome como referencia el término *usuario* en singular, el hecho de que se estén utilizando varios ordenadores puede conducir a que haya más de un usuario intercambiando información simultáneamente con el algoritmo. En (Deb, 2002) se hace referencia a varios trabajos relacionados con métodos de optimización interactivos que involucran a quienes toman las decisiones dentro del proceso de optimización (Jaszkiewicz y Slowinsky, 1994; Miettinen y Mäkelä, 1995; Buchanan, 1997) La forma de participación del usuario que se ha propuesto en este epígrafe como parte del algoritmo ASO no ha sido vista anteriormente en ninguno de los trabajos que fueron consultados.
- Incorporación de agentes que en su comportamiento utilizan reglas específicas del problema para aumentar las posibilidades de éxito en el proceso de búsqueda.

Para describir con más detalle el funcionamiento del algoritmo ASO que se propone se partirá del algoritmo PSO descrito en (Montalvo et al., 2008). A pesar de que dicho algoritmo PSO puede ser incorporado fácilmente sobre la plataforma ASO, las partículas (o agentes) por si solas no estarían preparadas para la solución de un problema de optimización multi-objetivo. El primer elemento discordante está en cómo pudiera ser seleccionado el líder en el algoritmo PSO debido a que esta selección, en un problema multi-objetivo responderá a la comparación entre vectores y no entre números reales resultantes de una función objetivo. Es lógico pensar que el líder en este caso debería pertenecer a la frontera de Pareto pero para ello existen dos inconvenientes:

1. ¿Cómo saber antes de seleccionar a la partícula líder cuál es el conjunto de soluciones de la frontera de Pareto? Si se supiera luego de ubicar inicialmente y de manera aleatoria a las partículas en el espacio de soluciones, entonces no sería necesario llevar a cabo ninguna búsqueda.
2. En caso de poder conocer un conjunto de soluciones pertenecientes a la frontera de Pareto, ¿cómo elegir la posición líder entre ellas?

Como respuesta a la primera interrogante se adoptó la hipótesis de que inicialmente la frontera de Pareto es totalmente desconocida y que las partículas deben ir aproximándose a ella todo lo que sea posible. En cada momento, del conjunto de partículas existentes, se puede seleccionar una frontera de Pareto aproximada compuesta por las partículas que contienen soluciones no dominadas. Considerando la frontera de Pareto aproximada que en cada momento se tenga, se puede obtener un vector que representa un punto en el espacio objetivo, cuyas componentes estén formadas por los mejores valores hasta el momento conocidos para cada uno de los objetivos individuales. A dicho punto se le denominará en lo adelante *punto singular*. Como respuesta a la segunda interrogante se decidió que la partícula (o agente) líder sería aquella que en el espacio objetivo más cerca esté del punto singular.

El punto singular no es algo que se conoce a priori sino que se va estimando dinámicamente en la medida en que se desarrolla la búsqueda de soluciones. Independientemente de cuán acertada sea su ubicación, la forma en la que se establezca la distancia a la que otras soluciones están separadas de él merece atención. Hay que tomar en cuenta que los objetivos involucrados en el diseño óptimo de sistemas de distribución de agua pueden ser inconmensurables. Es por ello que las distancias entre puntos del espacio objetivo se han tomado en función de los porcentajes que representan los valores y no de los valores en sí mismos.

El uso de las fronteras de Pareto ayuda considerablemente a la toma de decisiones de diseño y a valorar en su justa medida el peso que debe tener cada objetivo en la solución final. Restricciones típicas del problema, como es el caso de alcanzar una presión mínima deseada en la red, pueden ser consideradas como un objetivo independiente y así analizar a partir del gráfico de la frontera de Pareto las implicaciones de cumplir en mayor o menor medida con la restricción.

SOFTWARE DESARROLLADO Y APLICACIONES

Las ideas teóricas expuestas hasta el momento han sido el fundamento para la implementación práctica de un software dirigido al dimensionamiento óptimo de las tuberías en los sistemas de distribución de agua. El producto recibe la denominación de Water.Ing y puede ser ejecutado en cualquier ordenador donde la plataforma .Net 3.5 se encuentre disponible. Los ficheros de instalación del software están disponibles de manera gratuita para los interesados en www.ingeniousware.de

Entre las facilidades básicas que el programa ofrece está la de importar o exportar ficheros (.INP) de EPANET, lo cual permite que los usuarios puedan importar al programa toda la información que tengan en este formato.

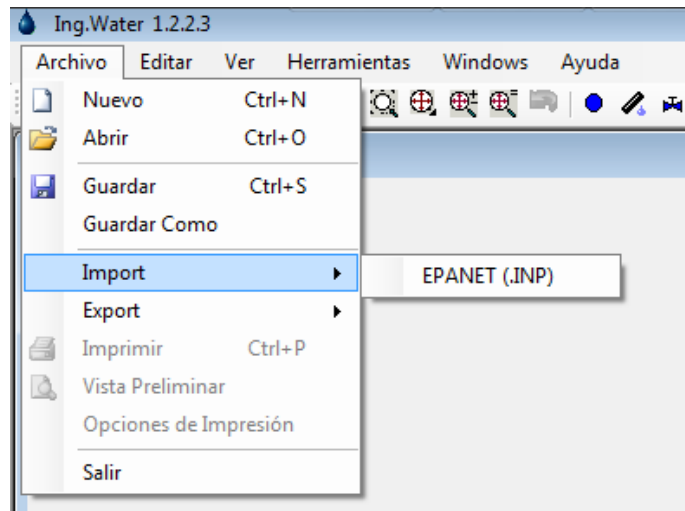


Figura 3. Importación de ficheros (.INP) de EPANET.

Varias herramientas están disponibles para manejar el plano de trabajo e insertar en él los elementos de la red. Dichas herramientas pueden accederse a través de una barra con botones análogos a los que existen en otros programas para los mismos fines. El uso de estas características será intuitivo para la mayoría de los usuarios que estén acostumbrados a trabajar con software de análisis de redes.



Figura 4. Barra de herramientas.

En la siguiente imagen se representa a la Red de Hanoi, clásico problema del benchmarking de diseño de redes de distribución de agua, una vez introducida en el software.

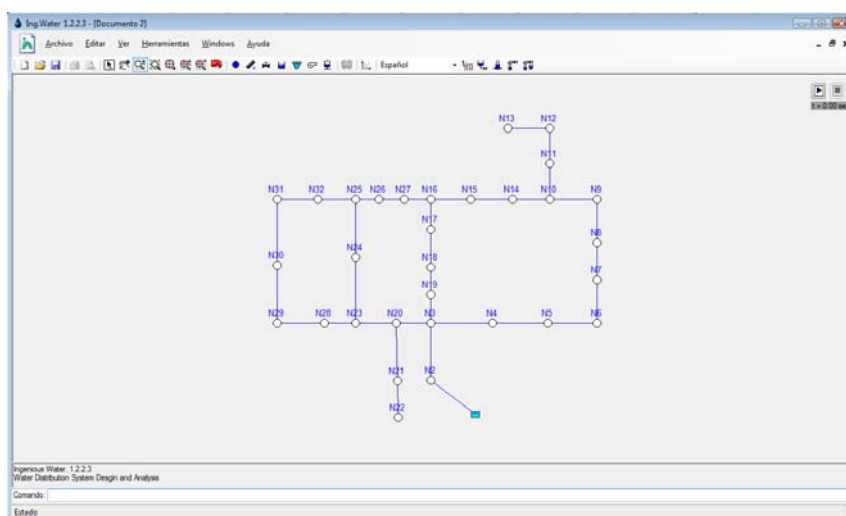


Figura 5. Red de Hanoi

Luego de tener los datos de la red introducidos, las opciones de diseño pueden ser accedidas desde el menú principal “Herramientas”. Para el ejemplo de la red de Hanoi, se ejecutó el diseño tomando en cuenta dos objetivos: la minimización del coste de inversión inicial y la minimización del déficit de presión en la red. El coste de inversión inicial es determinado como la sumatoria del coste de todos los tubos, una vez que sus respectivos diámetros han sido decididos. El déficit de presión en un nodo se entiende como la diferencia entre la presión mínima requerida en él y la presión existente según el diseño. Cuando la presión existente según el diseño es mayor que la presión mínima requerida entonces se asume que el déficit de presión es cero. El déficit de presión en la red corresponde a la sumatoria de los déficits de presión en cada uno de sus nodos.

Como resultado de la ejecución del diseño de la red de Hanoi se ha obtenido el gráfico donde se muestra la frontera de Pareto para el problema, según los objetivos planteados. Puede verse en dicho gráfico que el coste de inversión inicial en las tuberías comienza a crecer desproporcionadamente con la disminución del déficit de presión en la red. La relación entre un objetivo y otro podría llevar a la reconsideración del valor de 30 m.c.a. como presión mínima requerida en todos los nodos de la red. Conocer cómo el comportamiento de un objetivo con respecto al otro a través de la frontera de Pareto sin dudas ofrece una excelente información para apoyar el proceso de toma de decisiones de diseño.

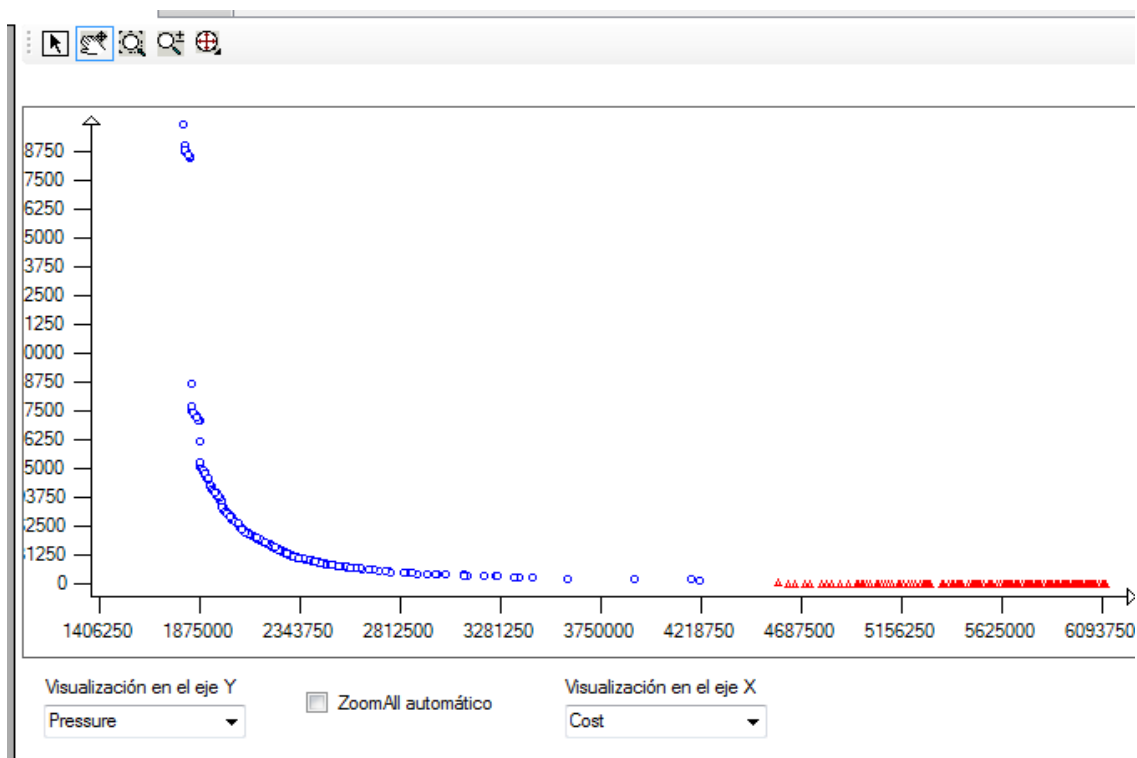


Figura 5. Resultados de la frontera de Pareto para la Red de Hanoi.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan algunas ideas teóricas y resultados de implementación práctica de un software que está orientado al dimensionamiento óptimo de las tuberías en las redes de distribución de agua. Se ha utilizado el ejemplo del problema de la Red de Hanoi para hacer una comparación de los resultados con las soluciones obtenidas por otros autores. Pudo constatarse que en la frontera de Pareto había una solución en la que no existía déficit de presión alguno y cuyo coste ascendía a los 6.096 millones de dólares, lo cual es una muy buena solución considerando los resultados obtenidos por otros autores para el mismo problema.

Contar con herramientas de este tipo favorece considerablemente el trabajo de los ingenieros y profesionales en general que trabajen en este campo. Las posibilidades del software para la consideración de varios objetivos hace que sea una herramienta muy útil para llevar a cabo decisiones de diseño en las que más de un objetivo esté en conflicto. El desarrollo posterior de esta herramienta y la documentación para su uso también estará accesible desde la web: www.ingeniousware.de.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado gracias a la beca MAE-AECI del programa II-E, convocatoria 09-10, concedida al autor principal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Buchanan, J. T. (1997). "A naive approach for solving MCDM problems: The GUESS method." Journal of the Operational Research Society **48**(2): 202-206.
- Deb, K. (2002). Multi-Objective Optimization using Evolutionary Algorithms, Wiley.
- Dupont, G., S. Adam, Y. Lecourtier y B. Grilheres (2008). "Multi-objective particle swarm optimization using enhanced dominance and guide selection." International Journal of Computational Intelligence Research **4**(2): 145-158.
- Jaszkiewicz, A. y R. Slowinsky (1994). The light beam search over a non-dominated surface of a multiple-objective programming problem. Tenth International Conference: Expand and Enrich the Domain of Thinking and Application.
- Martínez, J. B. (2007). "Quantifying the economy of water supply looped networks." Journal of Hydraulic Engineering-Asce **133**(1): 88-97.
- Miettinen, K. y M. M. Mäkelä (1995). "Interactive bundle-based method for nondifferentiable multi-objective optimization." Optimization **34**(2): 231-246.
- Montalvo, I., J. Izquierdo, C. D. Alonso y M. Herrera (2008). Aplicación de Particle Swarm Optimization (PSO) mejorada al diseño de sistemas de distribución de agua. VIII Seminario iberoamericano: planificación, proyecto y operación de sistemas de abastecimiento de agua (SEREA), Lisboa, Portugal.
- Reyes-Sierra, M. y C. A. Coello Coello (2006). "Multi-Objective Particle Swarm Optimizers: A Survey of the State-of-the-Art." International Journal of Computational Intelligence Research **2**(3).
- Schaffer, J. D. (1984). Some Experiments in Machine Learning Using Vector Evaluated Genetic Algorithms. Vanderbilt University. PhD Thesis.
- Walski, T. (2006). "A history of water distribution." Journal American Water Works Association **98**(3): 110-121.

OTIMIZAÇÃO OPERACIONAL DOS SISTEMAS ADUTORES PRATA E JUCAZINHO, PERNAMBUCO, BRASIL

Heber Pimentel Gomes¹ e Saulo de Tarso Marques Bezerra¹

Resumo – O presente trabalho objetiva elaborar um diagnóstico sobre a operação de dois sistemas de adução do nordeste brasileiro, que são responsáveis pelo abastecimento de aproximadamente 600 mil habitantes, e executar uma análise de pré-viabilidade técnica e econômica da reabilitação destes. As ações de reabilitação consideradas incluem a paralisação dos sistemas de bombeamento no horário de ponta do setor elétrico, substituição de conjuntos motor-bomba de 750 cv, instalação de válvulas de controle automáticas e a implantação dos sistemas de automação. A análise econômica do projeto demonstrou um alto nível de rentabilidade econômica, com um tempo de retorno de capital de 2,6 anos e uma taxa interna de retorno de 45,9%.

Abstract – This paper aims to establish a diagnosis on the operation of two pipeline systems in northeastern Brazil, which are responsible for supplying approximately 600 thousand inhabitants. It also has the objective of making an analysis of pre-technical and economic feasibility of rehabilitation of supplying system. The rehabilitation considered include the suspension of pumping systems in peak time electricity sector, replacing the sets of pump-motor 750 hp, installation of control valves and automatic deployment of automation systems. The economic analysis of the project demonstrated a high level of economic profitability, with a return time of capital of 2.6 years and an internal return rate of 45.9%.

Palavras chave: análise econômica, eficiência energética, eficiência hidráulica.

Keywords: economic analysis, power efficiency, hydraulics efficiency.

¹ Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS), João Pessoa, Brasil – Telefone: (+55) 83 32167037 – E-mail: heberp@uol.com.br e s.bezerra@yahoo.com.br.

INTRODUÇÃO

Pode-se definir reabilitação como qualquer intervenção no sistema que prolongue sua vida útil, melhorando seu desempenho hidráulico, estrutural e da qualidade da água (GOMES e BEZERRA, 2007). De acordo com Barbosa e Venturini (2002), a importância da reabilitação está intimamente ligada à diminuição dos custos operacionais, o aumento da segurança e da confiabilidade dos serviços prestados, através de medidas que retardem ao máximo os investimentos em futuras expansões e possibilitem um planejamento cauteloso das futuras ampliações do sistema.

Segundo o relatório da Alliance (JAMES et al., 2002), entre dois e três por cento do consumo de energia do mundo são usados no bombeamento e tratamento de água para residências urbanas e industriais. Este consumo de energia, na maioria dos sistemas de água em todo o mundo, poderia ser reduzido em pelo menos 25%, por meio da implantação de ações que promovam o aumento da eficiência.

As perdas de energia elétrica das companhias de saneamento ocorrem majoritariamente nas estações elevatórias e originam-se principalmente por causa da baixa eficiência dos equipamentos eletromecânicos, por procedimentos operacionais inadequados e por falha na concepção dos projetos (GOMES, 2009).

No Brasil, os gastos com energia elétrica nas empresas de saneamento constituem o segundo item no orçamento das despesas de exploração. Sendo que nos sistemas de distribuição de água a energia consumida pelas elevatórias representam de 90 a 95% do consumo total de energia elétrica do sistema. Estes custos, em muitos casos, ultrapassam, ao longo da vida útil dos projetos, os custos de investimento das instalações.

No Brasil, as iniciativas de implantação de planos de otimização para o aumento da eficiência dos sistemas são modestas, com parte das empresas de saneamento tendo pouco, ou quase nenhum controle e/ou procedimento voltado para a diminuição dos custos de energia.

Visto que os recursos financeiros disponíveis nas empresas de saneamento são, geralmente, limitados e insuficientes para reabilitar seus sistemas, estudos de viabilidade econômica são imprescindíveis para hierarquizar as medidas de reabilitação mais urgentes e eficazes a serem tomadas (BASTOS et al., 2008). O presente trabalho objetiva elaborar um diagnóstico sobre a operação de dois sistemas adutores da Companhia Pernambucana de Saneamento - COMPESA, localizada no nordeste brasileiro, que abastecem aproximadamente 600 mil habitantes, e executar uma análise de pré-viabilidade técnica e econômica da reabilitação destes. As ações de reabilitação consideradas incluem a paralisação do sistema no horário de ponta, instalação de válvulas de controle automáticas e a implantação da automação dos sistemas.

ÁREA DE ESTUDO

Os dois sistemas analisados são o Sistema Prata e o Sistema Jucazinho, ambos abastecem a cidade de Caruaru e a região circunvizinha (estado de Pernambuco). Os estudos destes sistemas são apresentados conjuntamente porque possuem concepções e problemas semelhantes. Estes recalcam água através de estações elevatórias em cascata, com vazões e alturas manométricas muito elevadas, o que acarreta altíssimos consumos de energia elétrica. Os dados utilizados neste trabalho foram, na sua grande maioria, disponibilizados pela COMPESA, referentes ao ano de 2007 e aos meses de janeiro a agosto de 2008.

O Sistema Adutor do Prata abastece a estação de tratamento de água (ETA) Petrópolis, localizada e responsável pelo abastecimento da cidade de Caruaru (aproximadamente 300 mil

habitantes), e é formado pelas unidades de captação e adução por recalque e gravidade. A captação é feita na barragem do rio do Prata, onde a água é aduzida por gravidade até a Estação Elevatória 01 (EE-01). A EE-01 é o ponto de partida para o transporte da água bruta para Estação Elevatória 02 (EE-02) e para a localidade de Batateiras. Da EE-02 ocorre a adução de água bruta para Estação Elevatória 03 (EE-03), que tem por destino final a ETA Petrópolis (ver Figura 1).

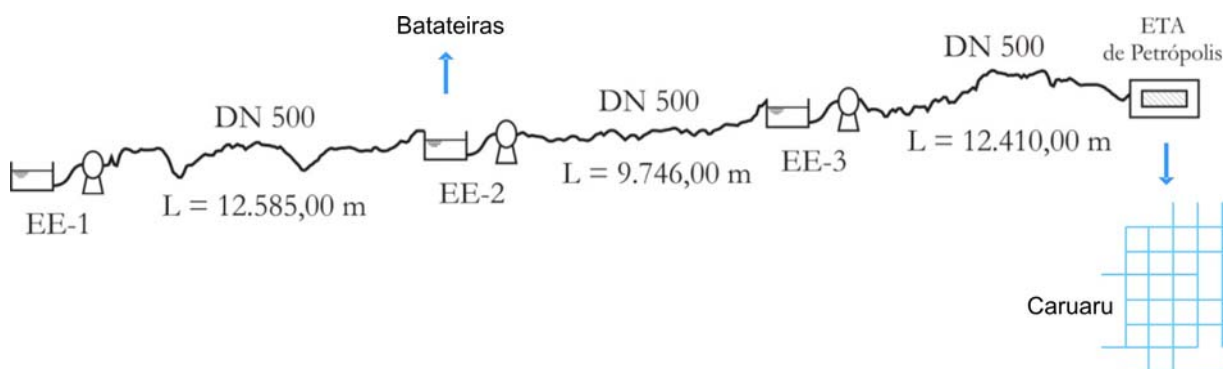


Figura 1 - Esquema do sistema adutor do Prata

O valor médio faturado das tarifas de energia elétrica (consumo mais demanda) das três elevatórias, nos meses de julho e agosto de 2008, foi de R\$ 634.962,44 (246 mil euros) com um valor médio mensal de multas de R\$ 294,85. Neste período, o consumo médio mensal de energia elétrica das três elevatórias foi superior a 2 milhões de kWh, sendo 1.995.792 kWh no horário fora de ponta e 122.870 kWh no horário ponta. Para uma vazão média de 400 L/s no período considerado, corresponderá um volume produzido mensal de 1.036.800 m³ (adotando-se um período mensal com 30 dias). Com base nos dados antes mencionados, o consumo específico de energia elétrica (CE) do Sistema Prata foi de, aproximadamente, 2 kWh/m³. A potência, atualmente, contratada pela COMPESA à Companhia de Eletricidade de Pernambuco (CELPE) para as três elevatórias do Sistema Prata é de 3,35 MW para os horários ponta e fora de ponta.

O Sistema Adutor do Jucazinho compreende as unidades de captação, tratamento e adução por recalque e por gravidade. Tem como principal finalidade o abastecimento de água de 23 localidades do Agreste e Zona da Mata Norte do estado de Pernambuco, destacando-se as cidades de Caruaru, Bezerros, Surubim, Taquaritinga do Norte e Toritama.

As oito estações elevatórias do Sistema Jucazinho encontram-se entre as maiores da COMPESA, resultando numa potência total instalada de 20 MW. Para estas EEs, a vazão nominal varia de 120 L/s a 1300 L/s e as alturas manométricas de 86 mca a 150 mca. Convencionou-se o uso das nomenclaturas Tramo Norte e Tramo Sul para as adutoras deste sistema. O Tramo Norte é constituído pela ETA de Surubim e as estações elevatórias 8 e 9, responsabilizando-se pelo abastecimento das cidades de Surubim, Vertente do Lério, Santa Maria de Cambucá, Frei Miguelinho, Vertentes, Toritama e Santa Cruz do Capibaribe. O Tramo Sul é constituído pelas estações elevatórias 1, 2, 3, 4, 5 e 6, abastecendo as cidades de Cumaru, Passira, Gravatá, Bezerros, Ameixas, Riacho das Almas e Caruaru. Ambos os tramos também são responsáveis pela produção de água a vários vilarejos, distritos e povoados (ver Figura 2).

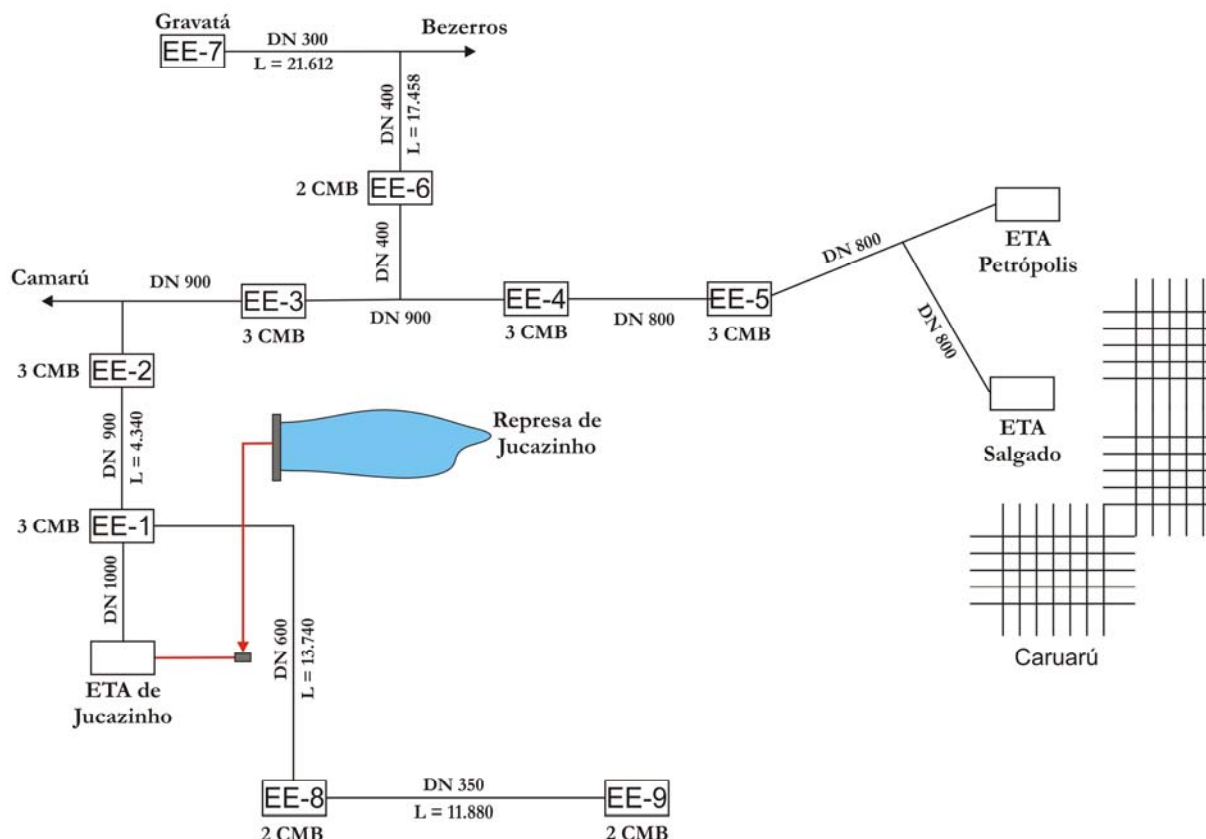


Figura 2 - Esquema do sistema adutor de Jucazinho

A captação é feita na barragem do Jucazinho, de onde a água é aduzida por gravidade para as EE-01 e ETA-Surubim, pontos de partida que distribuem água para os Tramos Sul (EE-01, EE-02, EE-03, EE-04, EE-05 e EE-06) e Norte (EE-08 e EE-09).

Levando em consideração dados de 2007 e 2008, o consumo médio mensal de energia elétrica das oito elevatórias foi superior a 6 milhões de kWh, sendo 5.754.998 kWh no horário fora de ponta e 279.151 kWh no horário ponta. O valor médio faturado das tarifas de energia elétrica (consumo mais demanda) foi de R\$ 1.323.433,09 (513 mil euros) com um valor médio mensal de multas de R\$ 10.287,79. Para uma vazão média, do Sistema Jucazinho, de 1150 L/s no período considerado, corresponderá um volume produzido mensal de 2.980.800 m³, adotando-se um período mensal com 30 dias. Com base nestes dados, o consumo específico de energia elétrica (CE) do Sistema Jucazinho foi de, aproximadamente, 2 kWh/m³. A potência, atualmente, contratada pela COMPESA à CELPE para as oito elevatórias do Sistema Jucazinho é de 11,71 MW para o horário fora de ponta e de 5,51 MW para o horário ponta.

O principal problema operacional dos sistemas adutores do Prata e de Jucazinho é o consumo excessivo de energia elétrica, nos quais os valores dos consumos específicos de energia elétrica são da ordem de 2 kWh/m³. De acordo com dados do Sistema Nacional de Informação em Saneamento do Brasil, o valor médio do consumo específico de energia elétrica para as empresas estaduais de distribuição de água do Brasil, referente ao ano de 2006, foi de 0,68 kWh/m³. A nível mundial o valor médio do CE é de 0,60 kWh/m³. A razão principal deste alto índice se deve ao valor elevado do desnível geométrico entre a captação e a cidade de Caruaru e dos consideráveis comprimentos das adutoras. A altura geométrica do recalque total das três elevatórias do Prata é de 241,1 m, sendo 378,9 m a cota do NA mínimo

do poço de sucção da EE-01 e 620,0 m a cota da entrada da ETA de Petrópolis. A altura geométrica do recalque total das cinco elevatórias em série de Jucazinho é de 331,5 metros, sendo 243,5 m a cota do NA mínimo do poço de sucção da EE-01 e 575,0 m a cota da entrada da ETA de Salgado.

Pela razão antes mencionada, é necessário otimizar as operações dos dois sistemas com o aumento, também, das eficiências eletromecânicas das estações elevatórias. O Sistema Prata necessita de sincronia operacional para evitar que as bombas trabalhem com seus registros estrangulados, o que está ocorrendo, atualmente, nas elevatórias EE-01 e EE-03. O estrangulamento dos registros na saída das bombas provoca o aumento de perdas de carga hidráulica, que se traduzem em perdas de energia no sistema. As adutoras do Prata e de Jucazinho deveriam estar operando com sistemas de automação para controlar os acionamentos dos conjuntos elevatórios, levando-se em conta que as elevatórias estão situadas em localidades com difícil acesso e a certa distância ao Centro de Controle Operacional, na cidade de Caruaru. Esta ausência de automação é prejudicial ao bom funcionamento dos sistemas de recalque em cascata, e do controle da quantidade de água bruta a ser tratada nas ETAs da cidade de Caruaru (Petrópolis e Salgado). As aberturas e fechamentos dos registros de controles dos conjuntos motor-bomba vêm sendo realizados manualmente, necessitando da participação de vários operadores para manobrar os pesados registros.

Outro problema de certa relevância nos sistemas Prata e Jucazinho é a elevada necessidade de água demandada pela cidade de Caruaru. Segundo dados do Núcleo de Controle Operacional do Agreste, pertencente à COMPESA, a cidade de Caruaru tem demandado, atualmente, aos sistemas Prata e Jucazinho, uma vazão média contínua de 1000 L/s, considerando as diferentes vazões distribuídas pelos dois sistemas durante os horários ponta e fora de ponta. De acordo com dados do censo demográfico e da análise de crescimento populacional de Caruaru, a população atual da cidade é de, aproximadamente, 275 mil habitantes. Para uma vazão média contínua de 1000 L/s, o consumo per capita bruto, atualmente distribuído para a população da cidade é de aproximadamente 300 L/hab/dia. Este valor é bastante alto, o que significa dizer que as perdas de água existentes na cidade são muito elevadas.

Em termos comparativos, de acordo com a Companhia de Água e Esgoto da Paraíba - CAGEPA (estado vizinho a Pernambuco), atualmente, a vazão média contínua distribuída para a cidade de Campina Grande, e municípios vizinhos (população de cerca de 420 mil habitantes), é de 1100 L/s. Para os valores de vazão e população mencionados, corresponderá uma vazão distribuída per capita de 226 L/hab/dia. Vale salientar que Campina Grande possui condições climáticas e sócio-econômicas semelhantes à cidade de Caruaru.

METODOLOGIA

A otimização dos sistemas adutores do Prata e de Jucazinho, com vistas à minimização do consumo de energia elétrica, requer modificações nos procedimentos operacionais das estações elevatórias e possíveis intervenções físicas em partes do sistema. De uma maneira geral, as intervenções físicas poderão ocorrer através de:

- + Adequação dos rotores de determinadas bombas.
- + Substituição dos motores *standard* por motores de alto rendimento.
- + Implantação de *soft-starter* para acionamento dos motores.
- + Construção de reservatório de regularização para parada do bombeamento no horário de ponta.

- + Substituição dos conjuntos motor-bomba (CMB) para se adequarem às novas características hidráulicas do sistema.
- + Substituição dos registros por válvulas de controle automáticas.
- + Implantação do sistema de automação e controle.

Após a análise do funcionamento operacional de ambos os sistemas pôde-se verificar que a medida mais eficaz para a diminuição dos custos com energia elétrica é a paralisação total dos bombeamentos no horário ponta (das 17:30 h às 20:30 h), pois a tarifa de energia neste horário é 7,5 vezes o valor da tarifa no horário fora de ponta. No Quadro 1 encontram-se os valores das tarifas pagas em 2008, pela COMPESA à CELPE, correspondentes à modalidade horossazonal verde, que é a aplicada ao Sistema Prata. Nesta modalidade a tarifa de demanda é idêntica para os horários ponta e fora de ponta.

Quadro 1: Tarifas de consumo e demanda aplicadas às faturas de energia

Modalidade tarifária	Consumo		Demanda	
	Tcp (R\$/kWh)	Tcfp (R\$/kWh)	Tdp (R\$/kWh)	Tdfp (R\$/kWh)
Tarifa Azul - THA (A3)	0,29449	0,17901	33,48219	7,84211
Tarifa Azul - THA (A4)	0,29449	0,17901	63,47483	19,3864
Tarifa Verde - THV	1,34136	0,17901	19,38640	19,3864

Para parar os conjuntos motor-bomba no horário ponta é necessário que seja construído reservatórios de regularização para acumular, durante o horário fora de ponta, o volume distribuído no horário de ponta. Além disso, devem-se incrementar as vazões das estações elevatórias, durante o período fora de ponta, para suprir o volume dos reservatórios de regularização.

Para que a reabilitação do sistema ocorra com o aumento de eficiência energética, não basta que só haja a redução dos custos com energia elétrica; é necessário que as intervenções sejam economicamente viáveis. Para tanto deve ser realizada uma análise econômica para a comprovação da viabilidade do investimento proposto.

Neste estudo, a análise econômica envolve os custos de investimentos (fixos) e os custos de operação (variáveis), que compreende os de energia elétrica. Os custos de investimentos são aqueles realizados na fase de reabilitação do sistema, são eles: aquisição de um conjunto motor-bomba de 750 cv e de válvulas de controle automáticas, construção de reservatórios de regularização e a implantação dos sistemas de automação e controle.

Sabendo que a alteração não possui restrições com relação aos aspectos técnicos, ambientais e sociais, a viabilidade da reabilitação será comprovada apenas pela análise de viabilidade econômica através dos seguintes métodos: Valor Presente Líquido (*VPL*), Relação Benefício/Custo (*B/C*), Taxa Interna de Retorno (*TIR*) e Tempo de Retorno de Capital (*TRC*).

O *VPL* representa o somatório dos benefícios e custos, envolvidos ao longo do alcance de projeto, atualizados para o instante zero, sendo calculado através da Equação (1).

$$VPL = B \times FVP - I \quad (1)$$

Onde:

B = valor do benefício que incide no final do primeiro ano de projeto;

FVP = fator de valor presente, representado pela Equação (2);

I = custo de investimento do empreendimento que incide no instante inicial do projeto.

$$FVP = \frac{(1+e)^n - (1+i)^n}{(1+e) - (1+i)} \times \frac{I}{(1+i)^n} \quad (2)$$

Onde:

e = taxa de aumento anual de energia elétrica;

i = taxa efetiva de juros anuais;

n = alcance de projeto.

Na análise do VPL o investimento será atrativo caso este indicador seja maior que zero, não atrativo quando menor que zero e indiferente quando igualado a zero.

O B/C é a relação entre os benefícios e custos envolvidos no projeto, contabilizados numa mesma referência de tempo (valores presentes ou anuidades). Sendo o B/C maior que 1, significa que o investimento é atrativo, caso contrário não é atrativo, e se for igual a um o investimento é indiferente.

A TIR é a taxa de juros que zera o VPL do empreendimento. Para um investimento ser considerado atrativo, a TIR deve ser maior que a taxa de juros empregada, caso contrário o investimento é dito inviável, sendo o mesmo indiferente quando a TIR se iguala com a taxa de juros.

O valor de TRC indica quanto tempo é necessário para que os benefícios se igualem ao custo de investimento. São dois os indicadores do Tempo de Retorno do Capital (TRC): o TRC não descontado e o TRC descontado, o primeiro é definido como sendo o período de tempo (meses ou anos) necessário para o retorno do investimento inicial, sem considerar as taxas de juros e de aumento das grandezas monetárias durante a análise do projeto; o segundo representa o número de períodos que zera o valor presente do projeto, levando-se em conta a taxa de juros e de aumento das parcelas incidentes no fluxo de caixa (GOMES, 2009).

A análise do Tempo de Retorno do Capital está diretamente relacionada com a duração da vida útil do projeto. Se o tempo de retorno do capital é superior ao período de vida útil do projeto, o investimento correspondente não será atrativo.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Atualmente, o Sistema Prata, durante o horário ponta, abastece a ETA de Petrópolis com apenas um conjunto motor-bomba funcionando em cada uma das três elevatórias, em série, com uma vazão média de 230 L/s. Para atender à ETA Petrópolis com a vazão de 230 L/s, durante as três horas do horário ponta, a capacidade mínima do reservatório de regularização é de 2.484 m³. O custo de um reservatório em concreto armado para atender este volume, com as conexões metálicas necessárias, foi orçado em R\$ 990.826,00.

Com a parada das bombas do Sistema Prata se deixará de consumir a energia gasta pelos três conjuntos (um de cada elevatória), que atualmente operam simultaneamente durante as 3 horas do horário ponta. Com as paradas dos conjuntos motor-bomba o sistema deixa de consumir, em média, 122.870 kWh mensais no horário ponta. Com base na energia e demanda economizadas e nos valores das tarifas de consumo e de demanda, a economia média mensal proporcionada com a parada dos conjuntos do Sistema Prata é de R\$ 164.813,31. O volume de água reservado no reservatório de regularização deve advir do aumento da vazão das elevatórias no período fora do horário ponta. O aumento da vazão é obtido da divisão do volume a ser armazenado no horário ponta pelo período de tempo do horário fora de ponta. Este valor corresponde a menos de 10% da vazão média aduzida pelo sistema fora do horário ponta, que é de 400 L/s. Admitindo-se, a favor da segurança, que a potência dos conjuntos motor-bomba das três elevatórias aumentará 10%, haverá um aumento do consumo de energia de 10% fora do horário ponta. Com base nos cálculos executados, haverá um acréscimo médio mensal de energia fora do horário ponta de 199.579 kWh e de 335 kW na demanda a ser contratada. A partir dos valores das tarifas, haverá um acréscimo médio mensal de R\$ 42.221,12 na fatura de energia do Sistema Prata. No entanto, a economia do custo médio mensal líquido de energia elétrica, no Sistema Prata será de R\$ 122.592,19.

Para o sistema de Jucazinho atender 100% da demanda será necessário construir 8 reservatórios para distribuir água às diversas localidades abastecidas pelo sistema, além de aumentar as vazões das estações elevatórias, durante o período fora de ponta, para suprir os volumes dos reservatórios de regularização.

Com as paradas dos conjuntos motor-bomba de Jucazinho o sistema deixa de consumir, em média, 279.151 kWh mensais e deixa de demandar 5,23 MW de potência no horário ponta. Com base na energia e demanda economizada e nos valores das tarifas de consumo e de demanda, a economia média mensal proporcionada com a parada dos conjuntos é de R\$ 279.076,51. Devido ao aumento da vazão no horário fora de ponta haverá um acréscimo médio mensal de energia fora do horário ponta de 176.130 kWh e de 305 kW na demanda contratada, resultando em um acréscimo médio mensal de R\$ 44.382,79. No entanto, haverá uma economia do custo médio mensal líquido de energia elétrica, no Sistema Jucazinho, de R\$ 234.693,72.

Intervenções Complementares

Reabilitação da elevatória EE-02 do Sistema Prata: Atualmente a estação elevatória EE-01 opera continuamente com um dos registros parcialmente fechado, isto ocorre porque a EE-02 não dispõe de capacidade para recalcar a vazão máxima oriunda da EE-01. Concomitantemente, como a capacidade de recalque da EE-03 é maior do que a da EE-02 um dos conjuntos da EE-03 opera com o registro parcialmente estrangulado. Desta forma, os conjuntos motor-bomba da EE-02 devem ser redimensionados com capacidades de recalque compatíveis com os conjuntos da EE-01 e EE-03. De acordo com o fabricante das bombas instaladas atualmente, o custo de implantação unitário de um conjunto motor-bomba (com acessórios) de 750 CV, para operar com as vazões e alturas manométricas compatíveis com o recalque de EE-02 para EE-03 é da ordem de 750 mil reais. Portanto, o custo de investimento para reabilitar a estação elevatória EE-02 (dois conjuntos elevatórios) é de 1,5 milhões de reais.

Implantação de válvulas de controle automáticas: Para a melhoria da eficiência da operação dos sistemas, os acionamentos “liga-desliga” dos conjuntos motor-bomba deverão ser efetuadas com o auxílio de válvulas de controle automática, que são manejadas eletronicamente. O custo unitário de implantação de uma válvula controladora de bomba

DN 400 foi cotado em 70 mil reais. Para as três elevatórias do Sistema Prata haverá a necessidade de implantação de 6 válvulas controladoras de bomba, perfazendo um custo de investimento de 420 mil reais. Para as oito elevatórias do Sistema Jucazinho haverá a necessidade de implantação de 19 válvulas controladoras de bomba, perfazendo um custo de investimento em torno de 1,33 milhões de reais.

Implantação do sistema de automação e controle (sistema tipo SCADA): A operação correta de um macro sistema adutor do porte do Prata e de Jucazinho não deve prescindir de um sistema de automação para controlar adequadamente os acionamentos dos conjuntos motor-bomba e permitir o seu monitoramento e operação de forma otimizada. O monitoramento da operação das elevatórias, reservatórios e ETA, através do seu Centro de Controle Operacional, além de garantir um melhor funcionamento do sistema adutor como um todo, permitirá visualizar “em tempo real” as condições operacionais de todo o sistema e tomar decisões para evitar o pagamento de multas pela ocorrência de possíveis transitórios hidráulicos e elétricos (picos de corrente). Mediante cotação comercial, o orçamento aproximado para a automação do sistema adutor do Prata, compreendendo os controles automáticos de liga e desliga dos conjuntos motor-bomba, juntamente com os níveis de reservatórios de regularização e da chegada de água à ETA de Petrópolis, foi de 400 mil reais. Para Jucazinho, o custo de implantação para a automação do sistema adutor, foi de 1,1 milhões de reais.

A análise de pré-viabilidade econômica das intervenções propostas para a diminuição do consumo e custo de energia elétrica para os Sistema Prata e Jucazinho está embasada nos seguintes dados: custo energético economizado; custo de investimento das intervenções propostas; alcance do projeto; taxa de juros anual esperada e taxa de aumento do custo energético. Considerando os custos economizados mensais de energia elétrica, haverá uma economia anual, nos dois sistemas, de R\$ 4.287.430,96. Esta economia se traduz em benefício no fluxo de caixa para a obtenção dos indicadores econômicos do estudo de pré-viabilidade (ver Figura 3). O custo de investimento das intervenções propostas em Prata e Jucazinho será igual à soma dos custos de: reservatórios de regularização, válvulas de controle, bomba e automação do sistema. O custo total de investimento dos dois sistemas é de R\$ 10.313.331,28.

Para a análise econômica proposta o alcance do projeto de eficiência energética é de 10 anos, a taxa de juros anual adotada é de 6,5% ao ano e a de aumento da energia é de 6% ao ano.

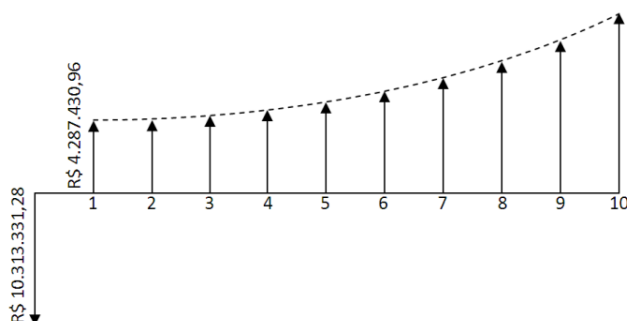


Figura 3 - Fluxo de caixa da análise econômica dos sistemas Prata e Jucazinho

Em resumo, os resultados alcançados dos indicadores econômicos foram:

- + Relação Benefício Custo: $B/C = 3,82$;
- + Valor Presente Líquido: $VPL = R\$ 29,1$ milhões;
- + Tempo de Retorno do Capital: $TRC = 2,6$ anos;
- + Taxa Interna de Retorno: $TIR = 45,9\%$ ao ano.

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos deste trabalho, referentes ao diagnóstico e aos estudos de pré-viabilidade técnica e econômica dos sistemas Prata e Jucazinho são extremamente positivos e animadores. Com a implantação das ações, recomendadas nos estudos de pré-viabilidade, a COMPESA poderá economizar, aproximadamente, R\$ 122.592,19 na fatura mensal de energia elétrica do Sistema Prata, o que corresponde a 19,3% da conta de energia paga atualmente à CELPE. Para o Sistema Jucazinho a economia mensal poderá ser de, aproximadamente, R\$ 234.693,72, o que corresponde a 17,7% da conta de energia paga atualmente à CELPE. Para a obtenção das economias antes apontadas, será necessário parar todas as estações elevatórias de Prata e Jucazinho no horário de ponta do consumo de energia elétrica. Neste caso, para que não haja prejuízo ao abastecimento de todas as localidades atendidas, serão necessários investimentos de 3,3 milhões de reais para o Sistema Prata e de 7 milhões para Jucazinho.

Vale ressaltar, ainda, que a análise econômica realizada neste trabalho considerou que a vida útil dos equipamentos e obras civis a serem implantados nos sistemas Prata e Jucazinho seria de 10 anos. No entanto, a vida útil dos equipamentos geralmente é superior a 10 anos e das obras civis a 30 anos, o que melhoraria, ainda mais, os indicadores de viabilidade econômica de ambos os projetos. Todos os equipamentos e obras civis foram dimensionados com folgas, em favor da segurança.

Além do aspecto da viabilidade econômica plenamente favorável, conforme demonstrado neste trabalho, deve-se considerar que as intervenções propostas, visando à redução e custo de energia elétrica dos sistemas Prata e Jucazinho, proporcionam benefícios operacionais consideráveis, já que os dois sistemas passarão a operar de forma automatizada, favorecendo um maior e melhor controle de todo o sistema, se refletindo na melhor qualidade do serviço prestado. Com o maior controle do sistema, haverá redução de multas provocadas por falta de monitoramento dos possíveis transientes elétricos (picos de corrente). Os acionamentos de liga e desliga dos conjuntos motor-bomba passarão a ser executados com válvulas automáticas, dispensando o trabalho pesado de manejo manual dos registros.

Recomenda-se a realização de campanhas de combate a perda de água e do uso racional da água por parte da demanda, que proporcionarão uma melhor confiança e a garantia de continuidade do abastecimento nos sistemas atendidos por Prata e Jucazinho.

Por último, deve ser ressaltado que o trabalho de eficiência energética proposto trará um benefício significativo para o setor elétrico brasileiro. Com as paradas das estações elevatórias no horário ponta se evitará disponibilizar 8,58 MW de potência neste horário.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARBOSA, P. S. F.; VENTURINI, M. A. G. (2002) “*Subsídios à escolha de técnicas de reabilitação de redes de distribuição de água*”, Seminário: Planejamento, Projeto e Operação de Redes de Abastecimento de Água: O Estado da Arte e Questões Avançadas. João Pessoa, Brasil.
- BASTOS, C. C. O.; GOMES, H. P.; SILVA, J. S. O. P. (2008) “Reabilitação do sistema de abastecimento de água da cidade de Fundão - Brasil”, In: RAMOS, H. M., COVAS, D. I. C., GONÇALVES, F. V., SOARES, A. K. (eds). *Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem*. 1ª ed., Lisboa, Portugal, IST - CEHIDRO.
- GOMES, H. P. (2009) “*Eficiência Hidráulica e Energética em Saneamento: Análise Econômica de Projetos*”. 2ª ed, João Pessoa, Brasil, Editora UFPB.
- GOMES, H. P.; BEZERRA, S. T. M. (2007) “Reabilitação de sistemas de distribuição de água”. In: GOMES H., GARCIA R., REY (eds). *Abastecimento de Água - O Estado da Arte e Técnicas Avançadas*. 1ª ed., João Pessoa, Brasil, Editora Universitária da UFPB.
- JAMES, K.; CAMPBELL, S. L.; GODLOVE, C. E. (2002) “*Água e energia - Aproveitando as oportunidades de eficiência de água e energia não exploradas nos sistemas municipais*”. Alliance - Aliança para Conservação de Energia. Washington, USA.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE SOLUCIONES EN EL DISEÑO DE REDES DE AGUA CON HARMONY SEARCH

Mora-Melia, Daniel¹; Iglesias-Rey, Pedro L.¹; Fuertes-Miquel, Vicente. S¹; Martínez-Solano, Francisco J.¹

Resumen – Las técnicas meta-heurísticas son métodos de optimización que permiten la búsqueda de soluciones más allá de los mínimos locales del espacio de soluciones. Esto permite, en ocasiones, ampliar el campo de búsqueda y con ello, la capacidad de obtener buenas soluciones. Harmony Search (HS) es una técnica heurística de optimización utilizada en el diseño de redes de agua.

Inicialmente, el trabajo muestra los resultados obtenidos por HS en una red de distribución ampliamente estudiada en la literatura (red de Hanoi). Los resultados muestran la bondad del método. Del mismo modo, se realiza un análisis estadístico con las soluciones obtenidas. Este análisis permite verificar los parámetros de cálculo más adecuados para el método propuesto. La segunda parte del trabajo analiza la influencia de los parámetros de harmony search en la velocidad del algoritmo. El objetivo es encontrar la mejor configuración para el problema, de modo que se encuentren mejores soluciones en menor tiempo.

Abstract – The meta-heuristic techniques are optimization methods that allow the search beyond local minimums, which extends in many occasions the search field, and therefore, the capacity to obtain good solutions. The Harmony Search (HS) is a heuristic technique of optimization used for water distribution networks design.

Initially, the work displays the results of the HS on a water network studied in the literature (network of Hanoi). The results show the kindness of the method. Also is made a statistical analysis of the obtained solutions. This analysis allows verifying the values of the harmony parameters more suitable for the proposed method. The second part analyzes the influence of harmony parameters in the velocity of the algorithm. The aim is to find the most suitable configuration of the problem, so that good solutions are obtained in the less time.

Palabras clave: Diseño, Redes de distribución de agua, heurística, Harmony Search.

Keywords: Design, Water distribution network, heuristic, Harmony Search

¹ Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos – Universidad Politécnica de Valencia. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia. - Tel (+34) 96 3879890 - email: damome@doctor.upv.es ; piglesia@gmmf.upv.es ; vfuertes@gmmf.upv.es ; jmsolano@gmmf.upv.es

INTRODUCCIÓN

El diseño de redes de distribución de agua no es un problema de fácil resolución, puesto que al elegir los diámetros de las conducciones como variables de decisión, las restricciones son funciones implícitas de dichas variables. Esto provoca un espacio de soluciones de tipo no convexo, lo que convierte a la función objetivo en multimodal. Es por todo ello que el diseño, ampliación o rehabilitación de redes de distribución de agua ha estado tradicionalmente basado en la experiencia ingenieril.

Sin embargo, durante las tres últimas décadas diversos investigadores han centrado sus esfuerzos en el diseño óptimo de redes de distribución de agua. Las primeras investigaciones utilizaron programación lineal para optimizar el diseño de redes (Alperovits y Shamir¹). Estudios posteriores aplican la programación no lineal al diseño de redes de agua. Algunos ejemplos son el trabajo de Su et al⁹, donde se utiliza programación no lineal para la optimización de redes malladas o el trabajo de Lansey y Mays⁴, cuyo modelo permite simular bombas, depósitos y demás elementos de la red.

La aplicación de técnicas heurísticas de optimización permite la búsqueda más allá de mínimos locales, lo que generalmente amplía el campo de búsqueda y por tanto, la capacidad de obtener mejores soluciones. Los algoritmos evolutivos son métodos de búsqueda de soluciones que están basados en los principios naturales de la evolución. Algunas de estas técnicas son los Algoritmos Genéticos (A.G), Particle Swarm Optimization (PSO), Simulated Annealing (SA) o Harmony Search (HS).

Diversos investigadores han dedicado su tiempo a comparar entre si la mayoría de estas técnicas (Zecchin¹⁰), pero no es posible concluir que una de ellas sea claramente mejor que las otras. Modelos computacionais para simulação hidráulica são ferramentas úteis de auxílio à tomada de decisão para pesquisadores, engenheiros hidráulicos e companhias de abastecimento de água, por possibilitar a simulação e análise de diversos cenários na rede de abastecimento de água, quer sejam de projeto ou de operação.

Harmony Search trata de imitar el proceso de improvisación que realiza una banda de música cuando trata de dar con la melodía perfecta (Geem²). Harmony Search ha sido aplicado con éxito en multitud de problemas de optimización (Lee⁵, Mahdavi⁶). En este trabajo se aplica el método para el diseño de redes de distribución de agua, donde la solución final corresponderá a la combinación de diámetros que proporciona la solución de menor coste en la red, cumpliendo una serie de criterios. Trabajos previos como el ya citado de Geem² demuestran la utilidad del método en este tipo de problemas.

En la misma línea, otros autores han tratado de realizar mejoras al algoritmo original, tratando de aumentar la eficiencia en la búsqueda de mínimos o en la velocidad del algoritmo. Por ejemplo, Omran y Mahdavi⁸ realizan modificaciones al algoritmo original (Global-best HS). Estas modificaciones tratan de obtener un trabajo más eficiente del algoritmo en problemas discretos y continuos.

El objetivo principal del método es minimizar el coste de implantación de la red de distribución, partiendo de la topología del terreno, las demandas y los requerimientos de presión mínima. Dicho coste está asociado a una función objetivo, que es evaluada en cada iteración del algoritmo. De este modo, cada uno de los diámetros posibles representará una nota musical y cada una de las conducciones de la red quedará representada por un instrumento. La combinación de instrumentos y notas musicales proporcionarán una partitura (coste) en cada iteración.

Inicialmente, el trabajo demuestra la bondad del método sobre diferentes redes referidas en la bibliografía. Asimismo, se realiza un análisis estadístico de las soluciones obtenidas en la red de Hanoi. Dicha red ha sido ampliamente estudiada por distintos investigadores, con lo que es posible encontrar distintos modelos de diseño en la bibliografía, lo que nos permite comparar resultados con otros investigadores.

El análisis estadístico de las soluciones permite optimizar los parámetros de diseño HS, de modo que podamos establecer los más adecuados para el método propuesto. Una combinación adecuada de parámetros no sólo proporciona mejores resultados en el coste de la red, sino que permite realizar un menor número de iteraciones hasta alcanzar la solución final. De este modo se analiza la influencia en el método de los parámetros Harmony Memory Size (HMS), Harmony Memory Considering Rate (HMCR) y Pitch Adjusting Rate (PAR).

METODOLOGÍA

La mayoría de las técnicas heurísticas están basadas en procesos naturales. HS trata de imitar el proceso de improvisación de una banda de música. El proceso consiste en encontrar cada vez una mejor partitura, que viene representada por una función objetivo que hay que minimizar. Las notas de cada instrumento musical determina la calidad de la partitura, y el valor de la función objetivo es la combinación de todas las notas, que representan valores de las variables de decisión.

El carácter aleatorio del método no garantiza una completa exploración del espacio de soluciones, por lo que no garantiza encontrar el mínimo absoluto de la función objetivo. No obstante, el método ofrece un conjunto de buenas soluciones que se mejoran paulatinamente.

En el método propuesto cada una de las variables de decisión puede tener un rango de soluciones posibles diferente, lo que se representa mediante una variable alfanumérica, que equivaldrá a una nota musical. La combinación de todas estas notas musicales (variables de decisión) componen una partitura (valor de la función objetivo) que será mejorada en posteriores iteraciones (figura 1). Una partitura representa una única solución del problema de optimización.

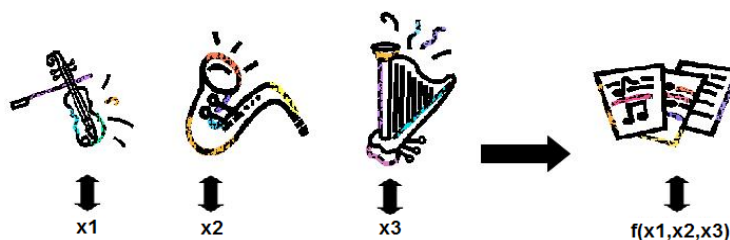


Figura 1. Composición de una partitura (solución del problema)

En el diseño de redes de distribución de agua cada nota musical queda representada con un número o letra, que identificará el diámetro de cada una de las líneas. En este artículo, los únicos componentes de la red que son considerados son las tuberías, pero es posible incorporar elementos como bombas, válvulas y depósitos sin invalidar los algoritmos.

Para resolver el problema de optimización es necesario disponer de un conjunto discreto de posibles soluciones (partituras). Este conjunto de partituras es lo que conocemos como memoria del algoritmo. En HS una partitura X genérica está constituida por tantas notas como variables de decisión (N_{VD}) tenemos, de forma que la partitura genérica i de una memoria se define como un vector de valores numéricos.

$$X^i = \{X_1^i, X_2^i, \dots, X_{N_{VD}}^i\}$$

La característica que mide la “bondad” o capacidad de una partitura de permanecer en la memoria del algoritmo es lo que conocemos como aptitud. La aptitud de una determinada partitura X^i viene dada por el valor que adopta la función objetivo para la solución codificada. En el caso del algoritmo propuesto para el diseño de redes de abastecimiento la función objetivo se define como:

$$F(X^i) = \sum_{j=1}^{N_{VD}} C_j(X_j^i) L_j + \lambda \sum_{s=1}^{N_S} \sum_{k=1}^{N_R} \delta_{k,s} (H_{\min,k} - H_{k,s})$$

donde C_j es el coste unitario asociado al valor de la variable de decisión contenida en el eslabón j de la cadena i ; y L_j es la longitud de conducción de la tubería j . Asimismo existen N_R restricciones impuestas que deben cumplir las posibles soluciones del problema. Estas restricciones se han incluido mediante una penalización en el coste total de la solución que afecta posteriormente a la aptitud de la cadena. Las restricciones que deben cumplirse son las derivadas de satisfacer las restricciones de altura de presión mínima ($H_{\min,k}$) en cada nudo k . Cada una de las restricciones de presión debe verificarse en todos los escenarios N_S analizados, que usualmente son el funcionamiento normal del sistema y su funcionamiento bajo el escenario de fallo de alguna de las conducciones. La función penalización representa la diferencia entre la altura piezométrica del nudo k en el escenario s ($H_{k,s}$) y la altura mínima requerida ($H_{\min,k}$). Para computar dicha penalización se definen dos variables. Una de ellas ($\delta_{k,s}$) es una variable binaria que adopta el valor 1 si $H_{k,s} < H_{\min,k}$ y adopta valor nulo en caso contrario. La otra (λ) representa una función de peso que establece el valor de la penalización por no verificarse las restricciones de presión mínima en los nudos. La presión se considera una restricción dura, por lo que λ es lo suficientemente grande (10^7) como para rechazar todas las soluciones que no cumplen el criterio de presión.

El método propuesto pretende la evolución de una población inicial aleatoria simulando el proceso de improvisación que realizaría una banda de música en busca de la mejor melodía posible. Todos los parámetros de ajuste para el algoritmo HS quedarán especificados desde el inicio del problema. Para ello es posible un ajuste en base a tres parámetros de suma importancia, como son tamaño de la población (número de instrumentos musicales), HMCR y PAR.

El método HS sigue una forma secuencial de trabajo. Así, una vez dado el valor de los distintos parámetros de optimización se crea de modo aleatorio un conjunto de partituras. Cada una de estas partituras está compuesta por tantas notas como variables de decisión se tienen en el problema. Una partitura completa proporciona una solución para el problema, con un determinado valor para la función objetivo.

La siguiente iteración del algoritmo improvisa una nueva partitura X^i a partir de la anterior, teniendo en cuenta los parámetros HMCR y PAR. HMCR representa la probabilidad de elegir el valor de una variable de entre los que se encuentran almacenados dentro de la memoria, mientras que $(1-HMCR)$ representa la probabilidad de que dicho valor no se escoja de entre los que estaban ya almacenados en la memoria. No es recomendable utilizar un HMCR de valor 1.0, puesto que impediría que el algoritmo buscara fuera del rango de valores ya almacenado en iteraciones anteriores.

Cada nota de la nueva partitura creada es examinada para determinar si debe ser sometida a un determinado grado de ajuste, asignado por el parámetro PAR. De este modo,

PAR representará la probabilidad de que una determinada nota X_j^i cambie su valor. De este modo, si PAR determina que el valor de la nota X_j^i debe ser modificado, el ajuste correspondiente será:

$$X_j^i \rightarrow X_j^i \pm \alpha$$

donde en función del valor de α la nota X_j^i crecerá ($\alpha=1$) o decrecerá ($\alpha=-1$) en una unidad.

Por último, el **tamaño de la memoria** deberá ser suficiente como para garantizar la diversidad de las soluciones, y, además, tiene que crecer más o menos con el número de bits de la partitura. El principal problema que se genera al utilizar memorias grandes radica en que el tiempo de convergencia del algoritmo es mucho mayor, por lo que se antoja necesario llegar a una solución de compromiso dependiendo del enfoque que se haga del problema.

En los próximos apartados se analiza la capacidad del método HS propuesto para obtener soluciones iguales o mejores a las existentes en la literatura. Así, trabajando sobre la red de Hanoi, se ha analizado la influencia de los diferentes parámetros sobre la solución final, dividiendo el trabajo en dos fases: Una primera fase donde se analiza la mejor combinación de los distintos parámetros de HS y una segunda fase, donde se analiza la influencia de los parámetros en el número de iteraciones que realiza el algoritmo hasta encontrar la mejor solución.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

El análisis del modelo propuesto ha sido realizado con el diseño de la red de Hanoi (figura 2), propuesta por Fujiwara y Khang (1990). Dicha red ha sido estudiada ampliamente por distintos investigadores, por lo que existe un amplio rango de soluciones en la bibliografía, que puede ser utilizado para comparar los resultados de los distintos modelos de diseño.

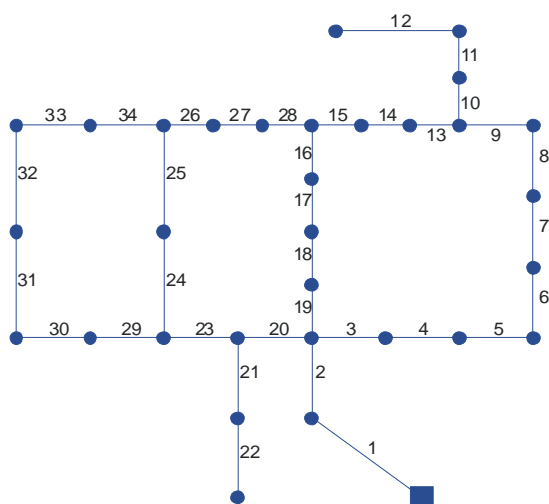


Figura 2. Red de Hanoi.

GAMA ORIGINAL		
Nº Diámetro	Diámetro (mm)	Coste (um/m)
A	304'8	45'73
B	406'4	70'40
C	508'0	98'39
D	609'6	129'33
E	762'0	180'75
F	1016'0	278'28

Tabla 1. Gama de diámetros utilizada para el diseño de la red de Hanoi

Una de las características que contribuye a definir la óptima solución de la red es la gama de diámetros utilizada. En este estudio se ha utilizado la gama original propuesta en la bibliografía.

La siguiente tabla muestra las distintas soluciones obtenidas por diferentes investigadores, con su coste correspondiente.

Tabla 2. Comparación de diámetros en el diseño óptimo de la red de Hanoi

Línea	Soluciones de la bibliografía			Soluciones obtenidas			
	Matías ⁽¹⁾	Savic1 ⁽²⁾	Savic2 ⁽³⁾	Sol Genetic ⁽⁴⁾	Sol PSO ⁽⁵⁾	Sol annealing 2 ⁽⁶⁾	Sol HS ⁽⁷⁾
1	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
2	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
3	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
4	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
5	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
6	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
7	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
8	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
9	1016	762	1016	1016	1016	762	1016
10	762	762	762	762	762	762	762
11	609,6	762	609,6	609,6	609,6	762	609,6
12	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6
13	508	406,4	508	508	508	406,4	508
14	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4
15	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8
16	304,8	406,4	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8
17	406,4	508	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4
18	609,6	609,6	508	609,6	609,6	609,6	609,6
19	609,6	609,6	508	508	508	508	508
20	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
21	508	508	508	508	508	508	508
22	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8
23	1016	1016	1016	1016	1016	1016	1016
24	762	762	762	762	762	762	762
25	762	762	762	762	762	762	762
26	508	508	508	508	508	609,6	508
27	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	406,4	304,8
28	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8
29	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4
30	304,8	406,4	406,4	304,8	304,8	406,4	304,8
31	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8	304,8
32	406,4	304,8	304,8	406,4	406,4	406,4	406,4
33	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4	406,4
34	609,6	508	508	609,6	609,6	609,6	609,6
Coste (miles um)	6.093	6.187	6.073	6.081	6.081	6.125	6.081

⁽¹⁾ Solución obtenida por Matías⁷ (2003).

⁽²⁾ Solución obtenida por Savic y Walters (1997).

⁽³⁾ Solución obtenida por Savic (1997), no cumple restricciones de presión.

⁽⁴⁾ Solución obtenida con Algoritmo Pseudo-Genético³.

⁽⁵⁾ Solución obtenida con Particle Swarm Optimization.

⁽⁶⁾ Solución obtenida con Simulated Annealing.

⁽⁷⁾ Solución obtenida con Harmony Search.

Se resaltan en gris los diámetros que son diferentes de la solución propuesta por Savic & Walters, que verifica las condiciones de presión en los nudos.

Si se tiene en cuenta el valor mínimo obtenido, se aprecia que el algoritmo HS mejora o iguala el valor obtenido por todos sus competidores salvo Savic2. pero esta última solución no cumple con las especificaciones de presión mínima. HS obtiene como mínimo el valor 6.081 miles de um. El resto de soluciones que muestra la tabla cumplen con todas las

especificaciones de presión, consistentes en que cada uno de los nudos de consumo debe tener una presión mínima de 30 mca.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una de las principales características de HS es que trabaja de un modo aleatorio. Las características del método no garantiza con certeza que se vaya a obtener el valor óptimo para el sistema. Además, el resultado final obtenido puede sufrir variaciones en cada simulación realizada. Para analizar este factor de aleatoriedad es necesario realizar análisis estadísticos, que estudien la influencia que tienen los distintos parámetros del algoritmo HS propuesto en la solución final de la red. El objetivo final de este tipo de análisis es incrementar la probabilidad de obtener el mínimo coste con la elección adecuada de los parámetros de cálculo.

En un primer estudio, el tamaño de memoria, HMCR y PAR son modificados para estudiar la influencia que ejercen en el cálculo. Para ello se han realizado más de 54000 simulaciones. Para realizar todos estos cálculos se ha utilizado un sistema de computación en paralelo con 23 ordenadores AMD Duron a 1400 MHz y 128 Mb de RAM. Los valores iniciales son los recomendados por Geem (2001). El tamaño de la memoria varía desde 15 hasta 135 individuos, HMCR varía entre 0,88 y 0,92, mientras que PAR varía entre 0,15 y 0,015.

El histograma de la figura 3 representa el total de simulaciones realizadas. El gráfico permite detectar las soluciones más frecuentes, así como determinar la probabilidad de encontrar una solución menor a una dada. Es importante considerar que el histograma representa la totalidad de costes obtenidos, obtenidos con todas las combinaciones posibles de tamaño de memoria, HMCR y pitchrate, incluyendo las que peor trabajan, razón por la que el número de valores óptimos no es muy elevado.

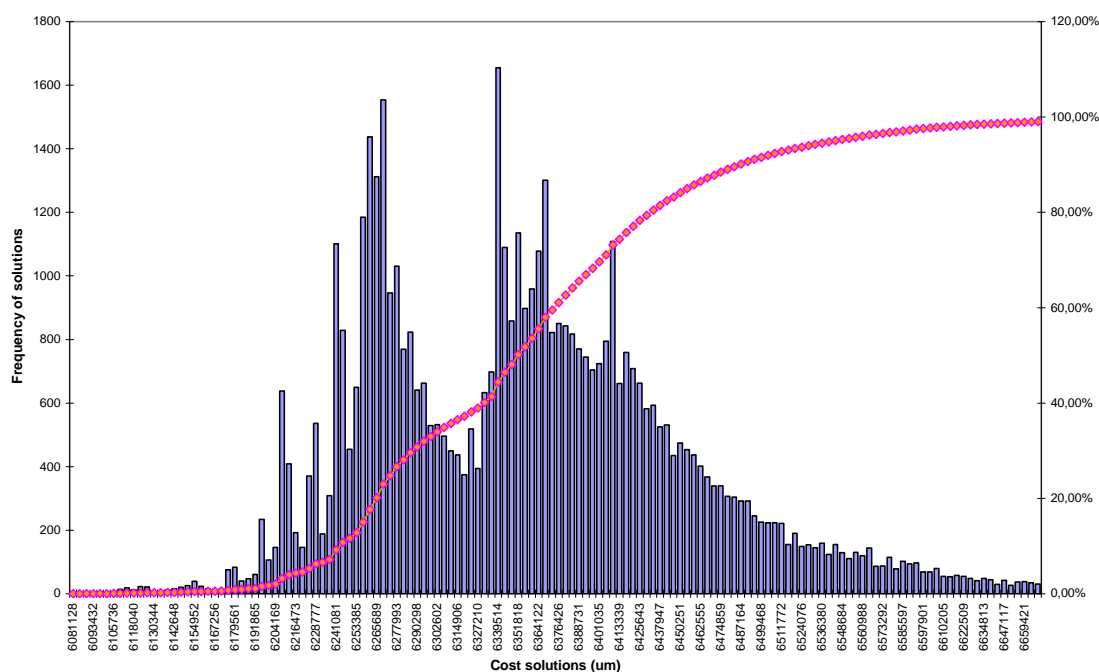


Figura 4. Histograma

Con el fin de determinar la influencia que ejercen los distintos parámetros en el coste de la red, se adopta como valor óptimo de diseño el correspondiente a 6081 miles de um. Dicho

valor óptimo se obtiene un total de 4 veces entre las 54000 soluciones realizadas. Una de las características de los métodos heurísticos en general es la capacidad de obtener no sólo un valor óptimo, sino que es capaz de obtener un conjunto de “buenas soluciones” de diseño que no se encuentran alejadas del valor óptimo. En este trabajo se define una “buena solución” como aquella que no supera el valor óptimo en más de un 3%.

La Figura 4 muestra la probabilidad de obtener una buena solución para cada combinación de tamaño de memoria y HMCR.

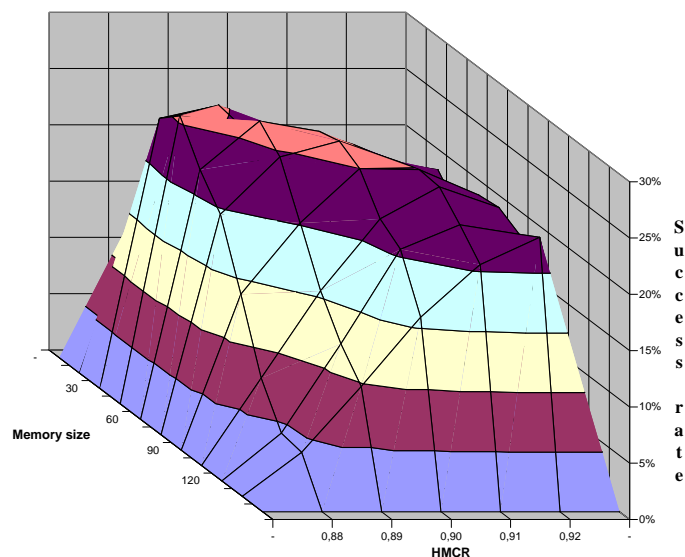


Figura 4. Probabilidad de obtener una “buena solución” (tamaño de memoria vs HMCR)

La Figura 4 muestra que tamaños de memoria por encima de 45 individuos y por debajo de 120 son los que proporcionan mejores resultados. Del mismo modo, estos tamaños de memoria, combinados con valores HMCR de 0,89 y 0,90 dan como resultado porcentajes de éxito superiores al 25% en la obtención de buenas soluciones. Esto muestra la capacidad del método para obtener no sólo valores mínimos, sino también un conjunto de valores muy próximos al valor mínimo. Por otro lado, la Figura 5 indica la probabilidad de obtener “buenas soluciones” para cada combinación de tamaño de memoria y PAR.

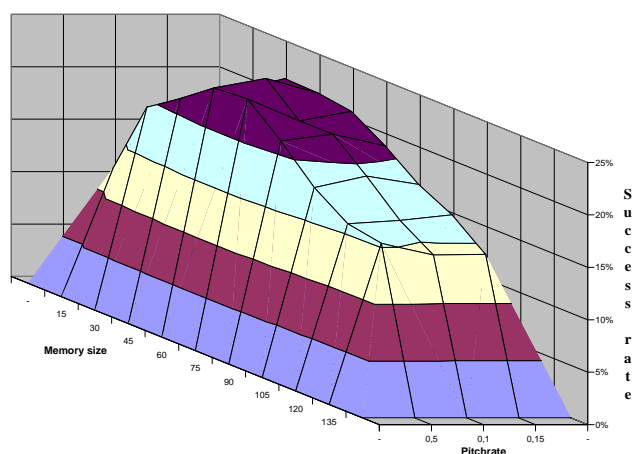


Figura 5. Probabilidad de obtener una “buena solución” (tamaño de memoria vs Pitchrate)

De la Figura 5 se puede concluir que los valores estudiados para el parámetro PAR no tienen una gran influencia en el resultado de la simulación. Por otro lado, este gráfico confirma la evidente influencia que tiene el tamaño de la memoria en el resultado final de la simulación, puesto que tamaños de memoria entre 45 y 90 proporcionan mucha mayor probabilidad de éxito.

Otro factor que es necesario considerar cuando se eligen los parámetros óptimos del sistema es la velocidad con la que calcula HS, puesto que el elegir unos valores u otros para los parámetros de cálculo ejerce una influencia sobre el número total de iteraciones que realiza HS hasta encontrar la solución final. Los gráficos 6 y 7 representan el número de iteraciones que el algoritmo realiza en cada caso.

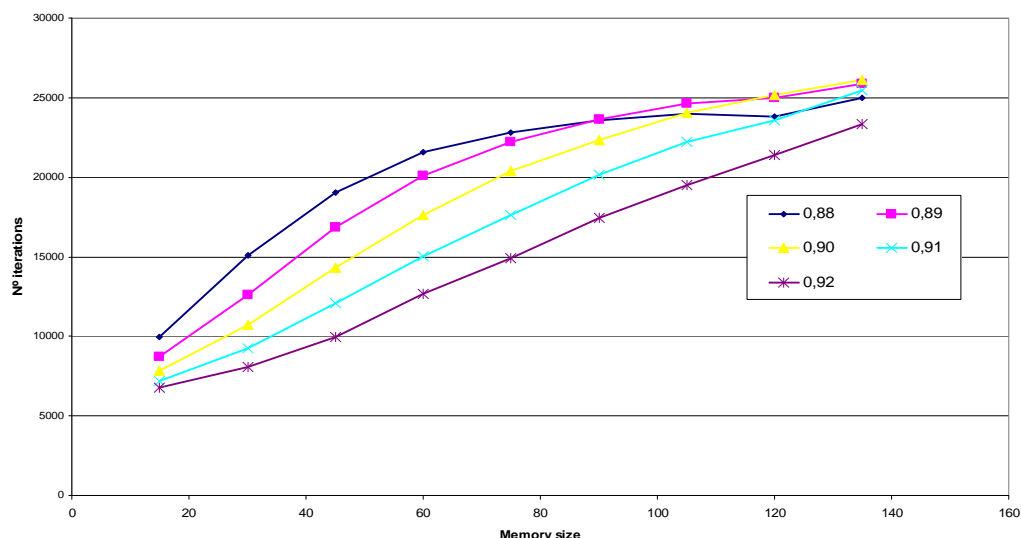


Fig 6. Número de iteraciones según HMCR

La Figura 6 muestra como cuanto mayor es el tamaño de memoria utilizada mayor número de iteraciones realiza el algoritmo hasta encontrar solución final, por lo que el cálculo de HS resultará más lento. Del mismo modo, el aumento de HMCR conlleva un aumento progresivo del número de iteraciones que el algoritmo realiza en cada caso.

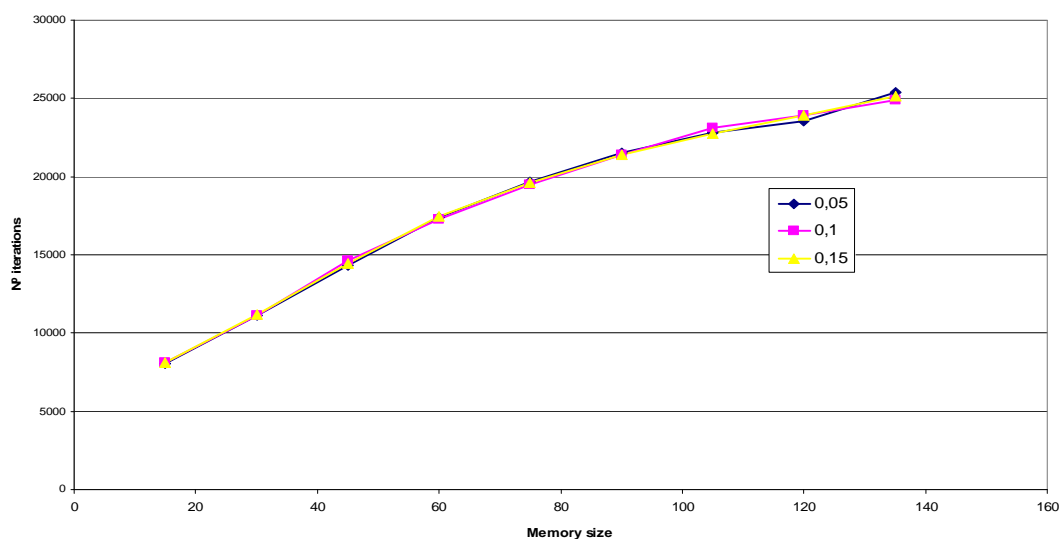


Fig 7. Número de iteraciones según pitch rate

La Figura 7 confirma el incremento de iteraciones que hace el algoritmo conforme se aumenta el tamaño de la memoria. Sin embargo, el pitchrate no ejerce ninguna influencia en el rango estudiado, puesto que las tres líneas aparecen prácticamente superpuestas.

CONCLUSIONES

El diseño económico en las redes de distribución de agua es de gran interés, puesto que permite elegir entre distintas alternativas de diseño siempre que cumplan las distintas restricciones que se impongan al sistema. El principal objetivo de este trabajo es realizar un diseño económico de redes de agua aplicando para ello una metodología basada en el algoritmo heurístico Harmony Search.

El objetivo del diseño económico de redes es encontrar la solución mínima para cada red de agua analizada. Sin embargo, es posible definir el concepto de “buena solución”. El análisis estadístico realizado para los distintos parámetros de cálculo de HS permite concluir que:

- El tamaño de la memoria del algoritmo tiene una influencia clave en la obtención de buenas soluciones, puesto que tamaños de memoria demasiado pequeños o grandes empeoran el desempeño del algoritmo.

Del mismo modo, cuanto mayor es el tamaño de la memoria, mayor es el número de iteraciones que realiza el algoritmo hasta encontrar el mínimo, lo que hace que el proceso de búsqueda sea más lento.

- En el rango estudiado, el parámetro PAR no ejerce una gran influencia en el proceso de optimización.
- En la red estudiada, valores alrededor de 0,90 en el HMCR son los más adecuados si el objetivo principal de la optimización es tan sólo encontrar buenas soluciones de diseño. Por otro lado, cuando menor es el valor HMCR mayor número de iteraciones de cálculo realiza el algoritmo, lo que hace el cálculo más lento.

Estos resultados son válidos para la red de Hanoi. Es necesaria la verificación de todas estas hipótesis en otros modelos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro de las acciones desarrolladas por los investigadores del CMMF involucrados en los proyectos de investigación CADAGIAS: Integración de la caracterización dinámica de elementos y consumos en modelos de redes de abastecimiento de agua utilizando sistemas de información geográfica y algoritmos genéticos (DPI2006-13113); y OPERAGUA: Mejora de las técnicas de llenado y operación de redes de abastecimiento de agua (DPI2009-13674); ambos financiados por el Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Alperovits, E; Shamir, U (1977). “Design of Optimal Water Distribution Systems”. Water Resource Research, Vol 12, nº 6, 885-900.
- [2] Geem, Zong Woo (2001). “Optimal cost design of water distribution networks using harmony search”. Environmental Planning and Management Program. John Hopkins University.
- [3] Iglesias, P.L; Mora, D; Fuertes, V; Martinez, F.J (2006). “Análisis estadístico de soluciones de diseño de Redes de Abastecimiento de Agua mediante Algoritmos Genéticos”. XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guayana. Venezuela.
- [4] Lansey, K.E; Mays, L.W (1989). “Optimization model for water distribution system design.” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol 115, nº 10, 1401-1418.
- [5] Lee, K.G; Geem, Z (2005). “A new meta-heuristic algorithm for continuous engineering optimization: harmony search theory and practice”. Computer methods in applied mechanics and engineering, 194, pp 3902-3933.
- [6] Mahdavi, M; Fesanghary, M; Damangir, E (2007) “An improved harmony search algorithm for solving optimization problems”. Applied Mathematics and Computation 188, pp 1567-1579.
- [7] Matías, A (2003). “Diseño de redes de distribución de agua contemplando la fiabilidad mediante algoritmos genéticos”. Tesis Doctoral – Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia
- [8] Mahamed G.H. Omran, Mehrdad Mahdavi (2008). “Global-best harmony search”. Applied Mathematics and Computation 198, pp 643-656.
- [9] Su, Y.C; Mays, L.W; Duan, N.; Lansey, K.E. (1987). “Reliability-based optimization model for water distribution Systems”. J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol 114, nº12, 1539-1556.
- [10] Zecchin, A.C; Maier, H.R; Simpson, A.R; Leonard, M; Nixon, J.B (2007). “Ant colony optimization applied to water distribution system design: Comparative Study of Five Algorithms”. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol 133, nº 1, 87-92.*

Sesión Técnica 3

Modelos 1

MODELO DE LLENADO INICIAL DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON SERVICIO INTERMITENTE UTILIZANDO LOS PROGRAMAS EPANET Y SWMM.

Jose Antonio Cabrera Bejar ¹ Velitchko G. Tzatchkov;²

Resumen – El suministro intermitente frecuentemente se presenta en países en vías de desarrollo. La inequitativa distribución del agua, la posible contaminación, las pérdidas, los costos adicionales que se generan para los consumidores y de abastecedores del agua, el mal funcionamiento de las redes y la inconveniencia de los usuarios son algunas de las consecuencias indeseables más comunes que provoca el suministro intermitente. Hay dos opiniones importantes de cómo se puede considerar el problema. La primera considera una transferencia a suministro de 24 horas a través de la reducción de pérdidas de agua y, adición de nuevas fuentes de abastecimiento, mientras que la otra acepta que el suministro intermitente es una realidad y busca trabajar sobre métodos apropiados de diseño y operación que puedan minimizar sus impactos negativos. Las diferencias más importantes entre la operación de las redes de distribución del agua con servicio intermitente y continuo se engloban en el segundo caso, tales como, el llenado inicial de las redes, la demanda de agua dependiente de la presión, presión del diseño, y otros. En este artículo, se propone y se ejemplifica el uso de modelos de redes que son conocidos y son de dominio público, como el SWMM para el llenado inicial de de redes de agua y el EPANET para la modelar redes con operación intermitente.

Abstract – Intermittent supply is prevalent among developing countries. Inequitable water distribution, possible water contamination, wasting water, coping costs of consumers and water providers, meter malfunctioning and inconvenience to consumers are some of its consequences. There are two major views on how this problem should be considered. The first view looks at a transfer to the 24-hour supply by reducing water loss and adding new supply sources, while the other accepts intermittent supply as a reality and looks for appropriate design and operation methods that can minimize its negative impacts. Important differences between intermittent and continuous service water distribution networks operation should be considered in the second case, such as initial network charging, pressure-dependent water demand, and design pressure. In this paper, the use of known free public domain network models, such as SWMM for modeling initial pipe network charging and EPANET for modeling the network intermittent operation, is proposed and exemplified.

Palabras clave: Servicio intermitente de agua potable, Epanet, SWMM, Modelación de redes, Llenado inicial de redes.

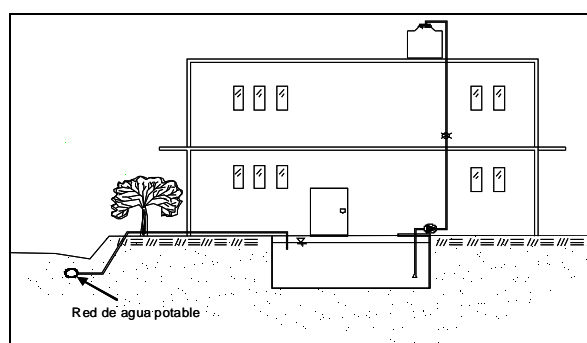
Keywords: Intermittent water supply, Epanet, SWMM, Distribution network modelling, Initial network charging.

¹ Universidad Nacional Autónoma de México, División de Estudio de Posgrado, Facultad de Ingeniería; Edif. B, México, D.F.; TEL. (52) 5556223279; FAX (52) 5556223279; email: antoncabejar@yahoo.com.mx.

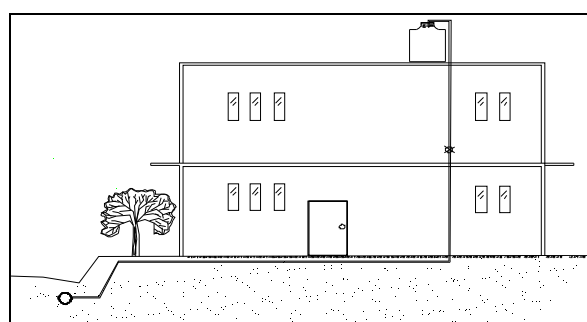
²Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnahuac No. 8532, Jiutepec, Morelos, CP 62550, México; TEL (52) 7773293678; FAX: (52) 7773293678; email: velitchk@tlaloc.imta.mx

INTRODUCCIÓN

El suministro intermitente prevalece entre los países en vías de desarrollo en América latina, Asia y África (Totsuka et al. 2004; Lee y Schwab, 2005). La distribución inequitativa del agua entre los usuarios, la posible contaminación de la misma, las pérdidas, los costos a que hacen frente los usuarios y los abastecedores de agua, el funcionamiento incorrecto de las redes y la inconveniencia a los consumidores son algunas de sus causas más comunes (Totsuka et al. 2004; Lee y Schwab, 2005). El agua que se recibe de la llave con frecuencia no es suficientemente pura para beber o sin buen sabor. Por estas razones los usuarios tienen que comprar agua purificada costosa. Para superar las inconveniencias de obtener el agua de la red de distribución, los usuarios recurren a colocar un tanque de agua en la azotea de su casa, cisterna, u otro depósito permanente, llamado en México tinaco, cuando está en el techo del edificio, o cisterna cuando está al nivel del piso. Este aditamento proporciona una reserva de agua en caso de falla en el suministro. Su necesidad varía considerablemente de una zona a otra y de una ciudad a otra. En la Figura 1-(a) y 1-(b) se muestra el arreglo usado comúnmente en México de un depósito en la azotea. El primero de ellos, que se muestra en la Figura 1-(a) consiste de un tanque más grande (cisterna) al nivel del suelo y una bomba para llenar el tinaco, y se emplea cuando se necesita más agua para almacenar o cuando la presión del agua de la red de suministro es muy baja en horas de suministro. El segundo, mostrado en la Figura 1-(b) se usa cuando la presión del agua no es tan baja que pueda ser llenado el tinaco directamente de la red.



(a)



(b)

Figura 1. Arreglos de tinacos sobre las azoteas usados en México: (a) Cisterna al nivel del suelo, bomba de agua y tinaco, (b) Tinaco solo.

Un estudio realizado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua durante el periodo de 2005-2006 definió indicadores específicos para uso general del funcionamiento del agua del país (Bourguett-Ortiz y Tzatchkov 2007). Se revisó primero la conveniencia de utilizar para México los indicadores existentes del Manual correspondiente de IWA (Alegre et al., 2000), del Banco Mundial de la IWA (Yepes y Dianderas, 1996) y del Banco de Desarrollo Asiático, (McIntosh y Yñiguez, 1997). La mayoría de dichos indicadores resultan imprácticos para las condiciones que prevalecen en México, principalmente por la lista grande de indicadores que ellos manejan y la gran cantidad de datos que se necesitan para relacionarlos, algunos de los cuales son difíciles de obtener. Entonces, en vez de adoptar uno de esos esquemas, se definieron los siguientes 12 indicadores específicos: agua per cápita producida, nivel de actualización de la base de datos de los usuarios del agua, cobertura de medición en las fuentes de agua, cobertura de medición del agua consumida, actualización de la información de infraestructura, tomas domiciliarias con servicio de agua continuo, costo de producción del agua, cobertura de tratamiento de aguas residuales urbanas, quejas de los consumidores, consumidores que pagan a tiempo por el servicio del agua, número de empleados por cada 1000 tomas domiciliarias, y número de empleados dedicados a la reducción y control de fugas.

Una página Web de Internet de libre acceso (<http://www.pigoo.gob.mx/>) fue creada para transparentar la información del indicador de funcionamiento descrito y tener acceso fácilmente para diferentes instituciones del país y para el público en general. El sitio Web de Internet está en español y visualiza la evolución de los indicadores que participan en las empresas de agua. La información puede ser consultada por ciudad o grupos de estados, regiones administrativas de acuerdo a la clasificación realizada por la Comisión Nacional de Agua de México, o por tamaño de ciudad. Participan por lo menos noventa ciudades mexicanas con más de 50.000 habitantes proporcionando información para este estudio. Estas ciudades cubren todos los estados de México y las diversas zonas climáticas que existen en el país, que varían de clima seco desértico en regiones semidesérticas en el Norte de México a regiones de húmedo subtropical en el Sur de México. En la Figura 2 se muestra la evolución del indicador tomas domiciliarias con servicio continuo de agua potable de 24 horas al día, expresado por la relación del servicio del número de tomas domiciliarias con servicio continuo y el número total de tomas en la ciudad.

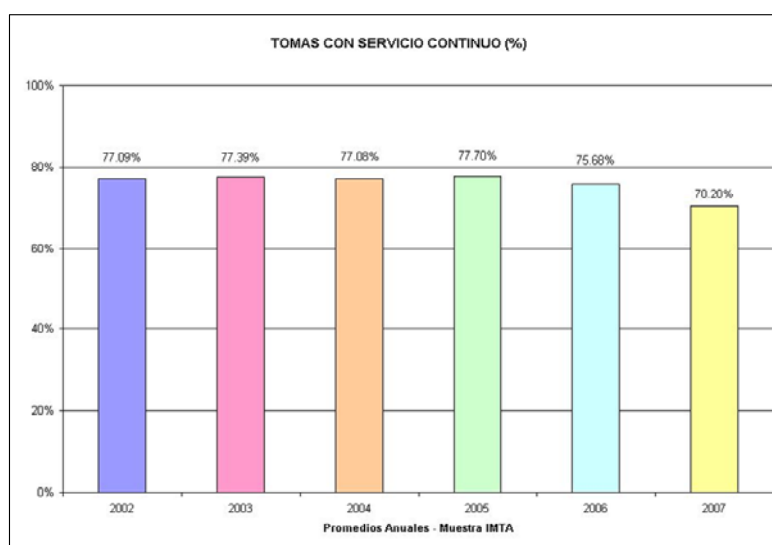


Figura 2. Evolución del indicador Tomas con Servicio Continuo de 24 horas de agua potable en México (<http://www.pigoo.gob.mx/>).

Este indicador muestra un bajo porcentaje de suministro continuo de 24 horas al día, el cual decrece de 77.09% de las tomas domiciliarias en el año 2002 a 70.20% en el 2007.

Hay dos opiniones importantes de cómo el problema del servicio intermitente debe ser considerado (Totsuka et al., 2004). La primera considera una transferencia directa a suministro las 24 horas del día mediante la reducción de las pérdidas de agua y creación de nuevas fuentes de abastecimiento, mientras que la otra acepta que el suministro intermitente es una realidad y por lo tanto se deben tomar medidas para proveer métodos apropiados para el diseño y operación que puedan minimizar sus impactos negativos. Los modelos de redes de distribución de agua pueden ser herramientas útiles para el desarrollo de tales métodos. Las diferencias entre la modelación y el diseño de un servicio intermitente y uno continuo de las redes de distribución de agua deberían ser consideradas en los modelos, tales como, la relación presión – demanda de agua, la variación horaria de la demanda, los factores de demanda pico, las presiones mínimas de diseño y llenado inicial de las redes (Batish 2003, Tzatchkov and Cabrera-Bejar 2008).

Vairavamoorthy y colaboradores (Vairavamoorthy and Lumbers 1994; Vairavamoorthy and Elango 2002; Vairavamoorthy et al. 2000; Vairavamoorthy 2001) son quizás los únicos autores que han propuestos modelos para redes de distribución de agua considerando suministro intermitente. A pesar de que en algunos de sus artículos mencionan que dichos modelos estarían disponibles, la realidad es que actualmente no lo están. Además de eso, de la breve explicación en dichos artículos, sus modelos parecen ser más académicos que prácticos. La facilidad de uso y bajo costo (o no costo) de un modelo son fundamentales para ser usado en países en desarrollo donde los recursos económicos son generalmente limitados. Afortunadamente, existen modelos de computadoras de redes de agua y drenaje, libres del dominio público, tales como el SWMM y el EPANET, que pueden ser usados para modelar las redes de distribución con suministro intermitente, como se propone en este artículo.

MODELACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA CON SUMINISTRO INTERMITENTE

Los modelos de redes de distribución de agua se originan en países desarrollados donde el servicio del agua es continuo y la demanda de agua se satisface todo el tiempo. Cuando un usuario necesita agua, sólo basta que él o ella abran la llave y reciban el agua que necesitan. Es por eso que tales modelos son normalmente “modelos dependientes de la demanda”, es decir, que la demanda de agua es fija y el modelo obtiene las presiones en la red en función de la demanda dada. La mayoría de modelos de redes de distribución conocidos, tales como, Epanet (Rossman 2002), Infoworks WS, y otros son de ese tipo. Por el contrario, las redes de distribución de agua con servicio intermitente operan por un tiempo limitado, solo cuando se proveen de agua. La cantidad de agua que el usuario puede captar depende de la presión disponible en su conexión y la duración del servicio; y no siempre la demanda del usuario se satisface completamente, es decir, la operación de dichas redes es dependiente del suministro o “dependiente de la presión” y debería ser modelada de esta manera. El comportamiento hidráulico de un modelo dependiente del suministro o dependiente de la presión es muy diferente de un modelo dependiente de la demanda (Batish 2003, Tzatchkov and Cabrera-Bejar 2008).

Por otra parte, las redes de distribución con servicio continuo están siempre llenas de agua, y las redes con servicio intermitente se llenan de agua cada vez que se reanuda el servicio. El llenado inicial de las redes obviamente no puede ser modelado con los modelos conocidos dependientes de la demanda, por tanto esos modelos especiales tienen que ser

desarrollados. Tal modelo daría el tiempo que la red necesita para comenzar el servicio, el volumen de agua que se necesita para llenar la red, cuáles de los usuarios que recibirán el servicio primero, etc.

MODELACIÓN DEL LLENADO INICIAL DE UNA RED UTILIZANDO SWMM

El Modelo de Manejo de Aguas Pluviales (SWMM con sus siglas en inglés) es un modelo de simulación usado para cuantificar el escurrimiento y la calidad que transporta este escurrimiento a través de un sistema de tuberías, canales, dispositivos de depósitos/tratamiento, bombas y reguladores. Dicho modelo fue realizado por la Agencia de Protección al Medio Ambiente de los Estados Unidos de Norteamérica y puede ser descargado libremente del sitio de Internet <http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>. Siendo capaz de modelar la transición de flujos a superficie libre a flujos presurizados en la red de tuberías. SWMM podría ser usado para modelar el llenado inicial de una red de distribución de agua. Los siguientes procesos pueden ser usados para dicha modelación (explicados en términos de SWMM):

1. No se introducen las áreas de las subcuencas.
2. La fuente o el tanque de agua son representados por un depósito con las dimensiones reales del tanque y se introduce un patrón de entradas correspondiente a un programa de suministro dado.
3. Un valor grande (por ejemplo 100 m) se asigna a la profundidad de sobrecarga (Surcharge depth en inglés) en cada nodo de la red. De esta manera se evita la superficie de inundación en el nodo, por lo tanto se pueden modelar las tuberías con flujo a presión.
4. Cada depósito o tinaco (o grupo de tinacos) se representa como un almacenamiento con sus respectivas dimensiones.
5. La demanda del agua, tomada de los tinacos, es representada como una curva de aportación con valores negativos aplicados a cada almacenamiento.
6. En las opciones de simulación del SWMM se activa el método de la “Onda Dinámica
7. Bajo la modalidad de onda dinámica del SWMM se requiere tener al menos un nodo de descarga en la red. Puesto que no hay tales nodos en una red de distribución de agua, se agrega un nodo ficticio en alguna parte y se conecta con una tubería ficticia al nodo real más cercano de dicha red. Los diámetros de esta tubería ficticia se asignan con valores pequeños, de 0.001 m, de modo que no influye en los resultados de la simulación.
8. En SWMM se obtiene la evolución del flujo y en las tuberías, la evolución de llenado de los tinacos, y así sucesivamente.

La Figura 3 muestra una red de distribución pequeña localizada en la ciudad de Guadalajara, México modelada en SWMM por un periodo de 3 días con el suministro intermitente del agua, con 5 horas de suministro diario. El itinerario de suministro correspondiente aplicado a la fuente de agua, se muestra en la figura 4. El modelo abarca 3 ciclos del llenado de la red, cinco horas de servicio del agua en cada ciclo, y vaciados de la red. El área de servicio comprende 462 predios y 2310 habitantes, que le corresponden un gasto máximo horario de diseño de 17.40 l/s de acuerdo con las normas de diseño de México.

La longitud total de las tuberías en la red es 4.090 m, con diámetros que varían de 50 a 150 milímetros. La fuente de suministro es un tanque. En la figura 5 muestra el perfil instantáneo de la superficie del agua durante el llenado de la red, obtenido por SWMM para una serie de tres tuberías de 100 milímetros de diámetro. La Figura 6 muestra la evolución del nivel del

agua en uno de los tinacos (el más cercano a la fuente de suministro) obtenidos por SWMM para el período de 3 días. El aumento del nivel del agua corresponde a horas con servicio de agua, y su disminución se da por la demanda de agua durante las horas de no servicio.

Una ligera aproximación diferente sería modelar con SWMM solo el llenado inicial de la red, y después que en el modelo se haya llenado dicha red, continuar la modelación operación con EPANET, según lo explicado en la próxima sección, para hacer uso de más opciones de modelación incluidas en EPANET, que son específicas para redes de distribución de agua.

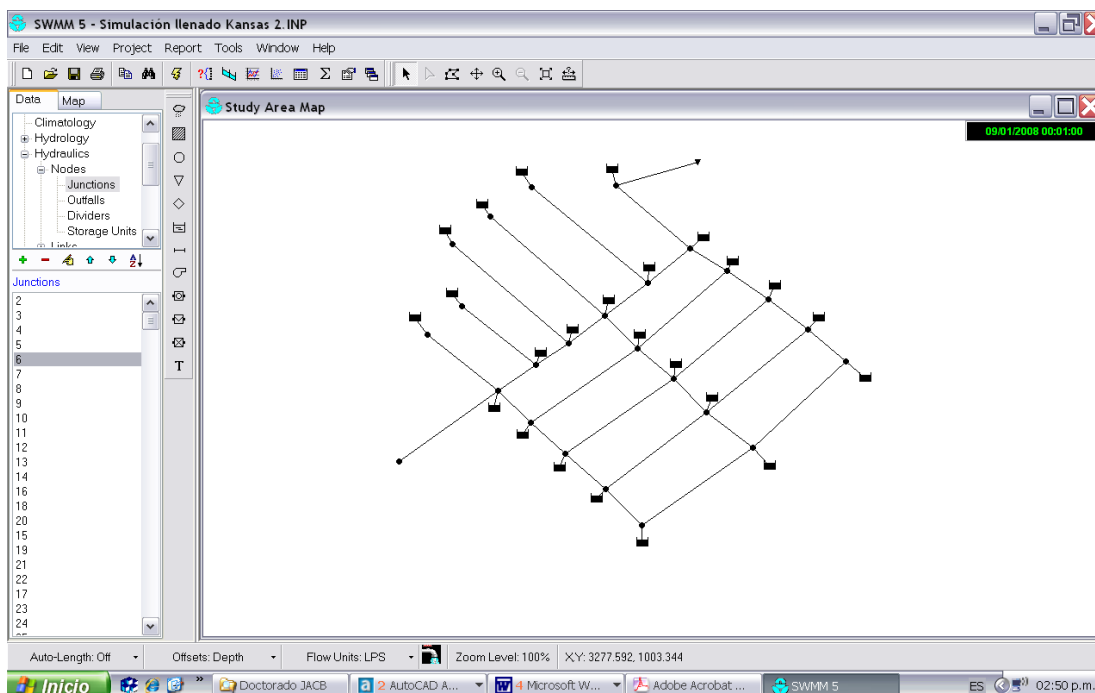


Figura 3. Red de distribución de agua modelada para el llenado inicial en SWMM.

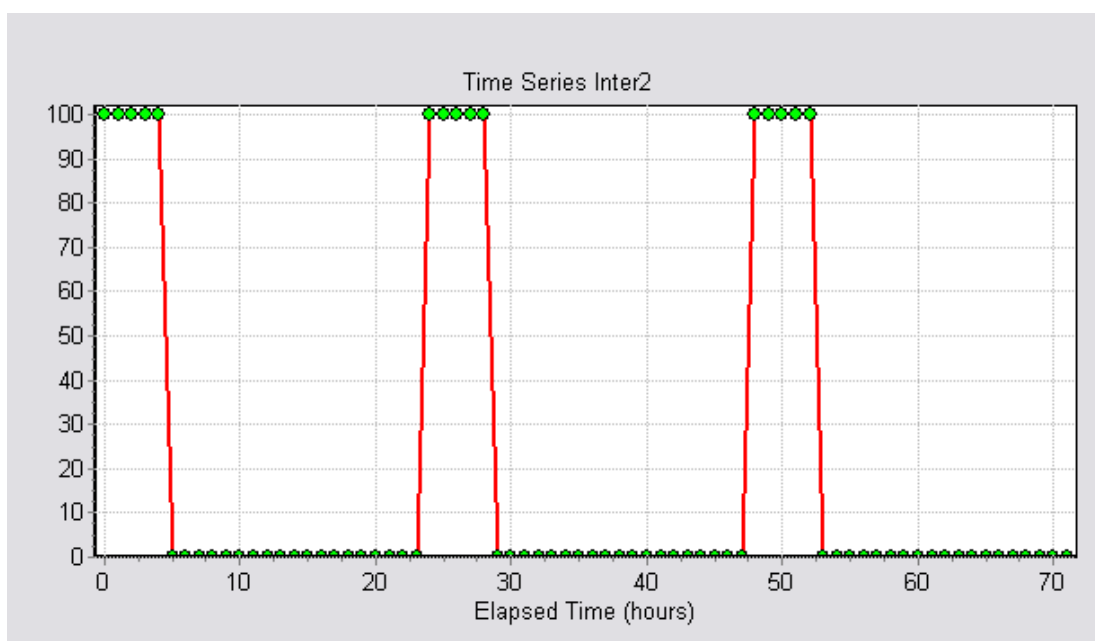


Figura 4. Evolución del abastecimiento de agua aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la Figura 3.

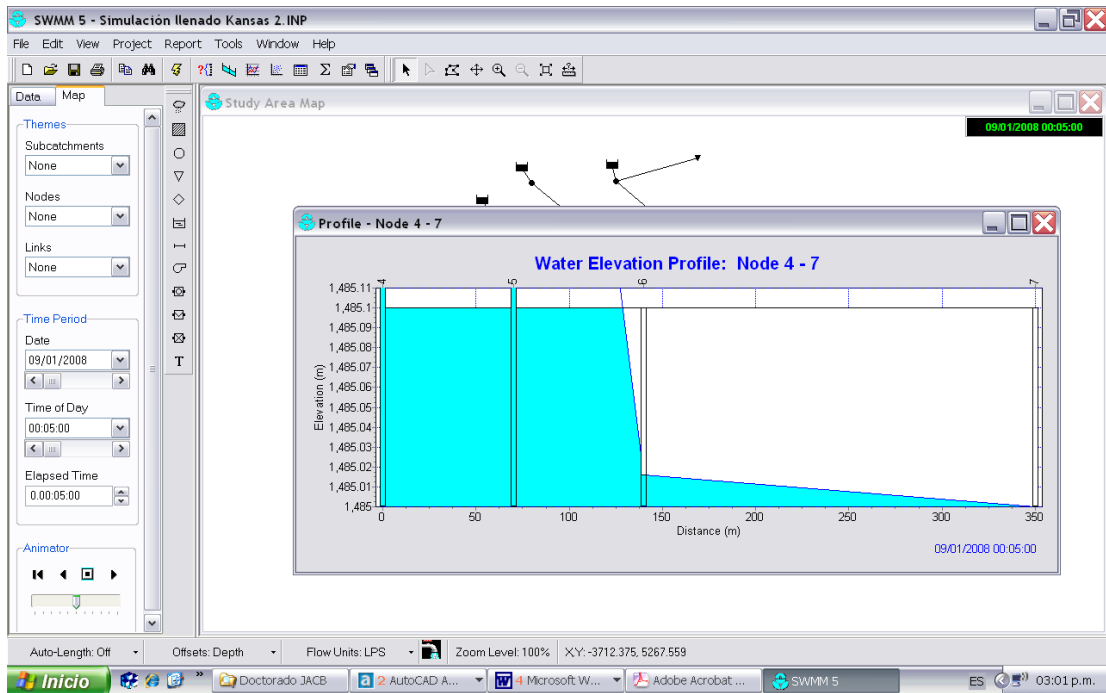


Figura 5. Perfil instantáneo de la superficie del agua durante el llenado de la red, obtenido por SWMM para una serie de tres tuberías de 100 milímetros de diámetro.

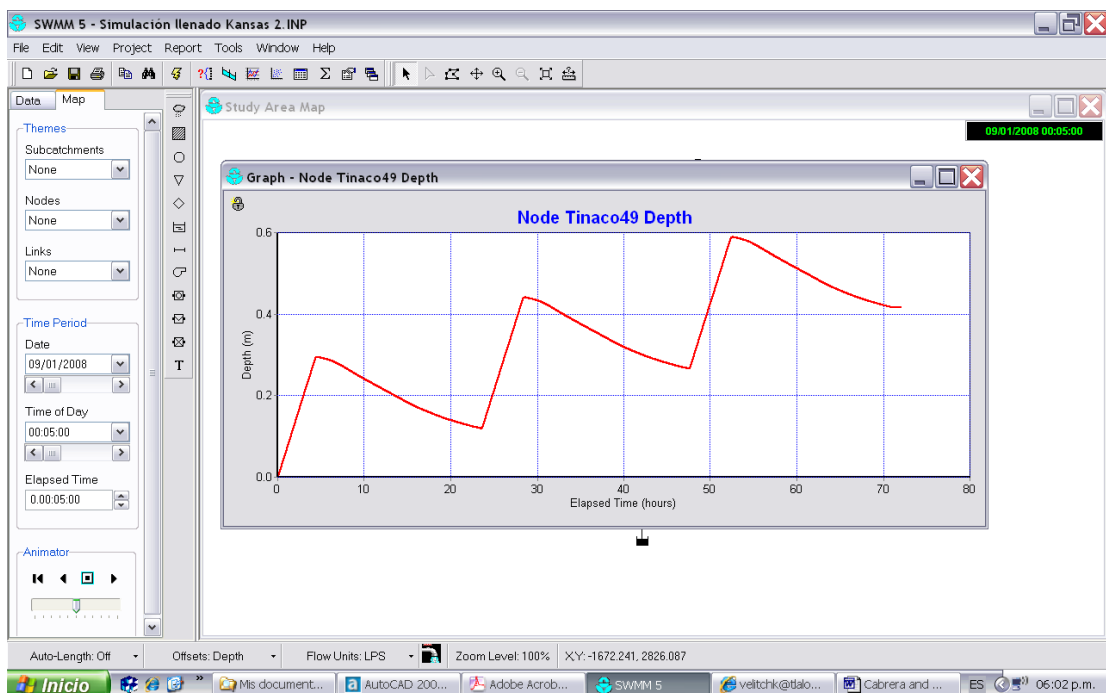


Figura 6. Evolución del nivel del agua en uno de los tinacos de la red mostrada en la figura 3, modelado por SWMM.

MODELACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA CON TINACOS EN EPANET

Desarrollado también por la Agencia de Protección al Medio Ambiente de los Estados Unidos de Norteamérica, EPANET es un software que modela sistemas de tuberías de distribución de agua. Puede ser descargado libremente del siguiente sitio de Internet

<http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>. A pesar de que se basa principalmente en un modelo dependiente de la demanda tiene un componente llamado emisor (*emitter*) que puede ser usado para modelar el suministro intermitente. La modelación después de un llenado inicial, se puede hacer de dos maneras:

1.- En principio, cada tinaco podría ser modelado en EPANET como un depósito conectado con la red. Dado el número extremadamente grande de tomas domiciliarias conectadas a la red de distribución de agua, esta forma obviamente es impráctica, sin embargo podría usarse con depósitos equivalentes, cada uno de los cuales representa un grupo de tinacos, de la misma manera, como la demanda de agua para un grupo de tomas domiciliarias es concentrada en los nodos de la red en los modelos convencionales de redes de distribución de agua. En la Figura 7 se muestra la red de la Figura 3 modelada en EPANET con esta suposición. En la Figura 8 se muestra un acercamiento a uno de los tanques equivalentes. La tubería que sale del tanque es usada para representar el uso del agua dentro de las casas.

2.- La representación de cada nodo de demanda como un emisor. Esta suposición es más simple que puede ser más apropiada para redes grandes.

Más detalles y ejemplos son representados por Tzatchkov y Cabrera-Bejar (2008).

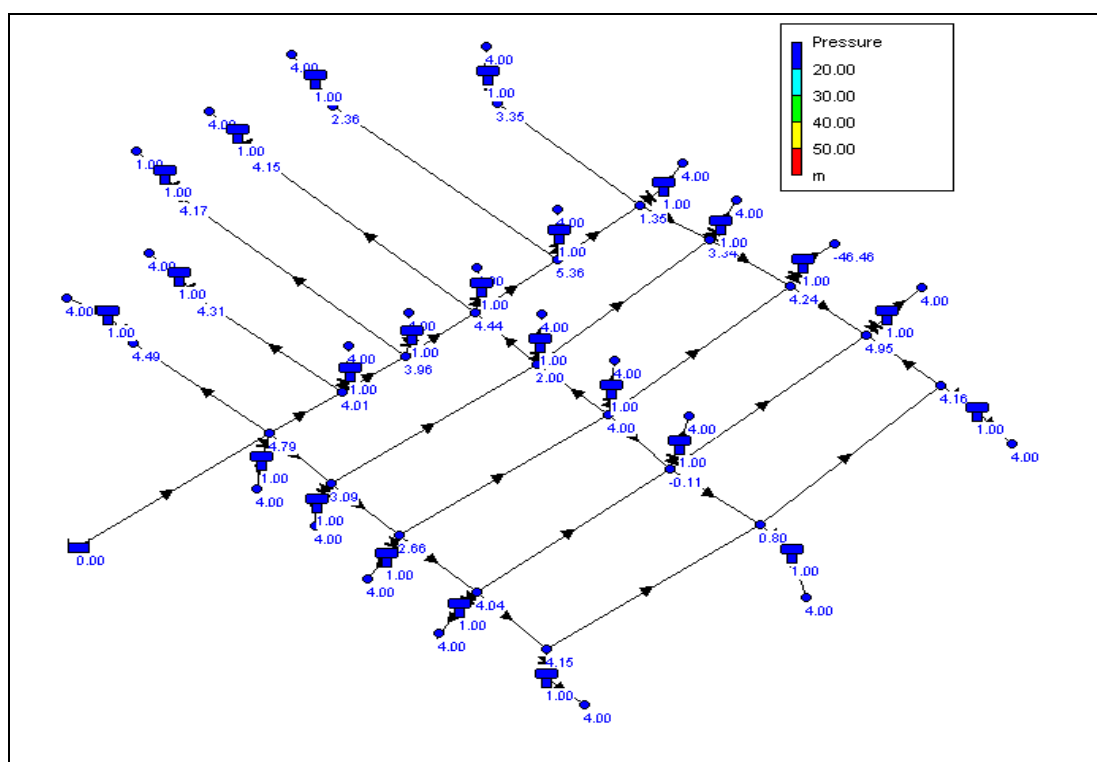


Figura 7. Red con tinacos modelada en EPANET.

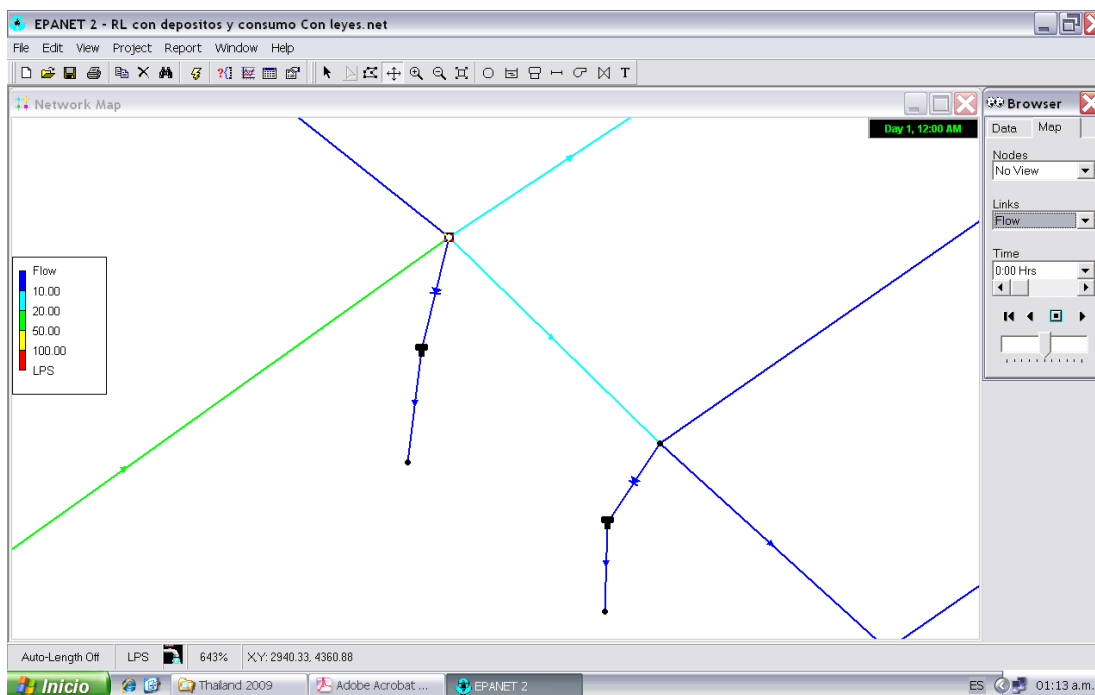


Figura 8. Red de distribución con depósitos modelados en EPANET. Un acercamiento a un tinaco.

CONCLUSIONES

El servicio intermitente de agua es indeseable, sin embargo se presenta en varios países en vías de desarrollo. Un cambio a 24 horas de servicio continuo es posible mediante la reducción de agua no cobrada y otros medios técnicos, con tal que haya suficiente agua en las fuentes, sin embargo puede tomar muchos años para lograrlo. Mientras tanto, los modelos específicos de servicio intermitente de agua podrían ser usados para un mejor entendimiento del comportamiento hidráulico de las redes de distribución de agua con suministro intermitente y para mejorar su diseño y operación. Los modelos conocidos de redes de distribución de agua no son apropiados para las redes con suministro intermitente ya que éstas son dependientes de la presión y del suministro. Existe software de modelos económicos, como SWMM y EPANET que pueden ser usados para modelar los llenados iniciales y la operación de redes y tinacos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alegre, H., Hirner, W., Baptista, J. y Parena, R. (2000). *Manual of Best Practice. Performance Indicators for Water Supply Services*. IWA Publishing
- Batish R. (2003). "A New Approach to the Design of Intermittent Water Supply Networks", Proc. ASCE EWRI World Water and Environmental Congress in Filadelfia, EUA. ASCE, Reston, Va., 1-11. .

- Bourguett-Ortiz, V. J. and Tzatchkov, V. (2007). “*Water utility performance indicators of Mexican cities*”, Proc. 4th IWA Specialist Conference on Efficient Use and Management of Urban Water Supply, Jeju, Korea, 1-8.
- Lee, E. J. and Schwab, K. J. (2005) “*Deficiencies in drinking water distribution systems in developing countries*” Journal of Water and Health, 3.2, 109-127.
- McIntosh A. C. and Yñiguez C. (1997). “*Second Water Utilities Data Book: Asian and Pacific Region*”, Asian Development Bank, Manila.
- Rossman L. (2002) *EPANET 2, Users Manual*, Water Supply and Water Resources Division, United States Environmental Protection Agency.
<http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>
- Rossman L. (2008) *SWMM 5.0 Storm Water Management Model, User’s Manual, Version 5.0*, Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory Cincinnati, OH 45268, <http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>.
- Totsuka, N.; Trifunovic N.; Vairavamoorthy K. (2004) “*Intermittent urban water supply under water starving situations*” Proc. 30th WEDC International Conference, Vientiane, Lao PDR.
- Tzatchkov V. G. and A. Cabrera-Bejar (2008) “*Una forma de modelar el suministro intermitente de una red de distribución de agua potable*”, Proc VIII Seminario Iberoamericano SEREA, Lisboa, Portugal.
- Vairavamoorthy, K and 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., Ali, M., and 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
- Vairavamoorthy, K. and 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. (2001). “*Launch of new International guidelines for design of water networks in developing countries*”, Paper presented at CIWEM Metropolitan Branch Jan.
- Yepes, G. and Dianderas, A. (1996). “*Water and Wastewater Utilities: Indicators, 2nd Edition*”. Water and Sanitation Division. The World Bank, Washington, D.C.

ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PRESSURIZAÇÃO DE UM SISTEMA HIDRÁULICO COM BOLSA DE AR APRISIONADA – METODOLOGIA E DISCUSSÃO DE REGISTOS

Sandra de Carvalho Martins¹; Alexandre Borga¹; Helena Ramos²; António Betâmio de Almeida²

Resumo – A presença de ar aprisionado em sistemas hidráulicos em pressão constitui uma condição operacional crítica, em resultado do seu comportamento dinâmico, frequentemente reflectido no agravamento severo dos transitórios hidráulicos e, conseqüentemente, na redução dos níveis de segurança das infra-estruturas. Neste trabalho apresenta-se a metodologia de análise experimental da resposta hidráulica transitória a uma acção de pressurização, num circuito hidráulico com bolsa de ar aprisionada e descrevem-se os equipamentos envolvidos na realização do ensaio e a instrumentação utilizada na aquisição de dados. Os registos obtidos num ensaio experimental são apresentados, analisados e comparados com os resultados de simulação numérica. O comportamento da frente líquida é também, interpretado pelos resultados gráficos da simulação numérica de um modelo CFD num sistema semelhante.

Abstract – The presence of entrapped air in pressurized hydraulic systems is considered an operational critical condition, since its dynamics behaviour is frequently traduced by serious impacts in hydraulic transients and, consequently, in the infrastructure security levels. In the present paper, the experimental analysis methodology of the hydraulic transient response to a pressurization action in a experimental set-up with entrapped air pocket is presented, with the equipments and data recording instruments involved in experimental assays being described. Data obtained from an experimental test are analyzed and compared with those numerically simulated. The liquid front behaviour is also explained by graphical results of the numerical simulation in a CFD model, related with a similar system.

Palavras chave: ar aprisionado, pressurização, registos experimentais.

Keywords: entrapped air, pressurization, experimental data

¹ Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL) – Lisboa, Portugal – Tel: (+351) 21 831 70 02 – E-mail: smartins@dec.isel.ipl.pt; aborga@dec.isel.ipl.pt

² Instituto Superior Técnico (IST) – Lisboa, Portugal – Tel: (+351) 21 841 81 51 – E-mail: hr@civil.ist.utl.pt; aba@civil.ist.utl.pt

INTRODUÇÃO

O comportamento dinâmico do ar aprisionado nos sistemas hidráulicos, em virtude da sua reduzida inércia e elevada compressibilidade, é frequentemente reflectido no agravamento dos transitórios hidráulicos, reduzindo os níveis de segurança das infra-estruturas. A problemática dos efeitos da interacção dinâmica do ar e do escoamento líquido assume particular expressão nos contextos operacionais de enchimento e pressurização dos sistemas hidráulicos.

Diversos estudos têm sido desenvolvidos nesta temática, particularmente no domínio da modelação matemática e da caracterização teórica da dinâmica dos escoamentos em pressão com bolsas de ar aprisionadas, destacando-se os trabalhos de Cabrera et al (1992), Guarga et al. (1994), Guarga et al. (1996), Qiu & Burrows (1996), Fuertes et al. (1997) e Izquierdo et al. (1999). Relativamente aos estudos experimentais refiram-se os trabalhos de De Martino et al. (2000) e de Martin (2000) que avaliam a resposta hidráulica a pressurizações rápidas, em instalações com bolsas de ar e orifícios para libertação. A influência do ar aprisionado e das suas condições de libertação, no avanço da onda líquida de enchimento e na evolução das oscilações de pressão estabelecidas, foi também estudada experimentalmente por Zhou et al. (2002), tendo verificado que o comportamento da interface ar-água e o tipo da oscilação de pressão associada são fortemente determinados pelas condições de vazão do ar. O estudo experimental da evolução de bolsas de ar aprisionadas numa tubagem de perfil irregular foi desenvolvido por Fuertes (2001), tendo Lee(2005) avaliado a pressurização e a expulsão do ar aprisionado numa tubagem horizontal.

O presente trabalho insere-se num projecto de investigação no domínio do comportamento e vulnerabilidade de sistemas hidráulicos adutores em operações de enchimento e pressurização, em que a problemática do ar aprisionado assume particular enfoque. É seu objectivo, apresentar a metodologia de avaliação experimental da resposta hidráulica transitória à acção de pressurização de um sistema com bolsa de ar aprisionada e a informação produzida na experimentação de um caso estudo. A interpretação do comportamento da frente líquida, como resultado da interacção do movimento dos dois fluidos (ar e água), num troço confinado de tubagem vertical em pressurização é, também, efectuada com base nos gráficos obtidos na simulação computacional de um modelo CFD bidimensional, para um sistema semelhante.

INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO PARA A AQUISIÇÃO DE DADOS.

Na fase inicial do programa de trabalhos, a instalação experimental consiste num sistema hidráulico simplificado (Figura 1), reproduzindo a essência física de condições críticas particulares em condutas com ar aprisionado. A tubagem em PVC (DN63-PN16), com um comprimento total de 3,35m, é ligada na sua extremidade de montante a um reservatório hidropneumático, através de uma válvula de esfera. O trecho vertical, em PVC transparente com 1,35 m, permite a observação do comportamento da frente líquida e bolsa de ar nele aprisionada no decorrer do ensaio. A flange de controlo fixada à sua extremidade de jusante, para além da instrumentação para aquisição dos valores de pressão e temperatura, tem associado um conjunto de acessórios para controlo das condições iniciais de ensaio, possibilitando nomeadamente: tornar o sistema confinado, variar a dimensão dos orifícios para libertação do ar, instalar ventosas ou estabelecer a pré-pressurização da bolsa de ar aprisionada.

A metodologia de ensaio compreende a regulação da altura de água e da pressão do ar no reservatório hidropneumático para os níveis pretendidos, bem da coluna líquida no interior da tubagem, através do posicionando da frente líquida num nível compatível com a dimensão da bolsa de ar que se pretende ensaiar. A flange de controlo dispõe de uma válvula $\phi 3/4''$ para a ligação ou o isolamento da bolsa de ar com a atmosfera. A pressurização do sistema é estabelecida com a abertura automatizada da válvula de esfera associada a um actuador pneumático, sendo o transitório hidráulico decorrente objecto da análise experimental.

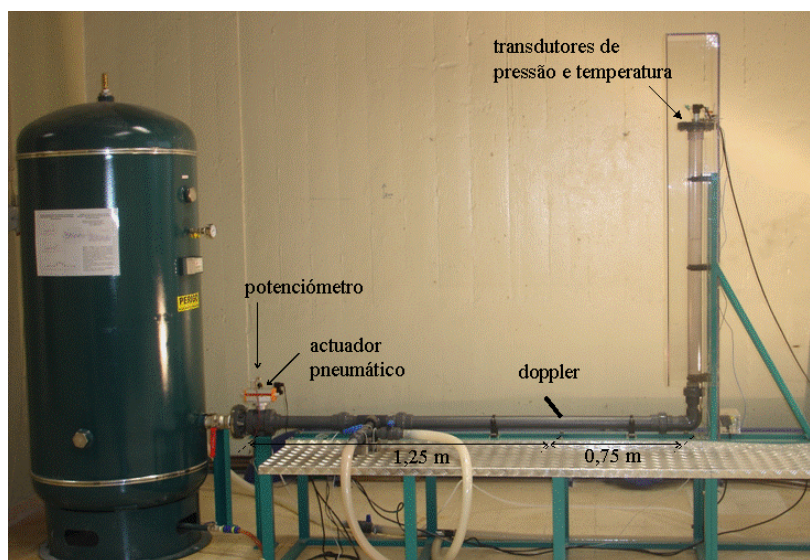


Figura 1. Instalação experimental – equipamentos e instrumentação

Um potenciômetro, ligado ao veio da válvula de esfera, transmite informação contínua da posição do obturador durante o ensaio, permitindo conhecer o tempo real de abertura. Um interruptor acciona a válvula piloto de solenóide, que controla a alimentação de ar comprimido ao actuador pneumático.

Os transmissores de pressão do tipo diafragma e o sensor de temperatura (termopar do tipo K), montados na flange de controlo, encontram-se ligados por cabos de 4 condutores a uma fonte de alimentação e a um conversor analógico-digital (Pico). Os sinais eléctricos do potenciômetro e do interruptor de accionamento da válvula piloto de solenóide são directamente recebidos neste conversor. Os sinais digitais são então transmitidos a um computador através de um cabo de comunicação paralelo. O software PicoScope permite utilizar o computador como um osciloscópio, efectuando o registo do sinal digital emitido pelo conversor e processando o respectivo tratamento gráfico. A aquisição destes dados é obtida a uma taxa de 500 leituras/segundo.

A medição das velocidades do escoamento líquido é efectuada através de velocímetro Doppler ultra-sónico DOP3000. Uma sequência de ondas sinusoidais são emitidas pelo transdutor, propagando-se ao longo de um domínio em cone estreito do meio líquido. As ondas emitidas são interceptadas por partículas que dão origem a ecos, por sua vez recepcionados pelo mesmo transdutor. O intervalo de tempo entre a emissão das ondas e a recepção dos ecos é tomado como o sinal de referência e diferentes atrasos correspondem a diferentes posições da partícula que intersectou a onda. É assegurada desta forma a resolução espacial do perfil de velocidades na secção de medição, num total de 74 pontos, uniformemente distribuídos na direcção diametral da tubagem. A aquisição dos perfis de velocidades na secção é efectuada a uma taxa de 72 perfis por segundo. O sensor é instalado encostado à geratriz superior da tubagem e a continuidade acústica é mantida com o preenchimento de uma fina camada de gel sobre a superfície de encosto

O comportamento da frente líquida ou interface ar-água é registado, ao longo do transitório, através de câmara de aquisição de imagem a elevada velocidade (52,35 frames/segundo). A sincronização das imagens obtidas com o início do transitório é efectuada através da sinalização luminosa de um “led” registada na imagem, que é interrompida com a ordem eléctrica de abertura da válvula.

REGISTOS EXPERIMENTAIS

Os registos seguidamente apresentados respeitam à pressurização da tubagem experimental totalmente confinada, com uma coluna de ar no topo do seu trecho vertical, de dimensão axial igual a 0,5m, a uma pressão inicial em equilíbrio com a atmosfera. O reservatório hidropneumático foi regulado para uma altura de água de 0,6m acima do eixo da tubagem e a pressão do ar no seu interior regulada para 2 bar (pressão absoluta).

Na Figura 2 apresentam-se os registos dos sinais do potenciómetro e do interruptor que dá a ordem eléctrica para a abertura da válvula, decorrida num tempo total de 230 ms.

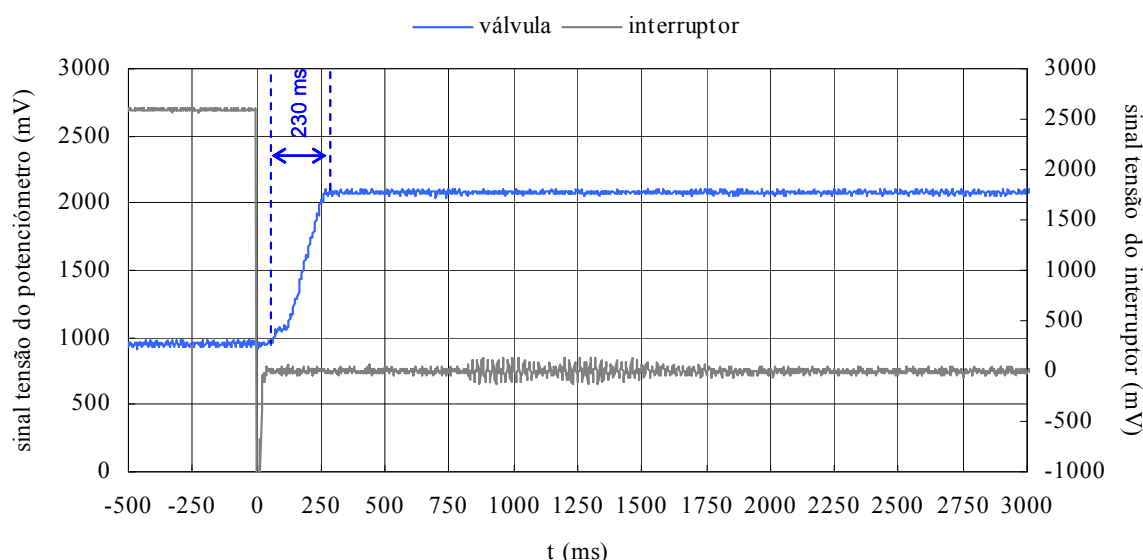


Figura 2. Registos dos sinais do potenciómetro e do interruptor para accionamento da abertura da válvula.

A Figura 3 inclui os registos da pressão e da temperatura, traduzindo a sua evolução ao longo do ensaio e referenciando os pontos do diagrama de pressões correspondentes às situações registadas nas imagens da Figura 4, respeitantes à condição inicial do ensaio (I_0) e à compressão máxima e expansão máxima do ar no 1^a ciclo da oscilação (I_2 e I_3 , respectivamente) e à compressão máxima e expansão máxima do ar no 2^o ciclo da oscilação (I_4 e I_5 , respectivamente). Inclui-se na Figura 4 informação quantitativa relacionada com as dimensões axiais da colunas monofásicas em ar (L_a) e da coluna difásica ar-água (L_{aa}) gerada com pela perturbação da frente líquida.

No início do transitório, o avanço da frente líquida processa-se com reduzida perturbação, apresentando uma configuração próxima de um diagrama de velocidades na condição de compressão máxima do ar (I_1). Na fase seguinte de expansão ou de inversão do movimento da coluna líquida, observa-se uma grande perturbação na interface ar-água, com um desenvolvimento relevante da coluna com mistura dos 2 fluidos e redução da bolsa

monofásica em ar. Na compressão máxima do 2º ciclo da oscilação regista-se maior desenvolvimento da coluna difásica perturbada ar-água (L_{aa}), comparativamente à do 1º ciclo, sendo que a perturbação associada à expansão sequente elimina a condição de bolsa monofásica em ar.

O diagrama das pressões registadas (Figura 3) evidencia um acentuado amortecimento nos 3 primeiros ciclos das oscilações transitórias e a temperatura do ar é aumentada cerca de 1,46°C, em resultado da conversão parcial da energia mecânica do escoamento líquido em energia térmica do ar aprisionado.

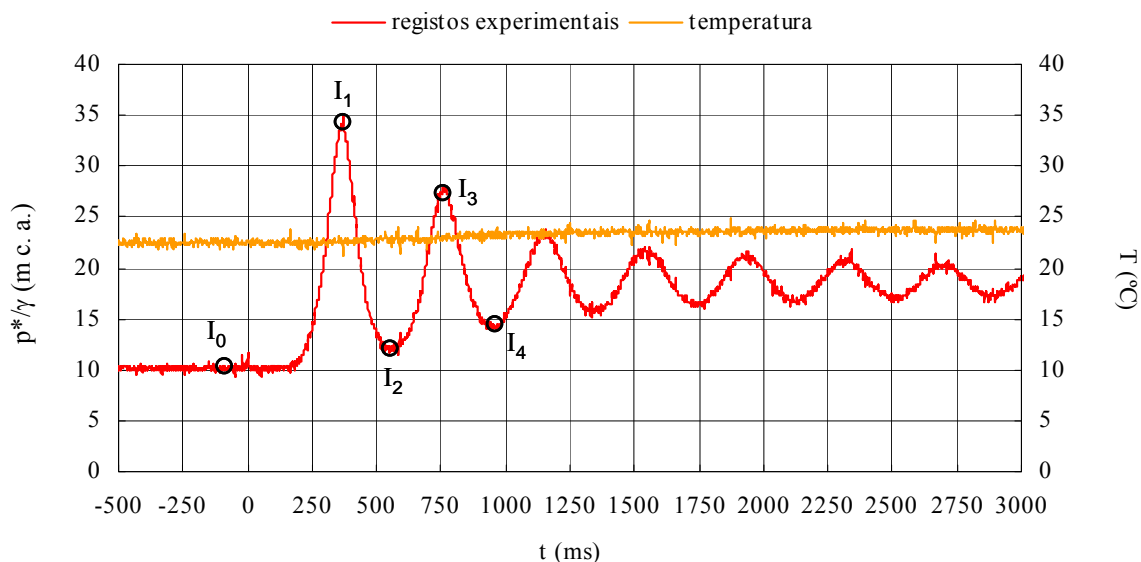


Figura 3. Registos de pressão e temperatura.

I_0	I_1	I_2	I_3	I_4
$p^*/\gamma = 10,33 \text{ m}$ $L_{aa} = 0$ $L_a = 0,050 \text{ m}$	$p^*/\gamma = 34,951 \text{ m}$ $L_{aa} = 0,089 \text{ m}$ $L_a = 0,172 \text{ m}$	$p^*/\gamma = 11,681 \text{ m}$ $L_{aa} = 0,394 \text{ m}$ $L_a = 0,104 \text{ m}$	$p^* = 2,79 \text{ bar}$ $L_{aa} = 0,283 \text{ m}$ $L_a = 0,059 \text{ m}$	$p^* = 1,41 \text{ bar}$ $L_{aa} = 0,473 \text{ m}$ $L_a = 0$

Figura 4. Imagens das fases críticas do transitório hidráulico.

Os resultados experimentais obtidos através do Doppler, colocado numa secção intermédia do troço de tubagem horizontal (Figura 1) fornecem relevante informação quantitativa e qualitativa, quanto à natureza da variação dos perfis de velocidades durante o transitório hidráulico. Seleccionaram-se perfis registados entre o instante $t=194$ ms e $t=221,7$ ms (Figura 5), relacionados com a fase inicial do movimento da coluna líquida e os perfis registados entre os instantes $t=346,7$ ms e $t=374,4$ ms (Figura 6), em que ocorre a compressão máxima da bolsa de ar. Em $t=194$ ms, o diagrama de velocidades obtido evidencia uma coluna líquida com um escoamento central atingindo velocidades pontuais da ordem dos 3,5 m/s e um anel de escoamento envolvente a muito menor velocidade ($\sim 1,2$ m/s). Essa diferença vai sendo atenuada por efeito do aumento da pressão do ar na sua extremidade de jusante.

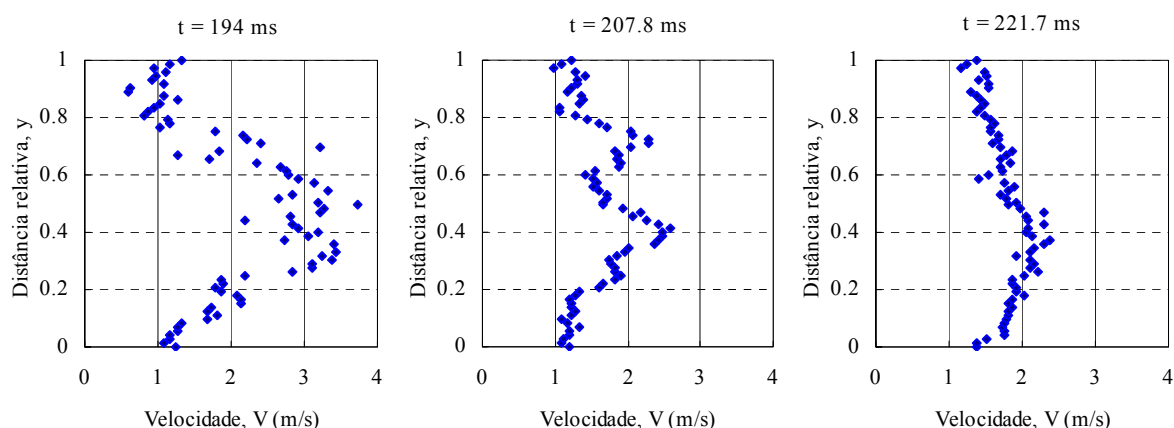


Figura 5. Perfis de velocidades registados entre o instante $t=194$ ms e $t=221,7$ ms.

A fase de inversão do movimento da coluna líquida pode ser analisada nos registos de velocidades apresentados na Figura 6. Os diagramas $t=360,5$ ms e $t=374,4$ ms reflectem uma complexa estrutura interna do escoamento, com o anel de escoamento periférico em sentido contrário ao do escoamento central. A velocidade nas proximidades da parede da tubagem torna-se negativa e enquanto a zona central do escoamento assume, ainda, velocidades positivas. Nestas condições, o escoamento, apesar do reduzido valor da sua velocidade média, processa-se com fortes tensões tangenciais e elevada dissipação de energia (Brunone et al., 2000).

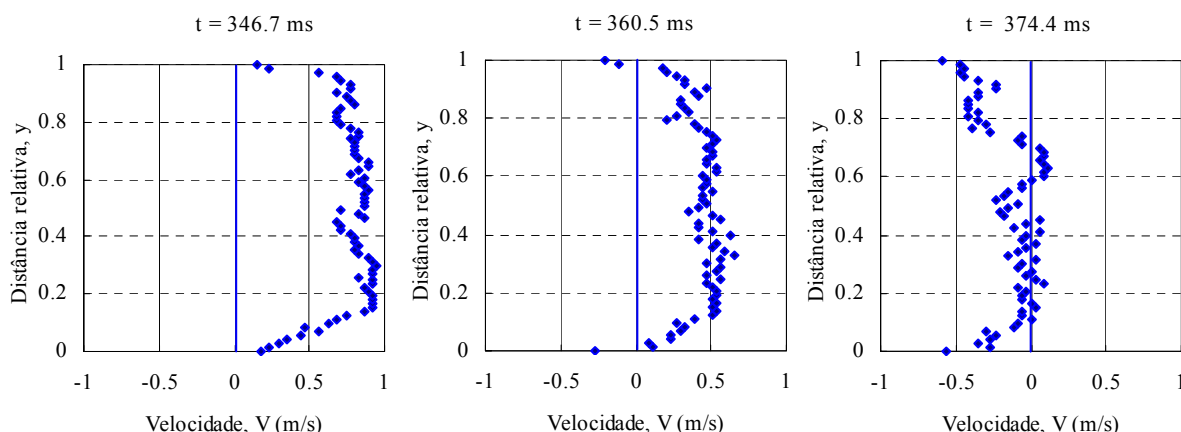


Figura 6. Perfis de velocidades registados entre o instante $t=346,7$ ms e $t=374,4$ ms.

COMPARAÇÃO DOS REGISTOS EXPERIMENTAIS E RESULTADOS COMPUTACIONAIS.

A sobreposição gráfica dos registos experimentais da pressão do ar e dos respectivos valores computacionais (modelo elástico) indicam que o 1º ciclo da oscilação é bem reproduzido pelo modelo computacional, com bom ajustamento das condições de compressão e expansão máxima do ar. Porém, as diferenças aumentam ao longo da simulação. As oscilações teóricas apresentam-se mais rápidas e o seu amortecimento no tempo, difere significativamente do amortecimento verificado no ensaio experimental (Figura 7).

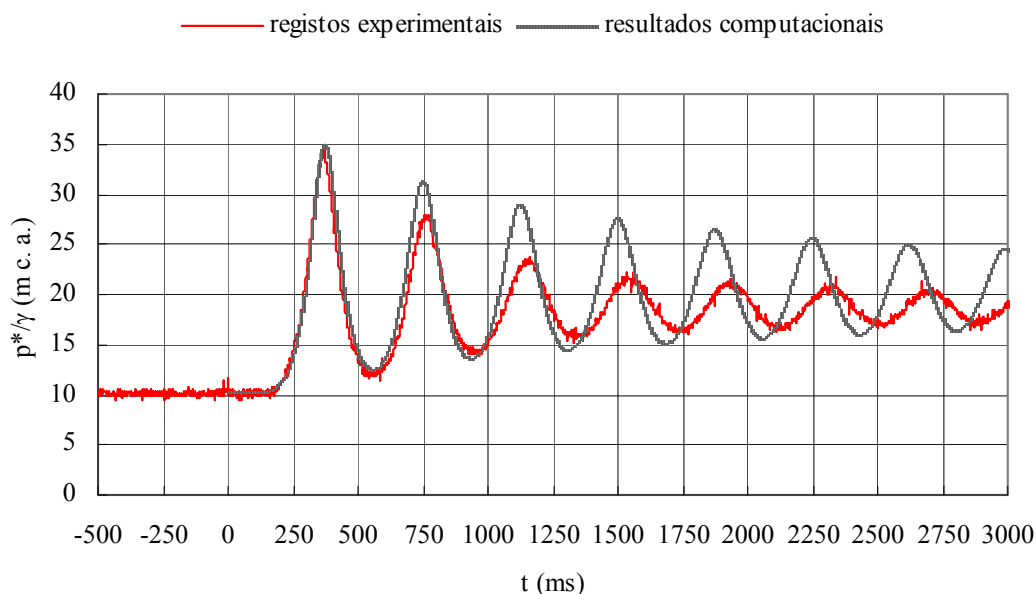


Figura 7. Comparação gráfica dos registos experimentais da pressão do ar e resultados computacionais.

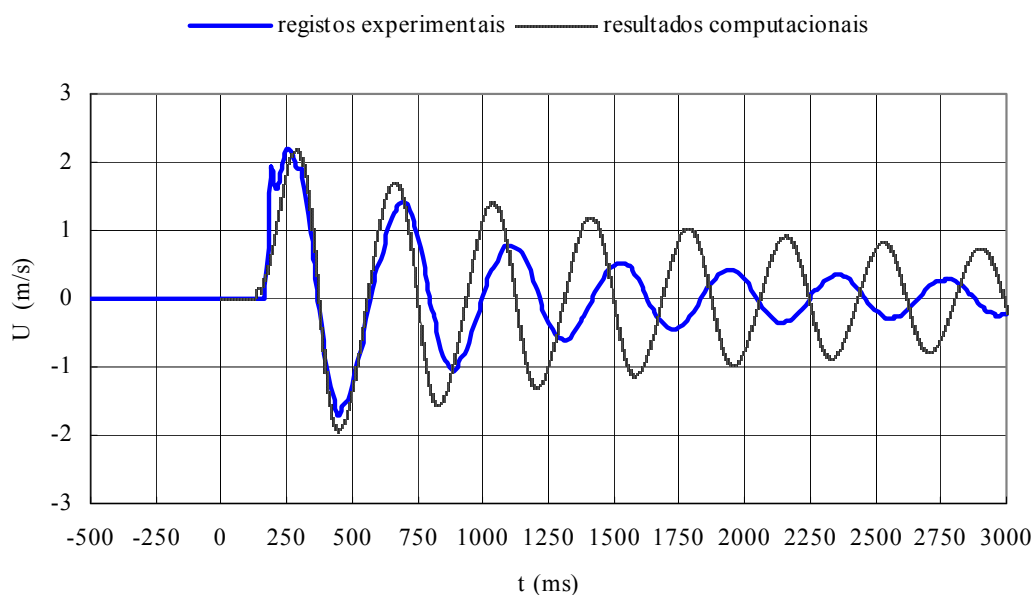


Figura 8. Comparação gráfica da velocidade média obtida com a informação Doppler e os resultados computacionais.

A Figura 8 compara a velocidade média calculada a partir da informação registada com o Doppler com os resultados teóricos da simulação computacional. Também a máxima velocidade média na secção é razoavelmente reproduzida através da simulação numérica. Porém, a partir desta condição as diferenças tornam-se acentuadas.

Estes desvios, na reprodução numérica das pressões e velocidades transitórias, resultam das limitações do modelo, em termos da sua capacidade para reproduzir o efeito de todos os parâmetros com influência no fenómeno.

A resistência hidráulica no escoamento líquido foi modelada à luz da hipótese quasi-estacionária, sem a consideração dos efeitos variáveis. Aspectos da estrutura do escoamento, evidenciados através dos perfis de velocidades, claramente demonstram que esta simplificação não se ajusta ao fenómeno transitório em análise e que o efeito não estacionário da dissipação da energia deve ser considerado na modelação do transitório hidráulico.

O comportamento da frente líquida é assumida no modelo matemático como bem definida e normal ao eixo da tubagem. Os efeitos de uma frente líquida fortemente perturbada, particularmente nas fases de expansão do ar, devem ser considerados. Também a formação de uma coluna bifásica ar-água deverá ser tida em conta na caracterização teórica do comportamento termodinâmico do ar aprisionado. Lee (2005) considerou a transferências de calor por convecção livre na modelação do comportamento energético do ar aprisionado, tendo observado que as características de amortecimento hidráulico resultam analiticamente melhoradas, relativamente às obtidas da exclusiva consideração da resistência de atrito nas superfícies de fronteira, reflectindo-se também em melhores ajustamentos na frequência das oscilações de pressão.

ANALISE DO AMORTECIMENTO DAS OSCILAÇÕES

O registo das pressões transitórias indica que cerca de 65% do amortecimento decorre nos 3 primeiros ciclos das oscilações transitórias. A análise do amortecimento (Figura 9) foi efectuada com base na metodologia proposta por Ramos et al. (2004), onde este efeito dinâmico se considera fundamentalmente relacionado com as perdas por atrito e com o comportamento reológico dos sistemas (elástico ou plástico).

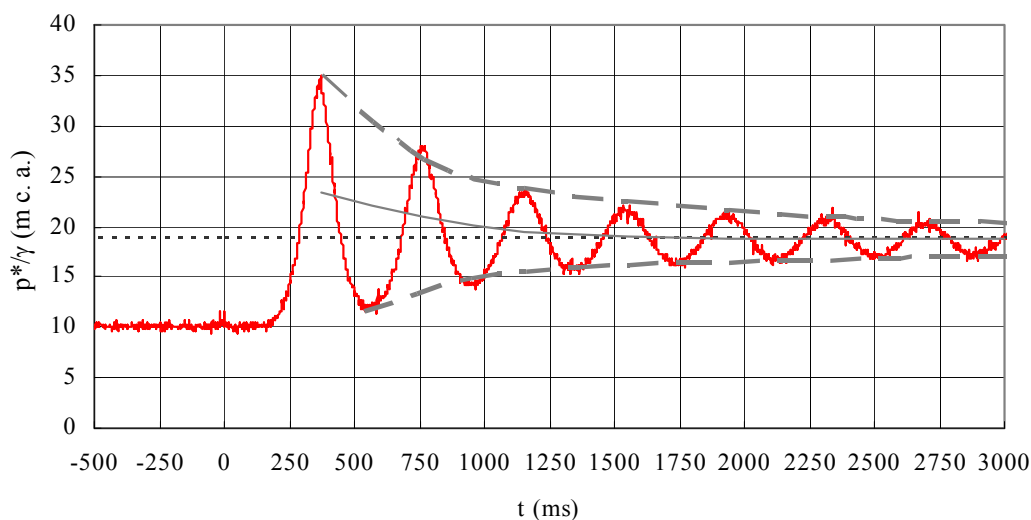


Figura 9. Curvas de amortecimento para $K_2 = 2,4$. Metodologia proposta de Ramos et al.(2004).

Face ao ajustamento obtido através das formulações para sistemas elásticos,

- amortecimento das compressões:
$$h = h_f + \frac{(h_{\max} - h_f)}{(1 + K_2 \cdot t)}$$

- amortecimento das expansões:
$$h = h_f - \frac{(h_{\min} - h_f)}{(1 + K_2 \cdot t)}$$

concluiu-se que o sistema experimental assumiu um comportamento elástico, com um factor de atenuação $K_2 = 2,4$ (Figura 9). Este factor traduz, no caso dos sistemas elásticos, uma dissipação devida aos efeitos do atrito. Para o sistema em análise, K_2 traduz ainda o efeito amortecedor da mola de ar. Nas formulações anteriores, h representa a altura piezométrica no instante t , h_f a altura piezométrica para que tendem as oscilações de pressão e h_{\max} e h_{\min} as alturas piezométricas máximas e mínimas registadas no ensaio. No caso de sistemas com comportamento plástico, a equação do amortecimento é exponencial, sendo o valor do factor de atenuação, K_2 , função dos efeitos de atrito e das características reológicas do sistema.

OBSERVAÇÃO BIDIMENSIONAL DA INTERACÇÃO DAS FASES

Os gráficos da simulação computacional obtidos de um modelo CFD bidimensional, poderá constituir uma fonte de informação relevante na análise da interacção dinâmica dos dois fluidos (ar e água), no troço confinado de tubagem vertical em pressurização.

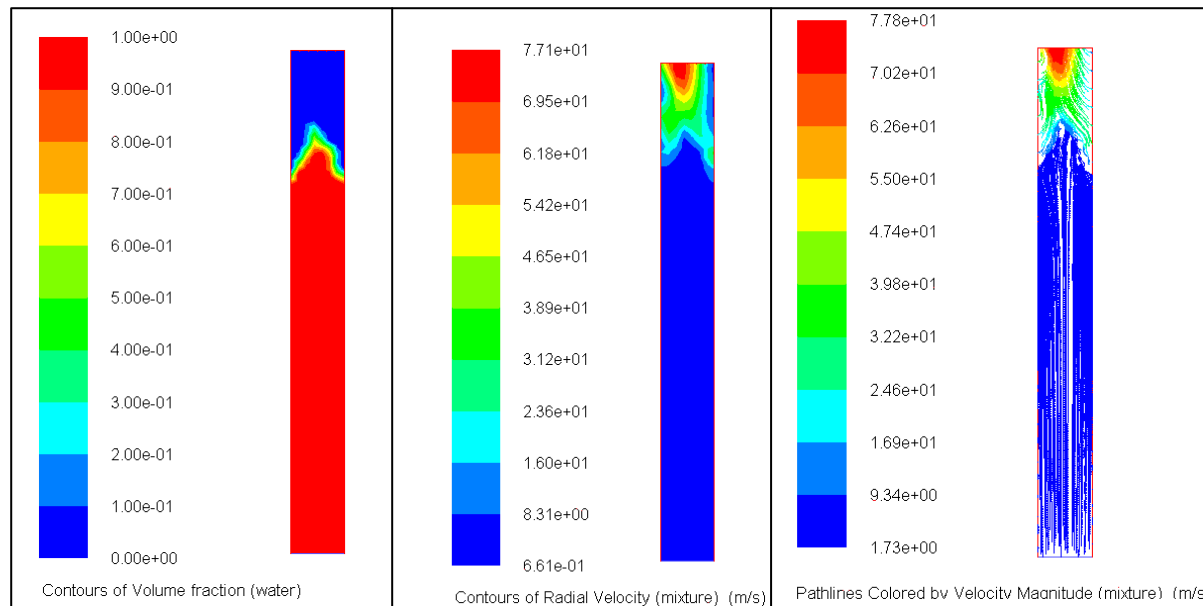


Figura 10. Resultados de simulação em modelo CFD para sistema semelhante.

Apresentam-se na Figura 10 os resultados relativos a um mesmo instante de cálculo, traduzindo:

- a deformação sofrida pela frente líquida no avanço em direcção à bolsa de ar, identificando-se uma estreita espessura de uma mistura de ar e água na interface;

- o campo de velocidades radiais nos dois fluidos, traduzindo uma coluna líquida com escoamento predominantemente unidireccional;
- as trajectórias nos dois fluidos, com uma coloração relacionada com os valores das respectivas velocidades.

De realçar a reacção da bolsa de ar ao avanço da coluna líquida, com um movimentando-se veloz a partir da zona central de topo, penetrando lateralmente e reforçando a deformação da frente líquida.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro a este projecto de investigação, da Fundação para Ciência e Tecnologia (FCT), através das bolsas com a referência PTDC ECM/68694/2006 e SFRH/BD/39502/2007, assim como ao CEHIDRO - Centro de Estudos de Hidrossistemas, do Departamento de Engenharia Civil, do Instituto Superior Técnico (Lisboa). Agradecem, ainda, à Mariana Simão o apoio na aplicação do modelo CFD.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brunone, B., B. Karney, et al. (2000). "*Velocity profiles and unsteady pipe friction in transient flow*" Journal of Water Resources Planning and Management: 236-244.
- Cabrera, E., J. Abreu, et al. (1992), "*Influence of liquid length variation in hydraulic transients*", Journal of Hydraulic Engineering 118: 1639-1650.
- De Martino, G., M. Giugni, et al. (2000). "*Pressure surges in water mains caused by air release*". 8th International Conference on Pressure Surges - Safe Design and Operation of Industrial Pipe Systems. A. Anderson. The Hague, The Netherlands, John Wiley & Sons Inc: 147-159.
- Fuertes, V. S. (2001). Transitorios hidráulicos con air atrapado. Valencia, Universidad Politecnica de Valencia. Thesis doctoral: 620.
- Fuertes, V. S., J. Izquierdo, et al. (1997), "*Llenado de Tuberías com aire atrapado*", Ingeniería del Agua, Vol. 4(3): 57-67.
- Guarga, R., A. Acosta, et al. (1996), "*Dynamic compression of entrapped air pockets by elastic water columns*", Proceedings of the XVIII Symposium on Hydraulic Machinery and Cavitation IAHR, Valencia, Spain, pp. 710-719.
- Guarga, R., E. Lorenzo, et al. (1994). "*Aire atrapado en una tubería. Análisis de dos modelos*". Proceedings of the XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, IARH, Santiago, Chile, pp.355-367.
- Izquierdo, J., V. S. Fuertes, et al. (1999). "*Pipeline start-up with entrapped air.*" Journal of Hydraulic Research 37(5): 579-590.

- Lee, N. H. (2005), Effect of Pressurization and Expulsion of Entrapped Air in Pipelines, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia, Georgia Institute of Technology, PhD Thesis.
- Martin, C. S. and N. H. Lee (2000). "*Rapid expulsion of entrapped air through an orifice*". 8th International Conference on Pressure Surges - Safe Design and Operation of Industrial Pipe Systems. A. Anderson: 125-132.
- Qiu, D. Q. and R. Burrows (1996), "*Prediction of pressure transients with entrapped air in a pipeline*", Proceedings of the 7th International Conference on Pressure Surges and Fluid Transients in Pipelines and Open Channels, BHRA, Harrogate, UK, 16-18 April, pp. 251-263.
- Ramos, H.; Borga; A. Covas, D.; Loureiro, D. (2004). "Surge Damping Analysis in Pipe Systems: Modelling and Experiments." *Journal of Hydraulic Research* 42(4): 413-425.
- Zhou, F., F. E. Hicks, et al. (2002 a). "*Transient flow in a rapidly filling horizontal pipe containing trapped air.*" *Journal of Hydraulic Engineering* 128(6): 625.
- Zhou, F., F. Hicks, et al. (2002 c). "*Effects of trapped air during rapid filling of partially full pipes*" Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering. C. S. C. Engineering. Montréal, Québec, Canada: 1-10.

REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN REDES DE ABASTECIMIENTO MEDIANTE LA INSTALACIÓN DE UNA RED DE SENSORES DE CALIDAD

Joanna Alicia Gutiérrez Pérez¹; Rafael Pérez-García¹, Joaquín Izquierdo¹; Manuel Herrera¹

Resumen – Las infraestructuras de abastecimiento de agua están expuestas a daños por causas naturales y por ataques deliberados, que pueden poner de manifiesto las debilidades del sistema. Tales sistemas son muy vulnerables a una variedad de amenazas, como la intrusión deliberada o accidental de contaminantes en el sistema. La intrusión contaminante es difícilmente predecible, especialmente si es deliberada, debido a la dispersión espacial del sistema, y puede comprometer seriamente la capacidad del mismo para entregar agua potable segura. En este sentido, la implementación de un sistema de monitorización puede ser de gran ayuda, no tanto para prevenir la contaminación del agua, sino para alertar de forma temprana en el caso de que aparezca. La distribución y densidad de la red de sensores va a influir de forma decisiva en la capacidad de respuesta ante un evento de contaminación, si bien, el diseño de la red de sensores es complicado, debido a la complejidad y la naturaleza dinámica de los sistemas de distribución. Este trabajo analiza la respuesta de una red de distribución de agua, ante la intrusión de una cierta concentración de un contaminante inyectada en distintos nodos de la red, para determinar la localización y el número de sensores adecuado para esa red.

Abstract – Water supply infrastructures are exposed to damages for natural causes and for deliberate attacks that can show the weaknesses of the system. Such systems are very vulnerable to a variety of threats, such as the deliberate or accidental intrusion of pollutants in the system. The polluting intrusion is difficulty predictable, especially if it is deliberated, due to the spatial dispersion of the system, and it can hardly put in risk the capacity of the system to supply safe drinking water. In this sense, the implementation of a monitoring system can be of great help, non to prevent the contamination of the water, but to early alert in case it appears. The distribution and density of the sensors network will influence in a decisive way in the response capacity when an event o contamination happen, although, the design of the distribution systems. In this paper, we analyze the response of a water supply network when happens the intrusion of a certain concentration of a pollutant, being injected in different nodes of the network to determine the location and number of sensors appropriate for that network.

Palabras clave: Redes de distribución de agua, vulnerabilidad, intrusión deliberada, monitorización, sensores

Keywords: Water distribution networks, vulnerability, deliberate intrusion, monitoring, sensors.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente - Camino de Vera s/n, 46022, Valencia-España. Tf. (+34) 96 387 98 90. Fax (+34) 96 387 79 81 E-mail: joagupre@posgrado.upv.es; {rperez, jizquier, mahefe,}@gmmf.upv.es

INTRODUCCIÓN

Los subsistemas, tales como las fuentes de agua bruta, las plantas de tratamiento, los sistemas de transporte y distribución, los almacenamientos, los sistemas de medición, control y comunicación, dispositivos de medición y monitorización de flujos, presión, calidad del agua y otros parámetros operacionales, incluyendo también elementos de control y software computacional, como *SCADA's (Supervisory Control And Data Acquisition)*, son puntos vulnerables en todo el sistema de abastecimiento, porque un severo desajuste, ruptura o avería de cualquiera de ellos podría deshabilitarlo en su totalidad y dejarlo fuera de servicio.

En ese contexto, limitar el acceso físico a los elementos clave de un sistema de abastecimiento de agua no es suficiente para reducir eficazmente el riesgo asociado a una intrusión deliberada de un contaminante; así, un evento de este tipo puede ocurrir en cualquier momento y lugar a través de todo el sistema. Asimismo, como señala Pérez et al. (2008), es difícil, o tal vez imposible, proteger todo el sistema de abastecimiento contra todo tipo de contingencias, pero sí es posible analizar y estudiar todas las posibilidades de fallo y sus consecuencias, como un medio para prevenir los efectos adversos de cualquier suceso que implique un riesgo para los usuarios de forma directa o indirecta, tanto si proviene de una causa accidental como deliberada. En la mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua, el riesgo potencial de los fallos en la calidad del agua potable nunca es nulo, ya que los fallos pueden suceder en diferentes maneras. Por lo tanto, el diseño y el mantenimiento de sistemas robustos es importante para garantizar la disponibilidad de agua segura, incluso cuando múltiples fallos ocurran simultáneamente (Hudrey y Hudrey, 2004 citado por Lee, 2006). En relación con esto, el concepto de “agua potable segura” significa que la gente no debe morir o enfermarse gravemente por usarla o beberla. Sin embargo, no significa que no exista un riesgo asociado a la misma. La seguridad no es una condición absoluta, sino más bien relativa y en la práctica, la premisa de que el agua sea segura significa que el agua está a un nivel de riesgo tan bajo, que los consumidores no tienen que preocuparse por contraer una enfermedad a través de ella (Hruday y Krewski, 1995 citado por Lee, 2006). Es por ello que existe una importante necesidad de medir y monitorear la fiabilidad y las debilidades potenciales de los sistemas de abastecimiento y es fundamental tener una visión de las técnicas que puedan identificar las vulnerabilidades potenciales de sus elementos, o las debilidades constantes más generalizadas para que estas sean protegidas o reforzadas.

Por otro lado, diversas investigaciones en el ámbito de la seguridad del abastecimiento de agua potable, se han enfocado en la mejora de los sistemas de monitorización y detección de contaminantes para minimizar los posibles impactos tanto económicos, como en la salud pública. Un enfoque para evitar o mitigar los impactos por contaminación, es llevar a cabo la monitorización en el contexto de un Sistema de Alerta Temprana (*EWS*) (Hasan *et al.*, 2004), cuyo objetivo es identificar en tiempo y de manera fiable, eventos de contaminación de baja probabilidad y de alto impacto para permitir una respuesta local eficaz, que reduzca o evite completamente los impactos adversos que puedan resultar de un evento de tales características. Por lo tanto, un sistema de monitorización en línea es considerado como una gran oportunidad para proteger a un sistema de abastecimiento contra los impactos de una intrusión deliberada de contaminantes (Ostfeld *et al.*, 2008). Dentro de las consideraciones para el diseño de un *EWS*, están la localización y la densidad de cobertura de los sensores (Hasan *et al.*, 2004). Estos aspectos están determinados por los resultados previos de la caracterización completa del sistema y de la evaluación de la vulnerabilidad. Sin embargo, la complejidad y naturaleza dinámica de los sistemas de distribución, complica la selección de la ubicación de los sensores.

TRABAJOS SOBRE LOCALIZACIÓN DE SENSORES: ANTECEDENTES

En la última década se ha incrementado el interés en el desarrollo de redes de sensores para enfrentar tanto intrusiones deliberadas como por intrusión accidental en una red de abastecimiento. Modelos de optimización y algoritmos de solución se han desarrollado para identificar los sitios más eficientes para la ubicación de los sensores. Algunas de esas contribuciones son de Alzamora y Ayala, (2006) que sugirieron un marco general para la localización de sensores usando algoritmos topológicos. Dorini et al., (2006), propuso un marco de optimización multiobjetivo constrictivo. Eliades and Polycarpou, (2006), sugirió una solución multiobjetivo, utilizando un algoritmo de soluciones de Pareto. Ghimire y Barkdoll, (2006), proponen un enfoque heurístico basado en la demanda, en el que los sensores se localizados en los nodos con demandas altas. Guan et al., (2006), propuso una metodología optimización mediante la simulación de un algoritmo genético, basada en una sola función objetivo en la que fueron integrados cuatro objetivos de diseño. Gueli, (2006) sugirió un modelo “predador-presa” aplicado a optimización multiobjetivo, basado en un proceso de evolución. Huang et al., (2006) propuso un algoritmo genético multiobjetivo acoplado con minería de datos. Krause et al., (2006) aplicó un algoritmo para la localización de sensores, usando una función de maximización submodular. Ostfeld and Salomons (2006), y Preis and Ostfeld, (2006) usaron el esquema del algoritmo genético ordenado, multiobjetivo no dominado II (NSGA-II). Proparto and Piller, (2006), utilizaron programación linear mixta-entera, para resolver la localización de los sensores. Trachman, (2006), sugirió un enfoque de ingeniería “hombre de paja”, para la localización de los sensores, tomando en consideración factores como la distribución de la población, la presión del sistema y los patrones de flujo. Wu and Walski, (2006), utilizó una formulación de optimización multiobjetivo, la cual fue resuelta usando algoritmos genéticos, con los eventos de contaminación aleatoriamente generados y usando un esquema de Monte Carlo. Chastain Jr. J., (2006), desarrolló una metodología heurística para identificar localizaciones estratégicas, que pueden ser establecidas como puntos de detección crítica para tales eventos.

Sin embargo, eventos de intrusión deliberada en una red de abastecimiento, no han sido estudiados utilizando las teorías y técnicas de Control Estadístico de Procesos, (SPC por sus siglas en inglés), para medir las variaciones del parámetro de la calidad del agua. El presente trabajo, plantea analizar la respuesta de una red de distribución de agua, ante una cierta concentración de un contaminante inyectado en distintos nodos de la red, e implementar gráficos de control que representen la evolución del contaminante en el tiempo. Una vez observado su comportamiento en función de los límites establecidos, se podrían definir los nodos en los que se presentan más alarmas y que pueden ser considerados puntos de monitorización.

LAS TÉCNICAS SPC: GRÁFICOS DE CONTROL ESTADÍSTICO

Las técnicas SPC, fueron desarrolladas en 1920 en EEUU por el Doctor Walter A. Shewart y su utilización fue de gran importancia durante la Segunda Guerra Mundial en las empresas de armamento. Estas técnicas, típicamente usadas para la monitorización y control de calidad de procesos industriales, pueden ser univariadas o multivariadas y detectan cambios en la media de los procesos, cambios en la varianza y relación entre múltiples variables.

En Prat et al. (1997), se define como gráfico de control, al gráfico en el que se representa de forma cronológica el comportamiento de un proceso, y cuyo objetivo principal, es la detección rápida de cambios en un proceso debido a causas no comunes o asignables; es decir; cualquier evidencia de que la media y la variabilidad del proceso no se han mantenido

constantes a lo largo de un intervalo de tiempo. Lo que se consigue minimizando el tiempo que transcurre desde que se produce un desajuste hasta que se detecta. Por lo tanto, se deben considerar los siguientes puntos (Prat, 1997):

1. El riesgo que se está dispuesto a admitir cada vez que se decida que una causa asignable ha entrado en el proceso.
2. El cambio mínimo en el valor del parámetro que se desea detectar
3. El tiempo medio esperado entre desajustes.

Existen varios tipos de gráficos de control, cada una de ellos usa ecuaciones algo distintas entre sí y son apropiadas para diferentes tipos de datos. Determinar cual tipo de gráfico de control se debe usar, depende de la identificación del tipo de datos que se vayan a representar, ya sean continuos o discretos. En relación con esto, las distribuciones estadísticas más comunes son la normal, la binomial y la Poisson, siendo estas las más apropiadas para describir varios procesos. Una clasificación general de los tipos de gráficos de control que existen se describe en la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación general de los gráficos de control

<p>Por Variables (Datos continuos)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gráfico <i>X-R</i>, ▪ Gráfico de observaciones y ▪ Gráfico de rangos móviles individuales ▪ Gráfico de medias móviles
<p>Por Atributos (Característica no medible)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gráfico <i>P</i> ▪ Gráfico <i>NP</i> ▪ Gráfico <i>C</i> ▪ Gráfico <i>U</i>
<p>Con Memoria</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gráfico CUMSUM (<i>Cumulative Sum</i>) ▪ Gráfico EWMA (<i>Exponentially Weighted Moving Average</i>)

Los gráficos por variables son los gráficos para datos continuos o característica de un proceso, tales como el contenido en cm^3 , peso, viscosidad, intensidad, temperatura, etc., los cuales, cuando el proceso está en estado de control, se distribuyen en general como una distribución normal. Los gráficos por atributos se aplican cuando existen situaciones en las que la variable o característica de calidad que interesa controlar no es una característica medible. Tanto los gráficos por variables como por atributos, son útiles para detectar cambios

en la media de más de más de dos desviaciones estándar, pero pueden tardar mucho en detectar un cambio más pequeño. Los gráficos denominados con memoria, son más rápidos en detectar cambios de pequeña magnitud, pero más lentos en detectar cambios de mayor magnitud.

En la Figura 1, se muestra el formato general de un gráfico de control. Para su construcción, los datos son agrupados en intervalos de tiempo y ordenados a su vez en subgrupos de forma cronológica. Según Benneyan, (1998), se recomienda como mínimo tener 25 subgrupos para realizar el gráfico. En el gráfico se pueden observar tres líneas que lo dividen, estas líneas se denominan Límite Central (LC), Límite de Control Superior (LCS), Límite de Control Inferior (LCI). Estos límites ayudan a definir la tendencia y variabilidad natural del proceso. El LC suele ser la media aritmética o el valor esperado de la variable representada, de modo que aproximadamente la mitad de los valores del subgrupo caerán en cada lado. Los límites superior e inferior son, generalmente, más y menos tres desviaciones estándar

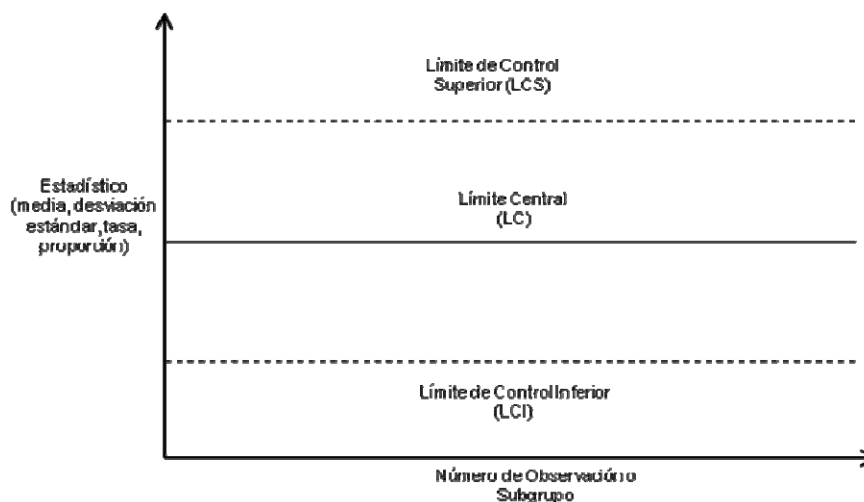


Figura 1. Formato general de un gráfico de control de calidad

Un gráfico de control da “falsas alarmas” cuando las observaciones de un proceso en estado de control llevadas al gráfico son interpretadas erróneamente como señales de aparición de causas asignables. Para que esto no ocurra con frecuencia, se toman los límites tales que la probabilidad de falsa alarma sea del orden de un 3% (Prat, 1997), es decir, se debe tener la seguridad de que el proceso o la variable a cambiado. Para ello, en el caso de una distribución normal los LCS y LCI se deben establecer, como ya se ha mencionado, a una distancia del LC de tres desviaciones estándar del estadístico que se sitúa en el gráfico.

PLANTEAMIENTO DEL ESCENARIO DE INTRUSIÓN

Para realizar el análisis del comportamiento de la red de distribución, ante un evento de contaminación intencionado, es importante que la red haya sido modelada hidráulicamente y calibrada en un período lo suficientemente largo, que simule su funcionamiento normal. Con ello, se tendrán también las bases del modelo de calidad del agua, el cual proporcionará los valores necesarios de las concentraciones del contaminante para la formación de la base de datos con la que se trabajará.

Por otro lado, dado que probar físicamente en una red un gran número de eventos de contaminación es prácticamente imposible, es necesario plantear un escenario de intrusión realista y viable de aplicar en la red para la generación de los datos de contaminación, y cuya intención, debe ser la de contaminar un gran volumen de agua.

Las consideraciones generales asumidas para el desarrollo del escenario de contaminación siguen a las propuestas por Chastain, (2006) y son las siguientes:

- Se considera sólo un agente contaminante a inyectar en la red. Su selección, se basa en sus propiedades toxicológicas y métodos de detección. Asimismo, se supone de fácil adquisición, transporte y dispersión.
- El contaminante elegido es capaz de provocar una contaminación masiva, y se considera que no es detectado durante su consumo.
- El contaminante se asume como un agente conservativo y se considera resistente a los procedimientos normales de desinfección, por lo que su tiempo de permanencia en el agua y su eficacia potencial se suponen altas.
- El patrón de inyección correspondiente se define con el tiempo de inicio de la inyección y el tiempo de duración.
- El umbral límite de la concentración del contaminante es fijado de acuerdo con la información correspondiente de los niveles máximos permitidos
- La intrusión puede ocurrir en cualquiera de los nodos de la red y con igual probabilidad de ocurrencia, a un tiempo determinado.
- Cada intrusión ocurre con una inyección en un solo nodo de la red, con una duración y concentración del contaminante establecidas

Con el diseño del escenario de intrusión, se generará la base de datos de las concentraciones del contaminante en la red. Esto se lleva a cabo aplicando el escenario de intrusión, en uno de los nodos, como un patrón de inyección con tiempo de inicio, tiempo de duración y cantidad del contaminante definidos. Con el patrón de inyección aplicado, se realiza la simulación en período extendido para conocer los valores producidos del parámetro de la calidad del agua. Este proceso se repite para cada uno de los nodos y el conjunto de datos obtenido, representa la respuesta de la red de distribución a todas las inyecciones realizadas en todos los nodos que sirvieron como fuente de contaminación. Los datos obtenidos de las concentraciones, se conforman en una matriz para cada nodo de inyección en la que se muestra la distribución de los valores del contaminante en los demás nodos de la red en cada período de simulación.

Una vez obtenidos los datos de las concentraciones del contaminante, se realizará un análisis de correlación para comprobar la relación espacial que existe entre un nodo de la red y el nodo inyectado. Los coeficientes de correlación obtenidos, se conformarán en una matriz de correlaciones. Con los coeficientes obtenidos se generará un mapa de correlaciones que muestre el área de influencia de cada nodo inyectado.

Posteriormente, se harán los gráficos de control, tanto para datos correlacionados como para datos no correlacionados, para representar los datos del contaminante en grupos de

nodos, los cuales se formarán por muestreo aleatorio simple. Finalmente, con los gráficos y el análisis de correlación realizado, será posible saber los nodos en los que se requiera la instalación de un sensor. Definiendo así, una red de sensores.

En relación con esto último, y con base en el trabajo realizado por Ye, (2003), en el que utiliza una técnica univariada para detectar cambios de la media en la intensidad del evento como anomalías o posibles intrusiones. Se considera que los gráficos EWMA están diseñados para detectar cambios o desplazamientos de la media, además de que son robustos para datos no normalizados. Debido a lo anterior, y a que no se tiene la certeza de la normalidad de los eventos de intrusión, determinamos que pueden ser apropiados para el caso de estudio que se realizará.

Ahora bien, si los datos contienen una secuencia de observaciones $x(i)$ no correlacionadas, entonces el estadístico $z(i)$ del gráfico EWMA se calculará con las siguientes expresiones:

$$z(t) = \lambda \cdot x(t) + (1 - \lambda) \cdot z(t - 1), \quad 0 < \lambda \leq 1 \quad (1)$$

Donde:

$$\mu_z = \mu_x \quad (2)$$

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 \cdot \left(\frac{\lambda}{2 - \lambda} \right) \quad (3)$$

El LCS y el LCI para el gráfico EWMA, se obtienen a partir de las ecuaciones:

$$LCS_z = \mu_z + L \cdot \sigma_z \quad (4)$$

$$LCI_z = \mu_z - L \cdot \sigma_z \quad (5)$$

Para el 5% de nivel de significancia, $L=1,96$. Si $z(i)$ cae fuera del LCI o del LCS, se detecta una anomalía y entonces se genera una señal de alarma.

Si los datos contienen una secuencia de observaciones $x(i)$ autocorrelacionadas, entonces el estadístico EWMA de (1) puede ser usado para proporcionar un modelo de predicción “1-step-ahead” de datos autocorrelacionados cuando la media del proceso no se desplaza tan rápidamente. El modelo de predicción “1-step-ahead” para $x(i)$ es $z(i-1)$. Por lo tanto $e(i)$ está dado por:

$$e(i) = x(i) - z(i - 1) \quad (6)$$

En (1), λ puede ser ajustado por la minimización de la suma al cuadrado de los errores de predicción del modelo “1-step-ahead” en la preparación de los datos. El estadístico $e(i)$ es independientemente distribuido con media igual a cero, y desviación estándar igual a σ_e . El gráfico de control EWMA representa a $e(i)$ y los límites de control son:

$$LCS_e = L \cdot \sigma_e \quad (7)$$

$$LCL_e = -L \cdot \sigma_e \quad (8)$$

El gráfico de control EWMA en $e(i)$ es equivalente al EWMA de $x(i)$ con límites:

$$LCS_{x(t)} = z(t-1) + L \cdot \sigma_e(t-1) \quad (9)$$

$$LCL_{x(t)} = z(t-1) - L \cdot \sigma_e(t-1) \quad (10)$$

Con $L=1,96$ para un nivel de significancia del 5%; σ_e puede ser estimada mediante el cálculo de una varianza suavizada, que es:

$$\sigma_e^2 = \alpha \cdot s(t)^2 + (1 - \alpha) \cdot \sigma_e^2(t-1), \quad 0 < \alpha \leq 1 \quad (11)$$

En este trabajo, el gráfico de control EWMA será aplicado al evento, tanto para datos correlacionados como para datos no correlacionados. De esta manera pueden compararse ambas técnicas con respecto a su capacidad para la detección de intrusiones.

CONCLUSIONES

Si bien, las técnicas de control estadístico de procesos originalmente han sido desarrolladas en procesos industriales para verificar la calidad de los productos y minimizar los posibles defectos en la producción, estas pueden ser aplicadas a otro tipo de eventos en los que se requiera detectar cambios o desajustes en una variable, siendo en este caso la calidad del agua en una red de distribución, de tal manera que por medio de un gráfico de control, se pueda medir la magnitud e intensidad de las variaciones debido a la intrusión del contaminante producido.

El enfoque presentado aún se encuentra en fase de obtención de datos y experimentación, por lo que se espera presentar en trabajos futuros los resultados obtenidos

Por otro lado, debido a que el uso de un sistema de sensores involucra la participación significativa de capital y gastos operacionales, se requiere optimizar la red de sensores e identificar los beneficios marginales por introducir sensores adicionales, como guía en el establecimiento un número apropiado de ellos para diferentes redes de distribución de agua, ya que cada red tiene características diferentes que la hacen única. Por consiguiente, como se describe en Pérez *et al.* (2008), en la prevención de daños, el factor económico juega un papel importante, ya que para disponer de un sistema de distribución de agua seguro y fiable, es primordial la elaboración de estudios de vulnerabilidad y de planes para la gestión de emergencias, la implantación de medidas de seguridad, vigilancia y monitorización e instalaciones redundantes, lo cual implica una inversión considerable. Como resultado, se puede inferir una relación directa e innegable entre la vulnerabilidad de los sistemas de abastecimiento y la capacidad económica disponible. Sin embargo, una de las partidas en las que se invierten menos recursos económicos es la correspondiente a sistemas de medida y control, pero sin una adecuada red de monitorización de la calidad del agua, no sólo es difícil

prevenir problemas de contaminación, sino también establecer su extensión, duración e intensidad hasta después de producido (Pérez et al. 2008).

SIMBOLOGÍA

i	= tiempo o identificación de una observación
$x(i)$	= observación i -ésima del evento de intensidad suavizado
$z(i)$	= estadístico EWMA para la observación i
λ	= parámetro para determinar el estadístico EWMA
μ_z	= media de $z(i)$
σ_z	= desviación estándar de $z(i)$
μ_x	= media de $x(i)$
σ_x	= desviación estándar de $x(i)$
LCS_z	= Límite de Control Superior de $z(i)$
LCI_z	= Límite de Control Inferior de $z(i)$
$e(i)$	= error de predicción <i>1-step-ahead</i>
σ_e	= desviación estándar de $e(i)$
$\sigma_e(i)$	= desviación estándar estimada de $e(i)$
LCS_e	= Límite de Control Superior de $e(i)$
LCI_e	= Límite de Control Inferior de $e(i)$
L	= parámetro para determinar LCS y LCI
LCS_x	= Límite de Control Superior de $x(i)$
LCI_x	= Límite de Control Inferior de $x(i)$
α	= parámetro para determinar la varianza suavizada de $e(i)$

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alzamora, F. and Ayala, H. (2006). “Optimal sensor location for detecting contamination events in water distribution systems using topological algorithms” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Benneyan, J., (1998). “Use and interpretation of statistical quality control charts”
- Dorini, G.; Jonkergouw, P.; Kapelan, Z.; di Pierro, F.; Khu, S.; and Savic, D., (2006). “An efficient algorithm for sensor placement in water distribution systems.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Eliades, D. and Polycarpou, M., (2006) “Iterative deepening of Pareto solutions in water sensor Networks.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Ghimire, S. and Barkdoll, B., (2006). “Heuristic method for the battle of the water network sensors: Demand-based approach.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Guan, J.; Aral, M.; Maslia, M. and Grayman, W.; (2006). “Optimization model and algorithms for design of water sensor placement in water distribution systems.” Proc. 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Gueli, R., (2006). “Predator–prey model for discrete sensor placement.”Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Hasan, J.; Stanley S.; Deininger, R. (2004.). “Safeguarding The Security Of Public Water Supplies Using Early Warning Systems: A Brief Review”. Journal of Contemporary Water Research and Education, N°. 129 Octubre, p 27-33.
- Huang, J.; McBean, E.; and James, W.; (2006). “Multiobjective optimization for monitoring sensor placement in water distribution systems.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Krause, A., et al., (2006). “Optimizing sensor placements in water distribution systems using submodular function maximization.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Lee, M. (2006). “Risk Assessment of Drinking Water Supply Failures in Canada”. Master Thesis, University of Guelph, Agosto.
- Ostfeld, A. et al., (2008). “The Battle of the Water Sensor Networks (BWSN): A Design Challenge for Engineers and Algorithms”. Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 134, N° 6, Noviembre, p 556-568.
- Ostfeld, A., and Salomons, E., (2006). “Sensor network design proposal for the battle of the water sensor networks (BWSN).” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.

- Pérez, R.; Izquierdo, J.; Herrera, M.; Tavera, M.; Gutiérrez, J.; (2008). “Aplicación de los sistemas de información y decisión en la predicción de escenarios de riesgo en sistemas de abastecimiento de agua”. VIII Seminário Ibero-Americano sobre Sistemas de Abastecimento e Drenagem (SEREA). “Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem”. Lisboa, Portugal. Julio. Memoria de Congreso . 17 pp.
- Prat, A. Et al., (1997). “Métodos estadísticos. Control y mejora de la calidad”. Ediciones de la Universidad Politécnica de Catalunya, SL. Barcelona, España.
- Preis, A., and Ostfeld, A., (2006). “Multiobjective sensor design for water distribution systems security.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Propato, M., and Piller, O., (2006). “Battle of the water sensor networks.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Trachtman, G., (2006). “A ‘strawman’ common sense approach for water quality sensor site selection.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Wu, Z. and Walski, T., (2006). “Multiobjective optimization of sensor placement in water distribution systems.” Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.
- Ye, N., (2003). “Computer Intrusion Detection Through EWMA for Autocorrelated and Uncorrelated Data”. IEEE Transactions on Reliability, Vol. 52, Nº 1, Marzo, pp75-82.

LA VULNERABILIDAD EN LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA: PREVENCIÓN, ALERTA TEMPRANA Y RECUPERACIÓN

Rafael Pérez-García¹, Joaquín Izquierdo¹, Manuel Herrera¹, Joanna Alicia Gutiérrez Pérez¹

Resumen – La importancia de los sistemas de abastecimiento de agua reside tanto en su misión esencial de proveer el agua para el consumo humano, como en la confianza que somos capaces de depositar en este servicio. Solamente cuando el abastecimiento de agua sufre un fallo adquirimos conciencia de su fragilidad y percibimos su importancia real. Los sistemas de abastecimiento de agua son complejos y vulnerables a diferentes tipos de riesgo, asociado tanto a eventos accidentales como provocados. La reducción de la vulnerabilidad de los sistemas de abastecimiento comprende una serie de posibles acciones que se enmarcan en tres fases: prevención, alerta y respuesta temprana y recuperación de los daños. En el presente trabajo se pretende señalar la importancia de los Sistemas de Información para evaluar riesgos potenciales y para el establecimiento de planes de la emergencia.

Abstract – The importance of the water supply systems (WSS) consists both on its essential mission of providing the water for the human consumption, and in the trust that we are able to deposit in this service. Only when a failure happens in the WSS, we acquire conscience of its fragility and we perceive its real importance. The WSS are complex and vulnerable to different types of risk, associate to accidental events or provoked ones. The reduction of the vulnerability of the WSS includes a series of possible actions that are framed in three phases: prevention, early alert and early answer, and finally, damage recovery. Presently work underlines the importance of the Information Systems to evaluate potential risks and for the establishment of emergency plans.

Palabras clave: Sistemas de abastecimiento de agua; análisis de riesgo; evaluación de la vulnerabilidad; planes de emergencia; sistemas de información; sistemas de apoyo a la decisión.

Keywords: Water supply systems; risk analysis; vulnerability evaluation; information systems; decision support systems.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera, s/n 46022, Valencia, España – Tel: (+96) 3879890 – E-mail: {rperez; jizquier; mahefe}@gmmf.upv, joagupre@posgrado.upv.es

INTRODUCCIÓN

El agua es el segundo recurso natural necesario para la vida humana, después del aire. Por esta razón, las personas siempre han tendido a disponer del agua necesaria de una forma fácil y accesible, por ejemplo, estableciendo poblaciones cerca de un río o de un cuerpo de agua dulce. Los científicos descubrieron en el siglo XVIII la relación existente entre el agua y los brotes de ciertas enfermedades epidémicas y contagiosas, puesto que el agua es un recurso vital tanto para el ser humano como otras formas de vida, tales como invertebrados, bacterias e incluso virus.

En el siglo XIX se expande en las ciudades el concepto de sistemas colectivos de distribución de agua y saneamiento, como una forma de proporcionar un acceso fácil al agua potable y una forma de controlar el curso de las aguas fecales. Sin embargo, en el siglo XXI, los consumidores demandan un elevado nivel de fiabilidad y seguridad, y los sistemas de abastecimiento de agua son todavía hoy sensibles y frágiles frente a la posibilidad de transmisión de agentes patógenos.

Un accidente, una catástrofe natural o un ataque deliberado pueden poner de manifiesto las debilidades del sistema. Es difícil, tal vez imposible, proteger todo el sistema de abastecimiento de agua contra todo tipo de contingencias, pero si es posible analizar y estudiar todas las posibilidades de fallo y sus consecuencias, como medio para prevenir los efectos adversos de cualquier suceso que implique un riesgo para los usuarios, de forma directa o indirecta, tanto si proviene de una causa accidental como deliberada.

El estado del arte en las Tecnologías de la Información y las Comunicaciones (TIC) nos abre la posibilidad de adquirir grandes cantidades de información sobre el sistema, y aplicar diferentes técnicas relativas a los Sistemas de Apoyo a la Decisión, Sistemas Inteligentes de Información y Minería de Datos, con el objeto de determinar patrones, tendencias y modelos, y aplicarlos para minimizar los daños producidos en el caso de emergencias.

Puntos débiles de los sistemas de abastecimiento de agua

En una primera clasificación, los daños en un sistema de abastecimiento de agua pueden incluirse dentro de tres grandes categorías:

1. Daños físicos en el sistema, que dejen fuera de servicio la totalidad o parte del mismo. En esta categoría estarían incluidos los daños en las fuentes de abastecimiento, plantas de tratamiento, depósitos de almacenamiento, estaciones de bombeo, y los sistemas de conducciones de transporte y distribución.
2. Daños en los sistemas de información y comunicaciones, incluyendo elementos de medida y seguridad, líneas de transmisión y todo el software y hardware empleado para la operación y control del sistema.
3. Daños para los usuarios del sistema, apartado en el que se incluyen todos los fallos en la calidad del agua servida, bien sea por causa de fuentes biológicas, químicas o radiactivas.

En las tres categorías pueden producirse fallos de mayor o menor importancia, debidos tanto a causas naturales como actos deliberados. Existen diferencias sensibles entre uno u otro tipo de causas, puesto que, como indica Matalas (2005) las causas naturales pueden afectar a una porción importante del sistema, pero la extensión e intensidad del daño está íntimamente ligada a la probabilidad de ocurrencia del fenómeno que conduce al daño, lo que dicho en otras palabras, hace que el fenómeno sea dependiente de situaciones pasadas que nos permitan valorar la probabilidad del suceso, como por ejemplo en el caso de riesgos hidrológicos extremos (sequías e inundaciones), terremotos, etcétera. En el caso de catástrofes naturales podemos calcular la probabilidad de ocurrencia con cierto grado de fiabilidad, y podemos valorar el daño producido, por lo que contaremos con una buena estimación del riesgo.

En el caso de los daños producidos de forma deliberada no existe la posibilidad de establecer un patrón probabilístico. Como paradigma de los actos deliberados tenemos los ataques terroristas, que han tomado un gran protagonismo mediático en los años posteriores al 11 de septiembre de 2001, si bien no es posible establecer un patrón de comportamiento a este respecto por dos motivos: a) pese a la repercusión en los medios y en la sociedad, el impacto real de los ataques terroristas es muy inferior a su impacto psicológico, puesto que el número de víctimas que han dejado queda muy por debajo de las que producen los accidentes de tráfico, el cáncer o las enfermedades coronarias, y b) así como los fenómenos naturales están ligados entre si dentro de una cadena lógica de acontecimientos en los que rigen determinadas leyes físicas, los ataques deliberados constituyen un conjunto de eventos independientes entre si, más condicionados por la coyuntura socio-política y por la oportunidad que por la cronología previa de otros ataques. En este sentido, cabe citar los conceptos introducidos por Georgescu-Roegen (1971) en el contexto de la dinámica económica, sobre el llamado “tiempo lógico” t , que es la magnitud dominante en los sistemas físicos y el “tiempo histórico” T , como una corriente de conciencia o una sucesión continua de “momentos”, que sería la magnitud dominante para el análisis de los ataques deliberados. En este caso es difícil estimar el riesgo, pues aunque es posible valorar el daño para cada posible situación, no disponemos de buenas estimaciones en cuanto a la probabilidad de ocurrencia de determinado tipo de ataque.

Disponibilidad de servicios de agua y saneamiento.

La disponibilidad de servicios de abastecimiento de agua y saneamiento continúa siendo uno de los indicadores más importantes del desarrollo humano. Las cifras de la disponibilidad en el mundo (WHO-UNICEF, 2005) muestran grandes diferencias entre países desarrollados y los del Tercer Mundo, con una gran correlación entre la disponibilidad de agua y los índices de desarrollo humano. Nótese la importancia no solo del porcentaje de población servida, sino también del porcentaje de conexiones domiciliarias. Los datos relativos al “acceso razonable a una fuente segura de agua para consumo humano” fueron recogidos por la Organización Mundial de la Salud (WHO) por parte de los gobiernos nacionales. Este acceso se ha definido como el acceso a una tubería de uso público en un radio de 200 metros del hogar familiar. Para las zonas rurales, el término “razonable” significa que un miembro de la familia no necesita invertir un tiempo “desproporcionado” para obtener agua para consumo en el hogar. Según Billig (1999) *“en los términos de la WHO, tener “acceso” al agua no implica nada sobre la suficiencia. Por ejemplo, no parece razonable decir que las personas tiene “acceso” al agua si en la fuente pública donde se encuentra apenas fluye agua y es necesario esperar mucho tiempo para conseguir una pequeña cantidad de agua. Sería deseable establecer algunos criterios adicionales para establecer el acceso al agua en términos de suficiencia, dependiendo de las condiciones locales”*.

Acceso a un agua limpia y segura.

Un sistema de abastecimiento de agua que está siendo pobremente gestionado, o un sistema que sufre un ataque deliberado, puede convertirse en una fuente de problemas de salud, puesto que es el vehículo perfecto para la transmisión de agentes biológicos, químicos y nucleares.

El cumplimiento de los estándares relativos al agua de abastecimiento no permite asegurar la seguridad del agua de consumo en la toma domiciliaria. La calidad del agua es difícil de predecir, puesto que su distribución no es uniforme ni espacial ni temporalmente, y puede estar afectada por la concentración inicial de elementos tóxicos en la fuente de abastecimiento, por la condición y el material de las tuberías, por el tiempo de residencia y por otros factores. Incluso en sistemas bien gestionados, el estado del arte en la tecnología del tratamiento de aguas no permite asegurar actualmente que el agua de consumo humano acabe completamente libre de microbios y productos químicos peligrosos para la salud (Gerba *et al*, 2006).

La calidad del agua es todavía un factor más sensible si consideramos el gran número de sistemas de abastecimiento que están operando en condiciones intermitentes, en los que pueden tener lugar diversos fenómenos adversos (transitorios hidráulicos, flujos de retorno, intrusión patógena, ...) que pueden empeorar la calidad del agua. La interrumpibilidad del servicio de agua, bien sea debido a la intermitencia de las fuentes o a problemas técnicos o estructurales, es uno de los factores determinantes para el acceso a un agua de calidad apropiada. Según la WHO (1997), la continuidad del servicio puede ser clasificada según los siguientes criterios:

- 1.- Servicio desde una fuente fiable sin interrupción del caudal entregado.
- 2.- Servicio con interrupciones diarias o semanales, siendo las causas más comunes:
 - Restricciones de bombeo, en sistemas por bombeo, tanto programadas como debidas a fallos de energía o fallos esporádicos;
 - Demanda punta que excede la capacidad de transmisión de las aducciones o la capacidad de almacenamiento en los depósitos;
 - Excesivo nivel de fugas en el sistema de distribución;
- 3.- Variación estacional del servicio, que habitualmente presenta cuatro posibles causas:
 - Variaciones naturales en las fuentes de abastecimiento durante el año.
 - Limitaciones de volumen (competencia con otros usos o variación estacional).
 - Períodos en los que el agua bruta no puede ser tratada.
 - Variaciones estacionales de la demanda.
- 4.- Discontinuidad compuesta frecuente y estacional.

Nath et al (2006) afirma que si el abastecimiento de agua es intermitente, el agua debe ser almacenada en el hogar durante períodos de tiempo significativos. El agua es almacenada en depósitos cuyo diseño, material y tamaño puede ser muy variado, desde pequeños recipientes de arcilla, hasta grandes depósitos enterrados o en posición elevada. A menudo, el agua almacenada no está suficientemente protegida frente a la contaminación durante su uso. Los factores que contribuyen a este problema son:

- Protección inadecuada (recipientes abiertos, no cubiertos o mal cubiertos) del sistema de recogida y almacenamiento.
- Utilización de medios antihigiénicos para dispensar el agua de los depósitos, incluyendo la contaminación fecal en manos y recipientes.
- Falta de protección frente a la contaminación introducida por vectores diversos (moscas, mosquitos, cucarachas, roedores, ...).
- Limpieza inadecuada en los depósitos para prevenir la acumulación de sedimentos y la formación de biopelícula.

El abastecimiento intermitente es, por desgracia, muy común en los países en vías de desarrollo y los del Tercer Mundo, y puede afectar a más de 2.000 millones de personas, sin olvidar que 1.000 millones más no disponen de un acceso razonablemente económico al servicio de agua.

Por ejemplo, conforme a un informe sobre México del Banco Mundial en 2005, a pesar de los importantes progresos realizados, con una cobertura del servicio de agua y alcantarillado que alcanza el 90% y 77% respectivamente, existen todavía importantes debilidades, como una calidad del servicio pobre y una incidencia de la intermitencia en el servicio que afecta al 55% de las conexiones domiciliarias.

Según la Organización Panamericana de la Salud (OPS, 2001), se estima que en Latinoamérica y el Caribe, más de 219 millones de personas (60% de la población servida con conexiones domiciliarias) sufren la intermitencia en la operación del sistema de abastecimiento. Considerando su funcionamiento, y que la vigilancia sanitaria y la certificación de la calidad es prácticamente inexistente, existe un riesgo permanente para los usuarios de tales sistemas. Se observa que los usuarios de sistemas intermitentes hacen un mayor uso de los servicios médicos por problemas de diarrea o enfermedades relacionadas con el agua.

En otro informe (Jouralev, 2001) encontramos significativas referencias al deterioro de las infraestructuras y la baja calidad y el colapso de los servicios de abastecimiento de agua y saneamiento en Latinoamérica y el Caribe. En muchos de los países, el servicio de agua es intermitente, incluso en grandes zonas de las ciudades principales. En aquellos países en los que se dispone de información sobre la continuidad de los servicios de agua, casi el 50% informan de un cierto grado de intermitencia. En el 15% de los países, más del 95% de sus sistemas tienen problemas de intermitencia.

La situación en África es todavía peor. Un informe de la OMS (WHO, 2000) muestra que la mayoría de los países cuentan con sistemas abastecimiento, si bien, un tercio de ellos parece tener pequeños problemas o ninguno con la intermitencia de los servicios de agua. La mitad de los países del informe refieren problemas de intermitencia en más del 75% de sus sistemas de abastecimiento. Cinco países (Angola, Ghana, Guinea Bissau, Islas Mauricio, Namibia) informan de que todos sus sistemas de abastecimiento están sujetos a condiciones de funcionamiento intermitente. También es importante considerar el número de horas de funcionamiento de un sistema intermitente. El 16% de los países informan de un servicio continuo de 24 horas al día, mientras que en el resto, el funcionamiento es intermitente, con tasas de continuidad entre 2 y 22 horas al día. En general, hay una consistencia razonable entre los informes de operación intermitente y los servicios de agua no continuos.

En la región de Asia y Pacífico, la disponibilidad de agua se cifra en un promedio de 19 horas al día de continuidad. Un informe realizado por McIntosh e Iñiguez (1997) muestra que solo 26 de 50 sistemas proporcionan un servicio de 24 horas al día. Este es un motivo de preocupación, no solamente por el riesgo que implica para la salud, sino también por sus implicaciones en el subcuenta del volumen de agua realmente consumido. Entre las ciudades con peores condiciones encontramos Karachi (4 horas), Delhi (4 horas), Chennai (4 horas), Bandung (6 horas), Katmandu (6 horas) y Faisalabad (7 horas).

Barreras económicas

De todos los apartados precedentes podemos inferir una relación directa e innegable entre la vulnerabilidad del sistema y la capacidad económica disponible.

La primera barrera es la disponibilidad misma del servicio de agua, negada aún hoy en día en pleno siglo XXI a miles de poblaciones del Tercer Mundo, en las que sus habitantes se abastecen de fuentes de difícil acceso y de condiciones sanitarias más que dudosas.

La segunda barrera es la calidad del agua en un sistema público y colectivo. La disponibilidad de un sistema colectivo de transporte y distribución de agua constituye un esfuerzo económico considerable que en muchos casos no tiene continuidad en el tiempo, de modo que el sistema queda expuesto a un deterioro progresivo, que conduce a varias consecuencias, todas ellas adversas para poder garantizar una calidad adecuada para el consumo humano, como son:

- a. Roturas y agrietamiento de las tuberías.
- b. Funcionamiento intermitente del sistema.
- c. Menores presiones en la red.
- d. Transferencia del almacenamiento al usuario.
- e. Ausencia o insuficiencia en la monitorización de la calidad.

Como indica LeChevallier (1999) se han presentado evidencias recientes que demuestran que la intrusión patógena en los sistemas de distribución de agua pueden ser mucho más frecuentes y de mayor importancia de lo que hasta ahora sospechábamos. Para que pueda darse una intrusión contaminante en el sistema deben darse tres condiciones, como son la existencia de puntos de entrada (orificios, grietas, y otros), una presión negativa que favorezca la entrada y la presencia de sustancias contaminantes en los alrededores del punto de entrada. En presencia de posibles contaminantes, los factores (a), (b) y (c) darán lugar a intrusiones patógenas. El factor (d) está relacionado con los anteriores, puesto que en un sistema que funciona de forma intermitente, el usuario se ve obligado a disponer de un elemento de almacenamiento y reserva de agua, en el que se rompe la cadena de desinfección del sistema, al incrementar el tiempo de residencia del agua y disminuir su concentración de cloro. Por último, una de las partidas que más sufren la escasez de recursos económicos es la correspondiente a sistemas de medida y control. Sin una red adecuada de monitorización de la calidad del agua, no solo es difícil prevenir problemas de contaminación sino también establecer su extensión, duración e intensidad hasta después de producido.

La tercera barrera es la prevención, cuyos costes, como indica Walski (2005) no son triviales e incluyen los estudios de vulnerabilidad, planes para gestión de emergencias, medidas físicas de seguridad, personal de seguridad, vigilancia y monitorización e instalaciones redundantes. Las necesidades y los costes asociados se han incrementado significativamente en los últimos años debido a la creciente preocupación sobre actos terroristas dirigidos contra los sistemas de abastecimiento de agua.

EL PUNTO MÁS DÉBIL DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO ES EL USUARIO

Los problemas principales en un sistema de abastecimiento de agua pueden ser clasificados en dos categorías: (1) interrupción del servicio y indisponibilidad del mismo debido a un fallo en una parte del sistema, y (2) transmisión de agentes patógenos y otras sustancias peligrosas para la salud.

Un sistema de abastecimiento de agua cuenta con cuatro tipos de sistemas con diferentes grados de vulnerabilidad. Estos sistemas son:

- Fuentes de agua: Ríos, embalses, cuerpos de agua, pozos e infraestructuras.
- Plantas de tratamiento.
- Sistema de transporte y distribución: Conjunto de diferentes tuberías y otros elementos que permiten la disponibilidad del agua de consume desde las fuentes abastecimiento.
- Sistemas de medida, control y comunicaciones: Incluye todos los dispositivos para medir y monitorizar caudal, presión, calidad del agua y otros parámetros operacionales; también incluye otros elementos como el software y los SCADAs (Supervisory Control And Data Adquisition).

Cada uno de estos sistemas constituye un verdadero *Talón de Aquiles* en el conjunto del sistema abastecimiento de agua, puesto que un fallo severo en cualquiera de ellos dejaría fuera de servicio a todo el sistema.

Dentro de esta categoría caben casi todas las catástrofes naturales, tales como inundaciones y terremotos. Un terremoto es un paradigma de catástrofe natural por el intenso y concentrado daño que provoca. Las consecuencias de este tipo de desastres en zonas con elevado riesgo sísmico nos

han proporcionado algunas enseñanzas en cuanto a la prevención, dentro del escaso margen que deja la magnitud destructiva, como por ejemplo, una mayor resistencia a la rotura por parte de las tuberías de materiales elásticos (acero, fundición, plástico) frente a otras de materiales más rígidos (hormigón o amianto-cemento); otra lección es que más allá del daño producido por el sismo, la inutilización del sistema de agua hace imposible hacer frente a los incendios que suceden posteriormente, provocados por la rotura de conductos de gas y otros. En la literatura disponemos de amplia información sobre los terremotos sucedidos en San Francisco en 1906 y 1989 en Loma Prieta (CDLTR, 2003; Bruins, 2000). En el primer caso, el daño provocado por los incendios subsiguientes al terremoto fue aun más devastador. En 1906 se registraron incluso muertes por ahogamiento debido a la rotura de grandes tuberías y al hundimiento de edificios. El efecto del terremoto de 1989, aun siendo devastador, fue muy inferior y la recuperación de los daños, muchos más rápida, como cabía esperar.

Posiblemente los eventos de contaminación son más probables y peligrosos de cara a los consumidores (dentro del sistema de distribución), puesto que debido a su gran extensión y su imbricada distribución espacial no permiten monitorizar parámetros significativos de calidad de una forma extensa y detallada tanto en el espacio como en el tiempo.

Según los expertos, la contaminación del agua desde las fuentes es un evento poco probable, puesto que sería necesaria una gran cantidad de sustancias contaminantes que, de cualquier modo, sería detectada y bloqueada en la planta de tratamiento. Sin embargo, la presencia de sustancias contaminantes en la red de distribución está sujeta a un control mucho menor, puesto que no es posible monitorizar todas las secciones de tubería del sistema.

A título de ejemplo, el vertido de veinticinco kilogramos de *Clostridium botulinum*, lanzados desde una altura de 150 metros sobre un embalse de agua no clorada, para abastecer a una ciudad de 250.000 habitantes, probablemente solo infectaría a uno o dos de ellos; si el ataque fuese realizado con *E. coli* 0157:H7, la cepa mas mortífera de esta bacteria, quizá perecería uno de cada tres usuarios en circunstancias similares (Brody, 1998, citado por Foxell, 1999).

Es factible pensar que la inyección de un contaminante dentro del sistema de distribución requiere una menor cantidad de sustancia contaminante y además, no está sometido a las medidas de seguridad que existen en la planta de tratamiento. Cualquier abonado con un punto de acceso y una bomba que proporcione una altura manométrica de 40-60 mca podría potencialmente forzar la entrada de un contaminante dentro del sistema de distribución.

En todo el mundo se ha registrado un creciente incremento del consumo de agua mineral embotellada, y esta es una buena muestra de la desconfianza que produce en los consumidores la garantía de calidad del agua del sistema de abastecimiento. Precisamente este incremento de la demanda de agua mineral ha motivado un interés creciente en su calidad microbiológica (Wyn-Jones, 2000). El agua mineral para consumo humano está regulada de forma que debe ser aceptada para este fin por las autoridades locales y sanitarias, y no debe ser alterada ni tratada en cuanto a su contenido mineral o microbiológico, si bien debe de cumplir estrictos estándares de calidad en origen, pero no podemos garantizar que no se produzca una reproducción de microorganismos durante un período de almacenaje.

Nos preguntamos hasta que punto en la actualidad existe una prevalencia relevante de las enfermedades transmitidas por el agua. Para un país como EEUU, que en la actualidad cuenta con algo más de 300 millones de habitantes, la aparición de unos 450.000 casos de enfermedades relacionadas con el consumo de agua en una década no parece una estadística preocupante, pues supone un 0,15 % de incidencias al año. Cabe añadir que las cifras están totalmente sesgadas por un brote de *Cryptosporidium* acaecido en Milwaukee en 1993, que provocó 403.000 casos de

enfermedad. Lo más preocupante no está en las cifras, que seguramente serán más abultadas en otros países menos desarrollados, sino en la falta de información y de conocimiento sobre el fenómeno. Mientras el brote apareció y se extendió, ninguna autoridad supo lo que estaba ocurriendo hasta que comenzaron a llegar informes preocupantes de los farmacéuticos por las elevadas ventas de productos antidiarreicos. Todavía hoy, en 2008, quince años después, desconocemos las verdaderas causas de este brote aunque se sospecha que fue accidental.

Hemos apuntado las cifras anteriores para poner de manifiesto la vulnerabilidad intrínseca de los sistemas de abastecimiento frente a sucesos que deterioran la calidad del agua, bien sea por causas naturales o fortuitas. Si accidentalmente puede llegar a ocurrir algo así ¿cuan grave podría ser las consecuencias de una contaminación deliberada?

El agua de la planta potabilizadora puede tener un elevado nivel de calidad biológica, pero dentro del sistema de distribución puede estar sometida a condiciones que le afecten adversamente (Momba *et al.*, 2000). Las razones para el crecimiento bacteriano no son bien conocidas, pero hay dos factores principales que han sido investigados con cierto nivel de detalle. El primer factor podría calificarse de fallo mecánico, de forma que los microorganismos pueden entrar al sistema a través de cualquier orificio del mismo (roturas y fisuras) en cuanto se produzca una presión negativa.

El segundo factor es la influencia de la biopelícula en el crecimiento de las poblaciones bacterianas. El término “biopelícula” se utiliza para describir la capa cohesionada de microorganismos mediante una matriz polimérica sobre un sustrato, como la pared de las tuberías, tuberculaciones o depósitos de sedimento. Dicha matriz polimérica actúa como un elemento protector para las bacterias, que reduce el efecto de las sustancias desinfectantes.

La dinámica de la biopelícula como factor negativo en la calidad del agua todavía requiere un mayor esfuerzo de estudio, para poder modelizar adecuadamente su papel como refugio de microorganismos, que hace necesaria una mayor concentración de sustancias desinfectantes, y también por su papel como potencial trampolín de lanzamiento de los agentes patógenos introducidos accidental o deliberadamente en el sistema.

Otra de las fuentes de preocupación en cuanto a la seguridad de los sistemas de abastecimiento proviene de la posibilidad de contaminación radiológica. Según Durante y Manti (2002) la dispersión de plutonio en el sistema de abastecimiento de una gran ciudad causaría un daño muy limitado, y es mucho más efectivo el daño que se produce por inhalación a partir de una dispersión en aire. En agua, solamente el 0,001 % del material depositado quedaría disuelto o en suspensión (Allard y Rydberg, 1983) y el resto permanecería inmovilizado en los sedimentos. Si unimos lo anterior a la dificultad que supone reunir una cantidad importante de plutonio, parece que la contaminación radiológica del agua de abastecimiento no es un ataque demasiado probable, ni cuenta con unas grandes posibilidades de éxito.

La última modalidad en lo que afecta a la calidad del agua es la contaminación por sustancias químicas. En general, la detección de sustancias químicas potencialmente peligrosas resulta más sencilla, eficaz, y sobre todo, rápida, que en el caso de agentes biológicos, puesto que su presencia va acompañada de la alteración de propiedades de agua que pueden ser detectadas más fácilmente. Mención aparte merecen las sustancias conocidas como disruptores endocrinos, cuyos efectos en la salud humana no son inmediatos ni evidentes, pero que pueden causar graves problemas por la alteración de las funciones hormonales.

EL ABASTECIMIENTO DE AGUA COMO INFRAESTRUCTURA CRÍTICA

El concepto de servicio estratégico referido al abastecimiento de agua prevalece en prácticamente todos los países y conduce a determinadas tutelas específicas, incluso en tiempo de paz. A modo de muestra, la OCDE (2007, 2008) informa de que de los 39 países que la integran o están en vías de admisión, 19 de ellos cuentan con restricciones para la participación extranjera en el sector del agua, bien sea por utilizar un sistema monopolio público o bien simplemente por preservar el carácter estratégico del sector mediante una participación mayoritaria de entidades o empresas autóctonas. De los 19 países con restricciones varios de ellos admiten la participación privada, y entre ellos cabe citar a Portugal, México, Francia, Italia, Inglaterra y Estados Unidos. Del resto de países (20) que no imponen dichas restricciones cabe citar a España, Japón, Alemania, Grecia, Canadá o Brasil.

En 1996, bajo la presidencia de Bill Clinton se establece en EEUU la Comisión Presidencial para la Protección de Infraestructuras Críticas (PCCIP), siendo los servicios de agua una de las ocho infraestructuras contempladas. Desde entonces hasta la fecha actual, la Environmental Protection Agency (US-EPA) ha sido la agencia encargada de centralizar toda la estrategia de protección sobre los servicios de agua.

En la misma línea, el Consejo de Europa aprobó a propuesta de la Comisión la iniciativa del Programa Europeo para la Protección de Infraestructuras Críticas (EPCIP) en diciembre de 2004, siendo asimismo el abastecimiento de agua una de las infraestructuras incluidas en la iniciativa, si bien hasta la fecha los mayores esfuerzos se han concentrado en las infraestructuras relacionadas con las tecnologías de la información y las comunicaciones.

En noviembre de 2007, el Gobierno español aprobó la creación del Centro Nacional de Protección de Infraestructuras Críticas (CNPIC), que se ocupa de un catálogo de más de 4000 instalaciones o sistemas considerados como tales, aunque la lista es secreta debido a la lógica discreción que preside las actuaciones en materia de seguridad, si bien no es difícil imaginar que la lista incluye a todos los sistemas de abastecimiento, incluyendo captación, potabilización y sistema de distribución de las ciudades de cierto tamaño.

MODELOS SOBRE VULNERABILIDAD: ANTECEDENTES

En el conjunto de un sistema de abastecimiento de agua podemos diferenciar varias partes como son las fuentes de abastecimiento, las plantas de tratamiento, los sistemas de almacenamiento, las tuberías de transporte y el sistema de distribución. Los primeros constituyen instalaciones singulares, cuyo mantenimiento, protección y vigilancia no supone mayores dificultades que en otro tipo de instalaciones singulares.

Sin embargo, la red de transporte y la distribución constituyen un sistema complejo, muy distribuido espacialmente y que además no es fácilmente accesible (conducciones enterradas), y por ello plantea problemas diferentes y de mayor calibre en cuanto al conocimiento de la condición de las tuberías, el estado de la calidad del agua, la monitorización de variables hidráulicas y otros que puedan influir en su buen funcionamiento y en un correcto servicio.

Durante los últimos años se ha desarrollado un cierto número de modelos relacionados con la vulnerabilidad de los sistemas de abastecimiento de agua, centrados principalmente en la caracterización de la condición de las tuberías y en los modelos de rehabilitación del sistema de conducciones. El mantenimiento y mejora de las condiciones operativas de las tuberías del sistema de transporte y distribución de agua está directa e íntimamente relacionado con dos de los problemas más importantes para los responsables de los servicios de agua, a saber, el problema de

las fugas de agua y la calidad del agua servida. El primero de ellos (pérdidas) implica una reducción del recurso disponible, asunto importante en períodos de escasez, pero también una importante merma económica por su valor añadido en términos de tratamiento y de energía aplicada al agua que se pierde. Por otra parte, y relacionado con el segundo problema (la calidad del agua), cualquier punto de fuga en las conducciones puede convertirse en un punto de entrada de sustancias contaminantes en la corriente de agua potable por el fenómeno de la intrusión patógena si se dan las condiciones adecuadas. Las tuberías tienen asimismo un papel activo en la calidad del agua, puesto que en sus paredes puede desarrollarse una biopelícula bacteriana, que permite un crecimiento más protegido de poblaciones de bacterias y virus.

A continuación se indican algunos de los modelos más importantes desarrollados en los últimos años, compendiados por Moglia *et al.* (2006):

- UTILNETS: Es un Sistema de Apoyo a la Decisión (DSS) para la planificación de la rehabilitación y para la optimización del mantenimiento de las tuberías de un sistema de abastecimiento. El modelo valora la fiabilidad de las tuberías a partir de predicciones estadísticas sobre su vida útil, y sirve para determinar las consecuencias del mantenimiento para optimizar la política de rehabilitación. El modelo ha sido producto de un proyecto europeo de investigación dentro del programa BRITE-EURAM, que comenzó aproximadamente en 1993 (Hadzilacos *et al.*, 2000).
- KANEW: El modelo está dirigido a los mismos objetivos de planificación de la rehabilitación del sistema de conducciones, basado en la edad y material de las tuberías. El modelo es producto de un proyecto de investigación de la AWWA-Research Foundation de Estados Unidos (1998).
- WARP: Se trata de una aplicación prototipo desarrollada inicialmente sobre MS-Excel y posteriormente convertida en un programa independiente. El desarrollo ha sido realizado por el National Research Council (NRC) de Canadá desde 2000. La aplicación D-WARP (Distribution Water mAins Renewal Planner) permite analizar estadísticas de rotura de tuberías y proyectar futuras tasa de roturas, así como estimar costes y planificar escenarios. El modelo tiene en cuenta factores temporalmente dependientes, tales como la temperatura, humedad del suelo y precipitación.
- PARMS: Acrónimo de Pipeline Asset and Risk Management System, es un conjunto de modelos para el apoyo de la gestión de sistemas de abastecimiento, realizado por el Commonwealth Scientific and Research Organization (CSIRO) de Australia a partir de 2002. Utiliza modelos estadísticos para predecir fallos en las tuberías a partir de factores como el tipo de suelo, presión del agua, edad, material y diámetro de la tubería y otros.
- CARE-W: El modelo nace en 2002 de una iniciativa de investigación sobre la rehabilitación de sistemas de tuberías dentro del V Programa Marco Europeo de I+D, con la participación de investigadores de varios países europeos. El modelo plantea un enfoque proactivo para el reemplazo de tuberías (mantenimiento preventivo) mediante el análisis de fiabilidad de las tuberías y el planteamiento de una metodología de priorización. Cabe destacar el modelo CARE-S para sistemas de saneamiento, que se comienza a realizar en 2003 en el mismo marco.

Cualquiera de los modelos indicados y otros que nos se han comentado han dado lugar a un gran número de publicaciones científicas, que pueden ser fácilmente localizadas y hemos decidido no incluir en esta pequeña reseña. Dentro de los modelos citados, el objetivo principal puede ser calificado como de planificación en términos económicos, esto es, como adecuar una programación de inversiones al mantenimiento de las condiciones operativas de las tuberías.

Como antes se ha comentado, aunque de forma indirecta, el mantenimiento y rehabilitación del sistema de tuberías incide de forma decisiva en la mejora de las condiciones del servicio, tanto por la reducción de las pérdidas de agua como en la mejora de la calidad del agua servida, si bien estos objetivos no son incorporados de forma explícita en los modelos.

Hablando específicamente de los modelos de calidad del agua en las redes de distribución, es inevitable la referencia al modelo EPANET, presentado por la Environmental Protection Agency de los Estados Unidos en 1993. Su cometido principal en el momento de su lanzamiento era la modelación de la calidad del agua en las redes de abastecimiento en función de las condiciones hidráulicas de funcionamiento del sistema, pero ha terminado convirtiéndose en la herramienta fundamental en la modelación hidráulica de redes de agua.

De nuevo encontramos un modelo que sigue vigente pero cuya limitación es la evaluación de la calidad del agua en condiciones de funcionamiento que podemos calificar de normales u ordinarias, esto es, analizando el tránsito y las posibles transformaciones de las sustancias desde las fuentes de abastecimiento hacia los puntos de consumo. El modelo EPANET nos puede permitir representar un escenario en el que un nudo de consumo del sistema se convierta eventualmente en un punto de alimentación por el que se produce la entrada de una sustancia contaminante, como un acto deliberado, aunque no podría aplicar para evaluar la contaminación producida por una entrada accidental de una sustancia contaminante por intrusión, puesto que dichas situaciones tienen lugar cuando aparece una depresión en el sistema como consecuencia de un transitorio hidráulico, situación que no contempla EPANET. Por otra parte, desconocemos en qué puntos del sistema puede haber grietas u orificios que permitan la entrada accidental de sustancias contaminantes (si conociésemos de su existencia probablemente ya habría sido reparada), de modo que tan solo tenemos evidencias estadísticas no localizadas de los posibles defectos en las tuberías. Puesto que EPANET trabaja con información determinística y bajo la hipótesis de un conocimiento exhaustivo de las características de los elementos del sistema, solo será de utilidad para estudiar un número limitado de situaciones de riesgo.

El modelo IRA-WDS (Improved Risk Assessment of Water Distribution Systems, Vairavamoorthy *et al*, 2007) va un paso más adelante, en el intento de relacionar la condición de las tuberías con la contaminación potencial que puede producirse accidentalmente por la intrusión patógena en el sistema. Es un modelo pensado para la evaluación de riesgos en sistemas con vulnerabilidades importantes y bajo la hipótesis de una contaminación accidental. Básicamente cuanta con tres grandes bloques de información, referentes a la condición de las tuberías, de los posibles focos contaminantes (conducciones de saneamiento o cuerpos de agua contaminada) y de evaluación de riesgos. El modelo está ensamblado en el entorno de un Sistema de Información Geográfica para facilitar el análisis de la interacción de los distintos elementos del sistema.

En el último escalón, podemos citar el modelo VSAT (Vulnerability Self Assessment Tool for Water & Wastewater Utilities). Este modelo, promovido en 2003 por la Association of Metropolitan Sewerage Agencies (AMSA) de Estados Unidos, es una de las herramientas recomendadas por la US-EPA para realizar análisis de la vulnerabilidad del sistema. Se trata de un modelo de gestión para evaluar, priorizar y reducir vulnerabilidades del sistema sobre la base de cinco categorías de instalaciones críticas.

ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD DEL SISTEMA Y ESTABLECIMIENTO DE PLANES DE SEGURIDAD

La mayor parte de los estudios sobre vulnerabilidad revisten un carácter resultan altamente subjetivo y cualitativo, incluyendo raramente la propuesta de métodos cuantitativos. Un importante objetivo del estudio debe de ser la propuesta y evaluación de modelos y métodos matemáticos que

permitan identificar las vulnerabilidades del sistema, ubicar recursos de seguridad de forma óptima y minimizar las consecuencias de los accidentes, catástrofes y daños naturales, y también, los ataques intencionados.

En resumen, los temas clave del estudio según la metodología de la US-EPA son:

Revisión de la información científica relevante a los riesgos potenciales que amenazan a los sistemas de abastecimiento de agua.

- Identificar los contaminantes más probables y su capacidad para contaminar los sistemas de abastecimiento de agua.
- Estudiar todas las vías potenciales para la contaminación biológica, química y nuclear en el sistema.
- Analizar todas las amenazas físicas potenciales sobre el sistema.
- Estudiar los riesgos potenciales sobre los sistemas de comunicaciones y SCADA.
- Modelizar hidráulicamente el sistema para determinar el impacto potencial proveniente de cualquier fuente sobre los consumidores.
- Desarrollar un plan de emergencias para prever las acciones ante una amenaza o acción sobre el sistema de abastecimiento de agua.

Las fuentes de abastecimiento pueden ser el blanco de sucesos de macro-contaminación, y cabe también la posibilidad de un daño físico directo sobre los embalses. Sin embargo, son necesarias ingentes cantidades de contaminantes químicos o biológicos, que serían detectadas sin duda en los controles de la planta de tratamiento. Del mismo modo, un ataque directo sobre un embalse o sobre la planta de tratamiento necesitaría una planificación detallada y grandes recursos para superar las medidas de seguridad que rodean estas instalaciones. Como ya hemos puesto de manifiesto, la mayor preocupación se centra en la posible contaminación química o biológica dentro del propio sistema de distribución de agua potable.

En Staudinger *et al* (2006) se presenta un estudio comparativo entre las diferentes metodologías utilizadas para la evaluación de la vulnerabilidad en Estados Unidos. El estudio identifica un total de 45 entidades gubernamentales e industrias implicadas en estudios de vulnerabilidad y seguridad en sistemas de abastecimiento de agua, y un total de 15 metodologías diferentes para evaluar la vulnerabilidad, si bien no todos ellos se ciñen a las indicaciones de la US-EPA. Como conclusión, los autores afirman que siendo imposible predecir ataques terroristas sobre el sistema, la planificación para una variedad amplia de posibles amenazas permite una mejor preparación contra este tipo de acciones, y quizás uno de los mayores retos sea el desarrollo de una metodología de valoración de la vulnerabilidad lo suficientemente simple para ser útil, y lo bastante complejo para ser efectivo.

En la práctica totalidad de las etapas del desarrollo de un estudio de vulnerabilidad del sistema de abastecimiento de agua es necesario disponer de modelos de simulación que nos permitan modelizar las situaciones tipo asociadas a cualquier posible amenaza de la integridad, seguridad o calidad del sistema, aunque como antes hemos manifestado, es necesario realizar un mayor esfuerzo para investigar el comportamiento de los sistemas frente a posibles amenazas. En esta fase, el empleo de los Sistemas de Información, y los Sistemas de Apoyo a la Decisión son fundamentales para una definición más precisa del comportamiento y de las posibles acciones correctivas de mitigación de la vulnerabilidad del sistema. Cabe en este sentido destacar el enfoque sistémico sobre vulnerabilidad en el trabajo de Li (2007), mediante una valoración jerárquica de riesgos para el sistema, y la aportación de Michaud (2005) introduciendo el concepto de susceptibilidad dependiendo de la amenaza.

Un nuevo concepto asociado a la seguridad y la vulnerabilidad es el de resiliencia, entendiendo como tal la capacidad de recuperación del sistema después de haber sufrido un daño. Se parte de la hipótesis de que, al contrario que los eventos accidentales o los fenómenos naturales, es imposible predecir los ataques deliberados, y a lo sumo, podemos plantear distintas hipótesis plausibles y sobre ellas, establecer los medios de protección o mitigación. Ante esta perspectiva, la tendencia que predomina en el planteamiento de los modelos en el momento actual es la incrementar la resiliencia del sistema.

El siguiente paso, una vez establecidas las vulnerabilidades del sistema, las posibles acciones para reducirlas y sus costes, hay que planificar las actuaciones que deben llevarse a cabo en el caso de que se produzca cualquier tipo de daño en el sistema, o lo que es lo mismo, definir el Plan de seguridad para el sistema de abastecimiento

La metodología propuesta por la Organización Mundial de la Salud (2006) incluye los siguientes pasos para enunciar el plan de seguridad:

1. Nombrar un equipo para la preparación del plan de seguridad
2. Documentar y describir el sistema
3. Realizar una valoración y caracterización de riesgos para identificar y comprender que tipo de amenazas se ciernen sobre el sistema de abastecimiento
4. Evaluar el sistema, existente o propuesto, incluyendo una descripción mediante un diagrama de flujo
5. Identificar las medidas de control y los medios para controlar los posibles riesgos
6. Definir el esquema de monitorización de las medidas de control: cuales son los límites aceptables y como se monitorizan dichas variables
7. Establecer procedimientos para verificar que el plan de seguridad está funcionando de forma efectiva y cumple con los objetivos sanitarios establecidos.
8. Desarrollar programas de apoyo (p. ej. Mediante entrenamiento, practicas higiénicas, procedimientos estándar de operación, investigación y desarrollo, ...)
9. Preparar procedimientos de gestión (incluyendo acciones correctivas) para situaciones normales y extraordinarias
10. Establecer la documentación del plan y los procedimientos de comunicación

CONCLUSIONES

Ya en 1998, Haines proponía mejorar (reducir) la vulnerabilidad de los sistemas de abastecimiento mediante la implementación o el incremento de las medidas de seguridad, e incrementar la robustez, redundancia y resiliencia de los mismos. Los principios establecidos por Haines, que ya son clásicos en el planteamiento de la seguridad de los sistemas, se van superando progresivamente hacia un planteamiento donde la resiliencia tiene un peso creciente. Como ya citamos con anterioridad, si somos realistas, la imposibilidad de predecir la naturaleza, modalidad y el instante en el que se puede producir un ataque sobre el sistema hace prácticamente imposible implementar un esquema de protección activa, salvo en las instalaciones singulares (plantas de tratamiento, aducciones, centros de control).

Otra de las tendencias que actualmente conviven en el estudio de la seguridad de los sistemas es la interdependencia entre los mismos. Ya se están comenzando a desarrollar algunos modelos, tales como el CARVER2, desarrollado por el Nacional Infrastructure Institute de EEUU, y que es

un modelo colaborativo (centralizado en un servidor) de funcionamiento muy simple que está pensado para obtener valoraciones subjetivas sobre interdependencias de las diferentes infraestructuras críticas.

En términos económicos, la decisión más razonable consistirá en habilitar las medidas adecuadas para detectar y mitigar el daño en un periodo breve, o de forma similar, poder bloquear el efecto del daño cuanto antes.

Es innegable la relación entre la economía y la vulnerabilidad del sistema, por lo que otro de los puntos clave para conseguir con éxito reducir la vulnerabilidad del sistema de agua (Schintler et al, 2007) requiere la participación activa y el compromiso del sector privado, que está presente en muchas de las infraestructuras consideradas críticas y entre ellas, las de los servicios de agua.

Como resumen del todo lo anterior, es necesario realizar importantes esfuerzos de investigación y destinar los recursos necesarios para abordar el estudio y la mejora de la seguridad de los sistemas de abastecimiento por medio de técnicas que, además de los modelos deterministas tradicionales, permita utilizar metodologías más abiertas y de vanguardia de Análisis Inteligente de la Información, Sistemas de Apoyo a la Decisión y otras.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE.

BIBLIOGRAFÍA

- Ainsworth R –Ed.- (2004) Safe Piped Water: Managing Microbial Water Quality in Piped Distribution Systems. Ed. WHO & IWA Publishing, London, UK, 168 p.
- Allard, B.; Rydberg, J. (1983) Behaviour of plutonium in natural waters. Del libro “Plutonium chemistry” Carnall WT, Choppin GR (eds). American Chemical Society, Washington, pp 275–295
- Apostolakis, GE; Lemon, DM (2005) A Screening Methodology for the Identification and Ranking of Infrastructure Vulnerabilities Due to Terrorism, Risk Analysis, Vol. 25, No. 2, pp. 361-376.
- Baecher, GB (2006) Mitigating Water Supply System Vulnerabilities, del libro “Protection of Civilian Infrastructure from Acts of Terrorism”, Frolov, KV y Baecher, GB (eds.), Springer, pp. 149-157.
- Baranowski, TM; LeBoeuf, EJ (2006) Consequence Management Optimization for Contaminant Detection and Isolation, J. of Water Res. Plan. and Manag., Vol. 132, No. 4, July 1, pp. 274-282.
- Billig P; Bendahmane D; Swindale A (1999) Water and Sanitation Indicators Measurement Guide. Food and Nutrition Technical Assistance (FANTA) Project, Academy for Educational Development, Washington D.C, USA, 25 p. <<http://www.fantaproject.org/downloads/pdfs/watsan.pdf>>
- Bruins, H.J. (2000) Proactive Contingency Planning vis-a-vis Declining Water Security in the 21st Century, J. of Contingencies And Crisis Management, Vol. 8, No. 2, June, pp. 63-72.
- CDLTR-Committee to Develop a Long-Term Research (2003) Preventing Earthquake Disasters. Agenda for the Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES), Ed. The National Academies Press, Washington EEUU, 193 pp.

- Clark, RM; Deininger, RA (2000) Protecting the Nation's Critical Infrastructure: The Vulnerability of U.S. Water Supply Systems, *J. of Contingencies And Crisis Management*, Vol. 8, No. 2, June, pp. 73-80.
- Chlorine Chemistry Council (2003) Drinking Water Chlorination: A Review of Disinfection Practices and Issues. Ed. Chlorine Chemistry Division of the American Chemistry Council, April, 30 p., < http://www.c3.org/chlorine_issues/disinfection/c3white2003.html.>
- Durante, M; Manti, L. (2002) Estimates of radiological risk from a terrorist attack using plutonium. *Radiat. Environ. Biophys.* Vol. 41, pp. 125–130.
- Foxell Jr., JW (1999) Trends in Bio-Terrorism: Two Generations of Potential Weapons, *J. of Contingencies And Crisis Management*, Vol. 7, No. 2, June, pp. 102-118.
- Georgescu-Roegen, N. (1971) The entropy law and the economic process, Harvard University Press, Cambridge, Mass. EEUU.
- Gerba CP; Reynolds KA; Pepper IL (2006) Drinking water treatment and water security, in *Environmental & Pollution Science*, -Pepper, Gerba and Brusseau (Eds)- Academic Press, Elsevier, 553 p.
- Grigg, NS (2003) Water Utility Security: Multiple Hazards and Multiple Barriers. *J. of Infrastructure Systems*, Vol. 9, No. 2, June 1, 200, pp. 81-88.
- Hadzilacos, T.; Kalles, D. ; Preston, N. ; Melbourne, P.; Camarinopoulos, L.; Eimermacher, M.; Kallidromitis, V.; Frondistou-Yannas, S.; Saegrov, S. (2000) UtilNets: a water mains rehabilitation decision-support system. *Computers, Environment and Urban Systems*, No. 24, pp. 215-232, Ed. Pergamon.
- Haines, YY; Matalas, NC; Lambert, JH; Jackson, BA; Fellows, JFR (1998) Reducing vulnerability of water supply to attack. *J. of Infrastructure Systems*, Vol. 4, No. 4, december, pp. 164-177.
- Hayward, D.F.; Oguntoyinba, J.S. (1987) *Climatology of West Africa*, Ed. Hutchinson, Londres.
- Jeong, HS; Qiao, J.; Abraham, DM; Lawley, M.; Richard, JP; Yih, Y. (2006) Minimizing the Consequences of Intentional Attack on Water Infrastructure, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 21, pp. 79–92.
- Jouravlev A (2001) Administración del agua en América Latina y el Caribe en el umbral del siglo XXI. CEPAL-ECLAC, Ed. Naciones Unidas, Santiago de Chile, Chile, 77 p.
- LeChevallier, M.W. (1999) The case for maintaining a disinfectant residual. *J. of American Water Works Association*, Vol. 91, No. 1, pp. 86-94.
- Li H (2007) Hierarchical Risk Assessment of Water Supply Systems. Doctoral Dissertation, Department of Civil and Building Engineering, Loughborough University, Leicestershire, UK, March, 235 p.
- Matalas, N.C. (2005) Acts of Nature and Potential Acts of Terrorists: Contrast Relative to Water Resource Systems (Editorial). *J. of Water Res. Plan. and Manag.*, Vol. 131, No. 2, March-April, pp. 79-80.
- McIntosh AC; Iñiguez CE –editors- (1997) Second water utilities data book: Asian and Pacific Region. Ed. Asian Development Bank, October, 225 p.
- Moglia, M.; Burn, S.; Meddings, S. (2006) Decision Support System for Water Pipeline Renewal Prioritisation. *ITcon* Vol. 11, Special Issue Decision Support Systems for Infrastructure Management, pp. 237-256, publicación electrónica <<http://www.itcon.org>>.

- Michaud, D. (2005) Risk Analysis of Infrastructure Systems: Screening Vulnerabilities in Water Supply Networks. Thesis. Master of Science in Engineering and Management, Massachusetts Institute of Technology, 120 p.
- Momba, M.N.B.; Kfir, R.; Venter, S.N.; Cloete, T.E. (2000) An overview of biofilm formation in distribution systems and its impact on the deterioration of water quality. *Water SA* Vol. 26 No. 1 January, pp. 59-66
- OECD (2007) National Treatment for Foreign-Controlled Enterprises. List of Measures Reported For Transparency, 11 July 2007, 91 p., Investment Division, Directorate for Financial and Enterprise Affairs, OECD, Francia.
- OECD (2008) Protection of 'Critical Infrastructure' and The Role Of Investment Policies Relating To National Security, May 2008, 11 p., Investment Division, Directorate for Financial and Enterprise Affairs, OECD, Francia.
- Piegorsch, WW; Cutter, SL; Hardisty, F (2007) Benchmark Analysis for Quantifying Urban Vulnerability to Terrorist Incidents, *Risk Analysis*, Vol. 27, No. 6, pp. 1411-1425.
- Schintler, LA; Gorman, S; Kulkarni, R; Stough, R (2007) Moving from Protection to Resiliency: A Path to Securing Critical Infrastructure, del libro "Critical Infrastructure. Reliability and Vulnerability" Eds. Murray y Grubestic, Springer, 2007, 313 pp
- Staudinger, TJ; England, EC; Bleckmann, C (2006) Comparative Analysis of Water Vulnerability Assessment Methodologies, *J. of Infrastructure Systems*, Vol. 12, No. 2, June 1, pp. 96-106.
- Tidwell, VC; Cooper, JA; Silva, CJ (2005) Threat Assessment of Water Supply Systems Using Markov Latent Effects Modeling, *J. of Water Res. Plan. and Manag.*, Vol. 131, No. 3, May 1, pp. 218-227.
- Vairavamoorthy, K.; Yan, J.; Galgale, H.M.; Gorantiwar, S.D. (2007) IRA-WDS: A GIS-based risk analysis tool for water distribution systems. *Environmental Modelling & Software* Vol. 22, pp. 951-965, Ed. Elsevier
- Walski, TM (2005) Who Pays for Water Security? (Editorial), *J. of Water Res. Plan. and Manag.*, Vol. 131, No. 6, Nov., p. 419.
- WHO (1997) Guidelines for drinking-water quality -2nd Ed.- (Vol. 3-Surveillance and control of community supplies), Ed. WHO, Geneva, 250p.
- WHO (2006) Guidelines for drinking-water quality -3rd Ed.- (Volume 1.-Recommendations), Ed. WHO, Geneva, 596 p.
- WHO-UNICEF (2005) Joint Monitoring Programme for Water Supply and Sanitation. <http://www.wssinfo.org/>
- Wyn-Jones, P. (2000) Water, water, everywhere– But is it safe to drink?. *Microbiology Today*, Vol. 27, May, pp. 78-81.

HIDRÁULICA DE LAS BOLSAS DE GASES CORROSIVOS EN SISTEMAS A BOMBEO QUE TRANSPORTAN AGUAS RESIDUALES

Oscar Pozos¹, Alejandro Sánchez², Eduardo A. Rodal³, Yuri V. Fairuzov⁴

Resumen – Las bolsas de gases corrosivos pueden formarse en lugares donde los sistemas a bombeo fluyen parcialmente llenos. Esta situación se presenta principalmente en los puntos más altos de las líneas de conducción, cuando la línea del gradiente hidráulico corta la tubería o bien cuando una bolsa de gas no puede ser removida hacia aguas abajo debido a que la fuerza de flotación de la misma supera la fuerza de arrastre del flujo de agua. En este artículo se presenta una metodología para ubicar los posibles puntos de acumulación de bolsas de gases en sistemas que transportan aguas residuales, para posteriormente calcular la longitud total de las mismas, y así poder proponer soluciones durante la etapa de diseño o bien para reemplazar o rehabilitar la tubería con materiales resistentes a la corrosión en sistemas ya existentes. Adicionalmente, se llevo a cabo investigación experimental con el propósito de demostrar que el flujo debajo de las bolsas de aire sometidas a una presión mayor a la atmosférica es muy similar al flujo en canales a superficie libre, de esta investigación se pudo concluir que la teoría del flujo gradualmente variado puede ser aplicada para calcular los perfiles de flujo bajo las bolsas de gas. Finalmente la metodología propuesta fue aplica a un caso de estudio.

Abstract –Corrosive gas pockets can accumulate at high points of force mains when the hydraulic grade line is below the pipe, or a gas pocket cannot be dragged downstream because of the buoyancy of the pocket. This paper presents a methodology to locate the points where the pockets are likely to accumulate in force mains and subsequently compute the length of the pockets. The method can be used by the engineers to suggest solutions during the design stage or for existing force mains to replace or rehabilitate the line with inert pipe materials or special line concrete on areas prone to corrosion attack. In addition, experimental investigations have been carried out with the aim of demonstrating that the flow under air pockets with a pressure greater than the atmospheric is similar to the flow in open channels. From this investigation it was concluded that the gradually varied flow theory is applicable to compute the flow profiles underneath air pockets. A case study is analyzed by using the proposed methodology.

Palabras clave: Bolsas de gases corrosivos, aguas residuales, sistemas a bombeo, corrosión, flujo gradualmente variado.

Keywords: corrosive gas pockets, sewage, force mains, corrosion, gradually varied flow.

¹ Investigador Asociado – opozose@iingen.unam.mx.

² Técnico Académico –ash@pumas.iingen.unam.mx.

³ Técnico Académico -erc@pumas.iingen.unam.mx.

⁴ Investigador Titular -Fairuzov@servidor.unam.mx

Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México - Circuito Interior de Ciudad Universitaria - Código Postal: 04510 - Ciudad de México – México

INTRODUCCIÓN

La corrosión causa importantes daños en sistemas que transportan aguas residuales. Este tema ha sido objeto de numerosos artículos y reportes (ASCE 1982; ASCE 1989, Pomeroy 1974; Pomeroy et al. 1985). Desafortunadamente, la mayor parte de las investigaciones realizadas al respecto sólo se enfocan en el proceso químico-biológico de las bolsas de gases corrosivos y muy poca atención se ha puesto al comportamiento hidráulico de las mismas.

Entre los gases corrosivos el más estudiado por los daños que puede causar a los sistemas que transportan aguas residuales es el sulfuro de hidrógeno (H_2S). El sulfuro de hidrógeno es un gas que está presente tanto en la atmósfera del interior de las tuberías como en estado disuelto en el agua residual. Este gas es responsable del olor a huevos podridos de las aguas residuales. El H_2S puede ser oxidado a ácido sulfúrico por la acción de bacterias que se desarrollan en las paredes de los tubos, lo cual da lugar a importantes problemas de corrosión. El gas es tóxico para los seres humanos y ha causado la muerte de muchos técnicos encargados del mantenimiento de dichos sistemas. La mínima concentración conocida de H_2S que ha causado muertes es de 300 ppm, mientras que 3000 ppm supondría una muerte casi instantánea (Metcalf 1995).

Las investigaciones reportadas sobre el efecto de la corrosión causada por sulfuro de hidrógeno en sistemas a bombeo que transportan aguas residuales, se ha enfocado únicamente en la inyección de aire para controlar el sulfuro (Laughlin 1964; Parkhurst y Pomeroy 1973). La conclusión más importante de estos trabajos sugiere que la inyección de aire puede ayudar a reducir la corrosión causada por el sulfuro de hidrógeno. Sin embargo, si la línea de conducción cuenta con un gran número de cambios de pendiente y si la cantidad de aire introducida a la tubería es importante, éste puede quedar atrapado en los puntos altos e intermedios del sistema.

Hoy en día muchos sistemas de aguas residuales usan productos químicos tales como el peróxido de hidrógeno o el permanganato de potasio para reducir la formación del sulfuro de hidrógeno, así como el hidróxido de sodio para reducir la formación del ácido sulfhídrico. Sin embargo, el costo anual por estas sustancias químicas es considerable.

El problema con los sistemas a bombeo que transportan aguas residuales que están compuestos de varios cambios de pendientes, es que las bolsas de sulfuro de hidrógeno pueden formarse en los puntos altos de la línea. Si estas bolsas persisten demasiado tiempo los tubos pueden ser dañados por corrosión. Generalmente, válvulas expulsoras de aire son colocadas en los puntos altos a lo largo de la línea de conducción para ventear los gases. Sin embargo, estas válvulas pueden quedar bloqueadas por desechos sólidos o permanecer cerradas después de un evento transitorio.

Este artículo presenta una metodología para identificar donde podría ocurrir corrosión por sulfuro de hidrógeno en sistemas a bombeo que transportan aguas residuales, para posteriormente calcular la longitud de la sección de tubería que podría ser afectada. Esta metodología ha sido verificada experimentalmente y corroborada con análisis y observaciones hechas en campo.

PROCESO DE CORROSION POR EL SULFURO DE HIDRÓGENO

El costo anual por paliar los efectos de la corrosión causada por el sulfuro de hidrógeno en tuberías, estaciones de bombeo y plantas de tratamiento es tan grande, que es importante conocer el proceso que produce la corrosión, para proponer soluciones y controlarla o en el mejor de los casos eliminarla. En este trabajo se estudia, principalmente,

la corrosión de las tuberías de los sistemas que transportan aguas residuales.

Las bacterias asociadas a la producción de sulfuro de hidrógeno en los sistemas que transportan aguas residuales requieren un medio anaerobio (ausencia de oxígeno) para su crecimiento celular. Normalmente este medio se presenta en la parte sumergida de la tubería, donde se desarrolla una película biológica (ver Fig. 1 a).

Es importante mencionar que el proceso de corrosión en tuberías de concreto y metálicas es el mismo. Los procesos implicados en ambos casos son: 1) liberación de sulfuro de hidrógeno; 2) absorción en las superficies húmedas expuestas, y 3) reacción de corrosión. En la Fig. 1 b) se muestra el daño por corrosión causada por sulfuro de hidrógeno en una tubería de concreto.

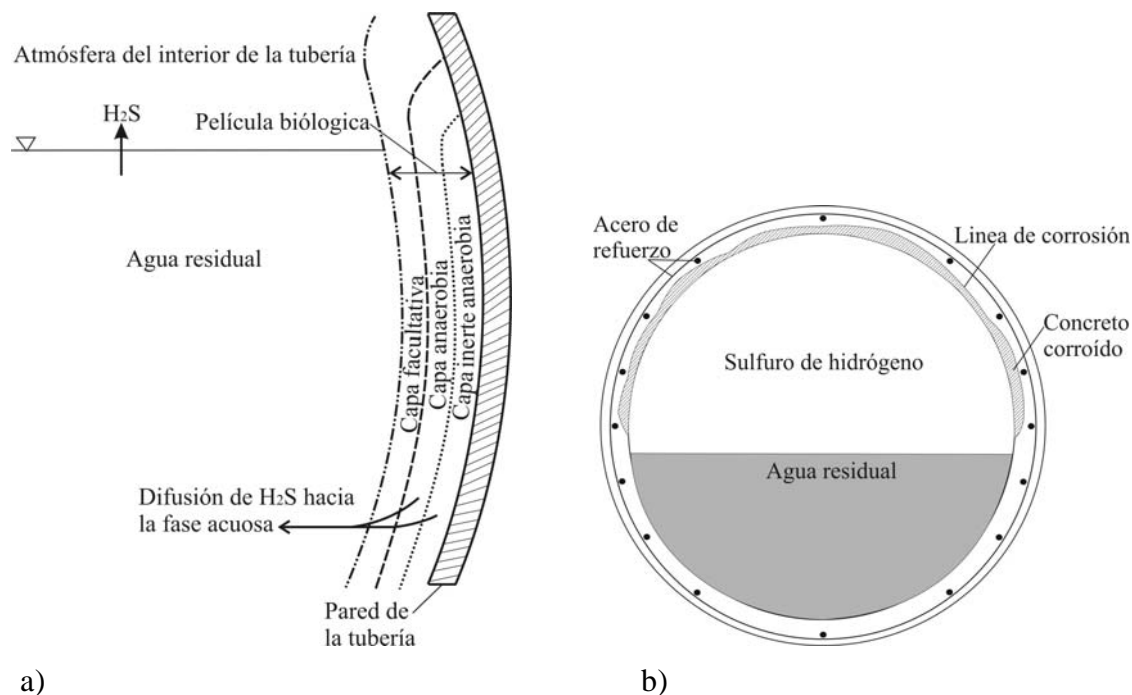


Figura 1. Corrosión en la tubería: a) película biológica, b) tubo dañado.

La película biológica libera sulfuro al agua residual. Una vez en solución, el H_2S escapa a la atmósfera del tubo. La cantidad presente en ésta está directamente relacionada con la concentración de H_2S en la fase acuosa, asimismo la cantidad de sulfuro disuelto aumentará al disminuir el pH del agua residual.

Después de su emisión a la atmósfera interna del tubo, el siguiente paso en el proceso de corrosión consiste en su transferencia a la zona de paredes del conducto situada por encima de la superficie del agua. Debido a que las paredes de la tubería están húmedas a causa de las condensaciones en ellas acumuladas, el sulfuro de hidrógeno de la atmósfera quedará fijado a las paredes tan pronto como entre en contacto con éstas. El sulfuro de hidrógeno retenido en esas zonas húmedas es transformado en ácido sulfúrico por la acción de bacterias del tipo *Thiobacillus* y principalmente por las de la clase *Thiobacillus Concretivorus*, que se puede traducir literalmente como devoradoras de concreto.

En el siguiente paso del proceso de corrosión, el ácido sulfúrico reacciona con el cemento del concreto. Si la tasa de producción de ácido sulfúrico es baja, la mayor parte del mismo reacciona con el cemento, dando lugar a un material pastoso que queda muy pobremente ligado a los agregados empleados en la fabricación del tubo. Si la tasa de producción de ácido sulfúrico es elevada, gran parte del mismo no podrá difundirse a través de la masa pastosa citada

y, consecuentemente, será arrastrado de las paredes por la corriente cuando el tubo trabaje a tubo lleno o se desprenderá por su propio peso. Este proceso se repetirá a medida que continúa la corrosión de la tubería. La forma de evolución de la corrosión varía, dependiendo de la circulación de aire, de la cantidad de condensados existente, de la tasa y cantidad de sulfuro de hidrógeno producido y de otros factores locales. Generalmente, la tasa de corrosión será más elevada en la clave de la tubería y junto a la superficie del agua, a ambos lados (véase Fig. 1 b). En la Fig. 2 se muestra una fotografía de una tubería, donde tanto el concreto como el acero de refuerzo han sufrido el efecto de corrosión.

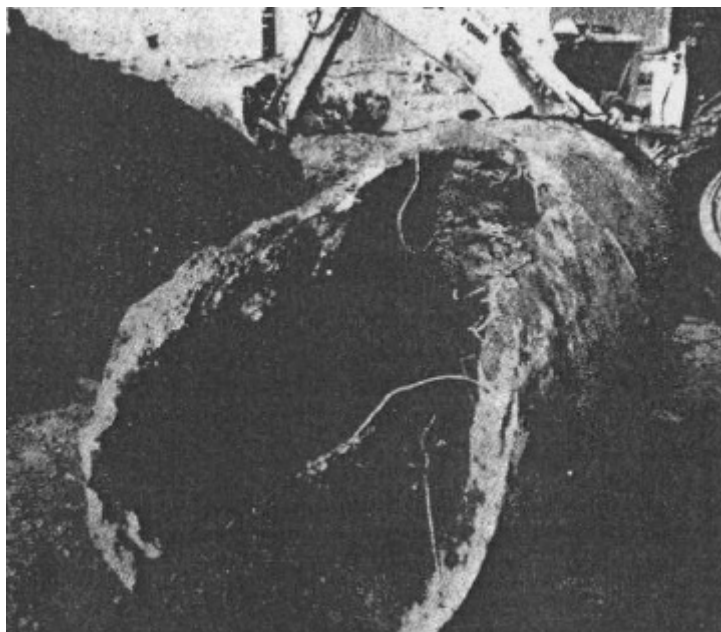


Figura 2. Tubería de concreto corroída.

MOVIMIENTO DE LAS BURBUJAS Y BOLSAS DE GAS/AIRE

Grandes bolsas de gas, principalmente aire pueden quedar atrapadas en los puntos altos de conductos a presión, cuando válvulas expulsoras de aire no son colocadas en las cimas de los sistemas que podrían acumular aire. Aun cuando existan válvulas en estos puntos altos, éstas podrían fallar y el aire no sería expulsado. Cuando las grandes bolsas de aire se extienden en la sección de la tubería con pendiente descendente pronunciada comúnmente al final de las bolsas se presenta un salto hidráulico. La turbulencia del salto genera pequeñas burbujas de aire que son bombeadas o introducidas hacia el tubo que fluye completamente lleno. Posteriormente, las diminutas burbujas serán arrastradas por el flujo para formar burbujas más grandes o pequeñas bolsas de aire que se adhieren al techo de la tubería. Si las bolsas que fluyen pegadas a la tubería continúan creciendo, su fuerza de flotación se incrementará y podría ser mayor que la fuerza de arrastre ejercida por el flujo de agua sobre las bolsas. Si esto ocurre las bolsas de aire podrían regresar a contra flujo e incorporarse a la gran bolsa a través del salto hidráulico. El caso ideal sería que las burbujas y bolsas de aire fuesen removidas de la línea de conducción por la velocidad del agua.

Hidráulicamente hablando las dos situaciones antes descritas son diferentes, porque una corresponde a flujo a tubo lleno mientras la otra condición ocurre a tubo parcialmente lleno (grandes bolsas de aire con salto hidráulico). Ambos fenómenos se presentan esquemáticamente en la Fig. 3.

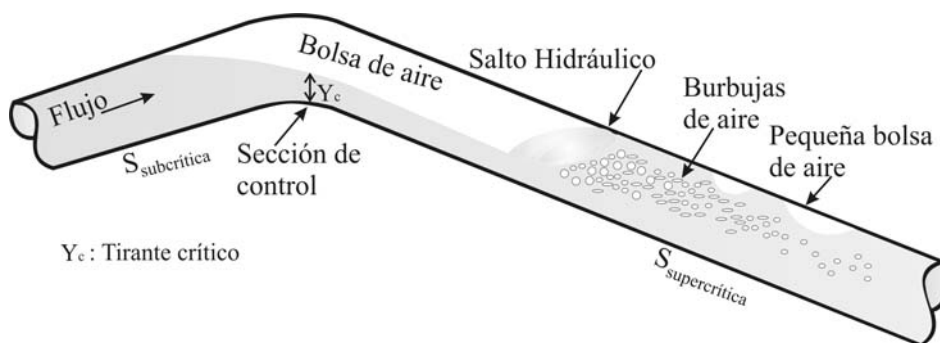


Figura 3. Gran bolsa de aire acumulada en el cambio de pendiente

Observaciones realizadas en dispositivos experimentales confirman que las grandes bolsas de aire se acumulan a ambos lados de la sección de control de las bolsas, que se localiza en la transición de una pendiente subcrítica a una supercrítica (Walski et al. 1994; Rodal et al. 2000; Pozos 2007).

Varios investigadores han analizado el movimiento del aire en conductos a presión, enfocándose principalmente en la velocidad de remoción también llamada velocidad crítica, es decir, la velocidad mínima del agua para expulsar el aire de la conducción. Sin embargo, mucho del trabajo experimental ha sido desarrollado utilizando tubos de diámetros pequeños, comúnmente menores a 50 mm. Además, varios autores han adoptado diferentes criterios para definir la velocidad de remoción. Kalinske y Bliss (1943) y Kent (1952) utilizaron burbujas estacionarias en un tubo con flujo a tubo lleno como índice, mientras que Zukoski (1966) y Gandenberger (1966) analizaron el movimiento de burbujas en tubos llenos de agua estática.

Por todo lo antes mencionado, se puede decir que no existe una ecuación universalmente aceptada para predecir el movimiento del aire en conductos a presión. Por lo tanto, el diseño de este tipo de sistemas se realiza utilizándose expresiones empíricas, que deben ser tomados con cautela, porque estas podrían no ser aplicables para diseñar determinados acueductos.

En una investigación realizada anteriormente González y Pozos (2000) propusieron una expresión analítica, Ec. (1), para estudiar el comportamiento de las burbujas y bolsas de aire en tuberías con pendientes descendentes. La efectividad de dicha ecuación ha sido validada con investigación teórico-experimental, así como con el análisis de acueductos en campo.

La ecuación fue obtenida al realizar el balance de la fuerza de arrastre y la componente de la fuerza de flotación en sentido contrario al flujo, actuando sobre una burbuja de aire estacionaria en una tubería fluyendo completamente llena. La comparación de los resultados experimentales con las predicciones obtenidas utilizando la Ec. (1) mostró que estos coinciden muy bien. La Ec. (1) puede ser utilizada para analizar acueductos en la etapa de diseño, así como aquellos que se encuentran en funcionamiento. La mencionada expresión puede escribirse como:

$$\frac{Q^2}{gD^5} = S \quad (1)$$

Donde Q es el gasto de agua que circula por la tubería, D es el diámetro del tubo, g es la aceleración de la gravedad y S la pendiente de la tubería. El término del lado izquierdo de la Ec. (1) se conoce como parámetro de gasto adimensional (PGA).

Para determinar si las grandes bolsas de gases corrosivos podrían permanecer estacionarias en los puntos altos de los sistemas a bombeo que transportan aguas residuales, el PGA debe ser calculado para el rango de gastos con los que opera el sistema y comparado con todas las pendientes de la tubería que componen la línea. Cuando $Q^2/gD^5 > S$ las burbujas y bolsas de gas se moverán con el flujo. Sin embargo, si $Q^2/gD^5 < S$ las burbujas y las bolsas regresarán en sentido contrario al flujo. En este caso, este punto podría acumular grandes bolsas de gas.

La expresión propuesta por González y Pozos (2000) se utilizará más adelante para ejemplificar la acumulación de bolsas de sulfuro de hidrógeno acumuladas en los puntos altos de un sistema a bombeo que transporta aguas residuales.

El desarrollo matemático y la investigación experimental llevados a cabo para obtener la Ec. (1) se presenta a detalle en Pozos et al. (2008).

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

Como es sabido, las bolsas de gas pueden acumularse en los puntos altos de los conductos a presión causando una serie de problemas, tales como el aumento de la pérdida de carga hidráulica por la reducción de la sección efectiva de paso del agua, disminución de la eficiencia de los equipos de bombeo, así como importantes daños causados por corrosión. Con el propósito de estudiar y observar el comportamiento de las grandes bolsas de gases corrosivos que se localizan en las cimas de los sistemas a bombeo que transportan aguas residuales, se llevo a cabo investigación experimental con el propósito de calcular la longitud que ocupan las bolsas de gas a ambos lados de la sección de control de la mismas.

Dispositivo experimental

El dispositivo experimental fue construido como un circuito de recirculación y diseñado utilizando el número de Froude, debido a que se presenta flujo a superficie libre. Un esquema del dispositivo se muestra en la Fig. 4.

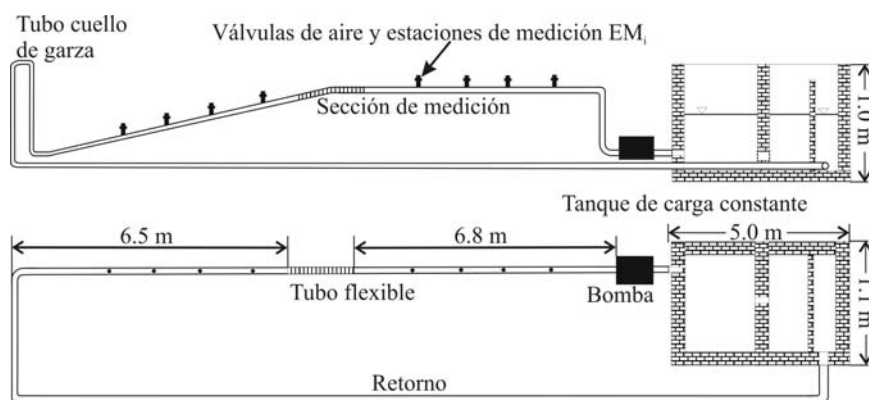


Figura 4. Dispositivo experimental.

El dispositivo experimental se compone de un tanque de carga constante con un volumen de 5.5 m^3 . El tanque está dividido en dos depósitos interconectados por un orificio de 10 cm de diámetro, para evitar turbulencias en la succión de la bomba. Una bomba de 1hp fue utilizada para alimentar el dispositivo. El gasto máximo que ésta podía suministrar era de 2.5 l/s. El flujo era controlado por una válvula localizada aguas abajo de la descarga de la bomba. Una placa orificio fue diseñada para medir el rango de gastos ensayados (0 a 2.5 l/s).

La placa tiene un espesor de 2 mm y un orificio concéntrico de 19 mm de diámetro. La sección de medición del dispositivo se compone de tubería de acrílico de 76.2 mm de diámetro interior. La sección de medición se conforma de dos tramos de tubería de 6.8 m y 6.4 m conectadas por una manguera flexible. La pendiente de ambas tuberías puede modificarse según las necesidades de los experimentos. Al final de la sección de control se implementó un tubo en forma de cuello de garza para desaguar a una tubería que regresa el agua al tanque de carga constante.

A lo largo de la sección de medición se instalaron pequeñas válvulas para introducir y expulsar el aire durante las maniobras de llenado y vaciado, respectivamente, así como para poder operar la sección de medición con flujo a superficie libre como en canales a presión atmosférica. Un instrumento de medición compuesto por un sensor metálico y un pequeño sistema electrónico de sonido, conectados mediante un cable fue utilizado para medir los tirantes debajo de las bolsas de aire a través de las estaciones de medición. Cuando la punta del sensor estaba en contacto con la superficie del agua el sistema de sonido emitía un pitido, entonces la medición se registraba. El sistema para inyectar aire a la sección de medición es un pistón de acrílico con capacidad de 1 litro (0.001 m^3). Dos pequeñas válvulas y algunas mangueras permiten conectar el pistón a la tubería.

Observaciones preliminares en la sección de medición

Las observaciones confirmaron que las bolsas de aire permanecen en el cambio de pendiente de la sección de medición para el rango de gastos ensayados. Por lo tanto, la hipótesis formulada fue que el flujo de agua bajo las bolsas de aire se comporta como flujo a superficie libre en canales, es decir, flujo gradualmente variado. En la sección de medición aguas arriba de la transición de pendientes los perfiles de flujo eran muy similares a los perfiles que se presentan en canales con pendiente adversa, horizontal y descendente suave. De la misma manera aguas abajo del cambio de pendiente se presenta flujo supercrítico, es decir, un perfil S2. En este caso el tirante que se presenta en la sección de control es el crítico ($Fr = 1$).

Durante las pruebas se observó que al inyectar el aire, la bolsa se extendía primero hacia aguas arriba de la sección de control, cuando ésta alcanzaba su longitud total la bolsa continuaba creciendo, pero ahora únicamente hacia aguas abajo terminando siempre en un salto hidráulico.

Al incrementar el gasto de agua sin variar el volumen de aire, la bolsa de aire sufría un corrimiento hacia aguas abajo sin alterar su forma. De la misma manera, cuando el gasto permanecía constante y parte del aire era expulsado, el tamaño de la burbuja se reducía sólo en la sección con pendiente descendente pronunciada y al mismo tiempo el salto hidráulico se movía hacia aguas arriba. Asimismo, al inyectar más aire la bolsa crecía únicamente hacia aguas abajo en la sección del tubo con pendiente descendente pronunciada. Por lo tanto, se pudo concluir que el perfil de flujo de la parte de la bolsa localizada aguas arriba de la sección de control no cambia su forma, cuando el gasto permanece constante y el volumen de aire es variado. Es decir, esta parte de la bolsa depende únicamente del gasto que fluye por la tubería y del tirante crítico correspondiente. Las fotografías que se muestran en la Fig. 5 muestran el inicio y el final de la bolsa en la sección de medición aguas arriba y aguas abajo de la sección de control, respectivamente.

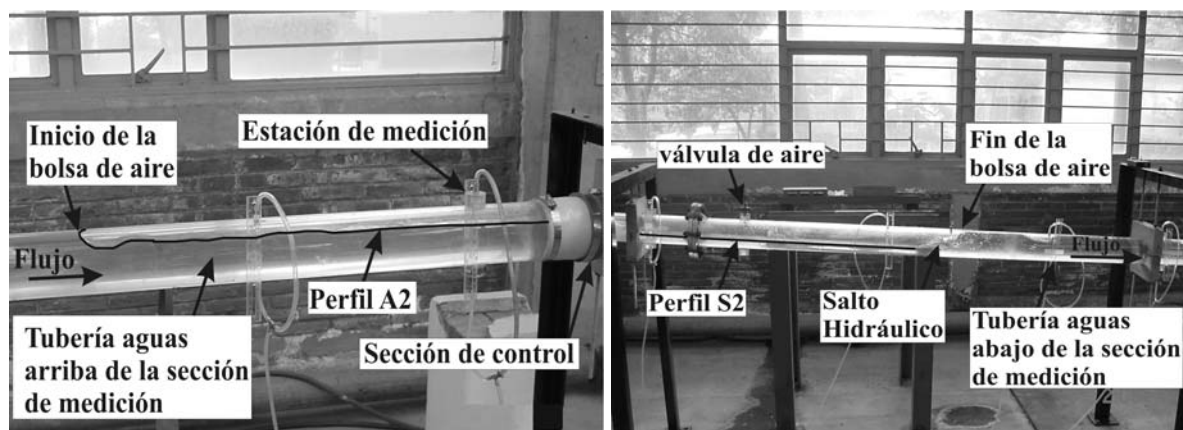


Figura 5. Perfiles A2 y S2 en la sección de medición del dispositivo.

Procedimiento experimental

Para simular distintos perfiles de flujo bajo las bolsas de aire con una presión mayor a la atmosférica, así como con flujo a superficie libre a presión atmosférica en la sección de medición, se realizaron dos experimentos en el dispositivo. Posteriormente, los datos experimentales obtenidos durante las pruebas fueron utilizados para calcular la forma de los perfiles de flujo usando la teoría del flujo gradualmente variado, para compararlos con los perfiles de flujo medidos durante los experimentos.

La tubería de la sección de medición aguas arriba de la sección de control fue variada en tres ocasiones para poder reproducir los perfiles A2 ($S_{01} = -0.0063$), H2 ($S_{01} = 0.0$) y M2 ($S_{01} = 0.0060$), respectivamente. La pendiente descendente pronunciada permaneció en la misma posición S2 ($S_{02} = 0.060$) para ambos experimentos. Durante los experimentos se llevaron a cabo un importante número de pruebas para un rango de gastos que iba de los 0.0013 l/s a 0.0025 l/s.

Experimento 1. Para simular los perfiles de flujo bajo las bolsas de aire con una presión mayor a la atmosférica, se inyectaron volúmenes de aire conocidos a la sección de medición mientras la tubería fluía completamente llena. El aire se movía hacia el cambio de pendiente formando una bolsa de aire que permanecía estacionaria en la sección de control, al final de todas las bolsas de aire ensayadas se presentó un salto hidráulico que selló el conducto. Asimismo, las burbujas de aire introducidas por el salto hidráulico hacia aguas abajo se unían formando burbujas de aire de mayor tamaño que retornaban continuamente hacia la bolsa de aire, por lo tanto, se considero que el volumen de aire permaneció constante durante la realización de todas las pruebas.

Experimento 2. Durante la investigación se realizó la simulación de flujo a superficie libre a presión atmosférica. Primero se abrieron las válvulas colocadas a lo largo de la sección de medición, posteriormente se inclinó el tubo en forma de cuello de garza, hasta que la línea piezométrica cortaba la sección de medición en el mismo punto donde el salto hidráulico selló el tubo durante la simulación de los perfiles de flujo en el experimento 1, esto permitió que la conducción trabajara como canal a superficie libre. Los gastos utilizados durante el experimento 2 fueron los mismos que en el experimento 1.

CÁLCULO DE LOS PERFILES DE FLUJO

Durante la investigación experimental la forma de las bolsas de gas estacionarias en el cambio de pendiente subcrítica a supercrítica mostraron ser muy similares a los perfiles del flujo gradualmente variado. Esta aseveración puede ser comprobada fácilmente al comparar

las mediciones hechas en laboratorio y los resultados obtenidos al aplicar el Método del Paso Directo (MPD), que se presentan en la siguiente sección.

Si bien la presión en las bolsas de gas no es atmosférica como en un flujo a superficie libre en canales, ésta es constante a lo largo del perfil de las bolsas. Además, el perfil del flujo bajo las bolsas de gas depende únicamente del gasto y del tirante crítico correspondiente. Por lo tanto, se puede decir que la teoría del flujo gradualmente variado es aplicable al flujo debajo de las bolsas de gas estacionarias.

El flujo gradualmente variado es un flujo establecido no uniforme de una clase especial. El tirante, la pendiente del canal, el área y el radio hidráulico varían lentamente a lo largo del canal. Este tipo de flujo puede ser descrito con la ecuación de Manning, que se puede expresar como:

$$S_f = \left(\frac{n v}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (2)$$

Donde S_f es la pendiente de fricción, v es la velocidad del agua en la tubería (m/s), R es el radio hidráulico (m) y n es el coeficiente de fricción de Manning, cuyo valor obtenido experimentalmente fue de $0.009 \text{ s/m}^{1/3}$.

De la misma manera, la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado en forma de diferencias finitas (Ec. 3) fue usada para obtener los diferentes perfiles de flujo observados debajo de las grandes bolsas de aire durante la investigación experimental.

$$\Delta x_{i,i+1} = \frac{E_i - E_{i+1}}{S - S_{fm}} = \frac{E_i - E_{i+1}}{S - 0.5(S_{fi} + S_{fi+1})} \quad (3)$$

Donde $\Delta x_{i,i+1}$ es la longitud del tramo de tubería en (m), E_1 y E_2 es la energía específica aguas abajo y aguas arriba del tramo de tubería en (m), respectivamente, S es pendiente de la tubería y S_{fi} and S_{fi+1} son las pendientes de fricción aguas abajo y aguas arriba del tramo de tubería, respectivamente. En el esquema de la Fig. 6 se muestra en detalle la terminología antes descrita.

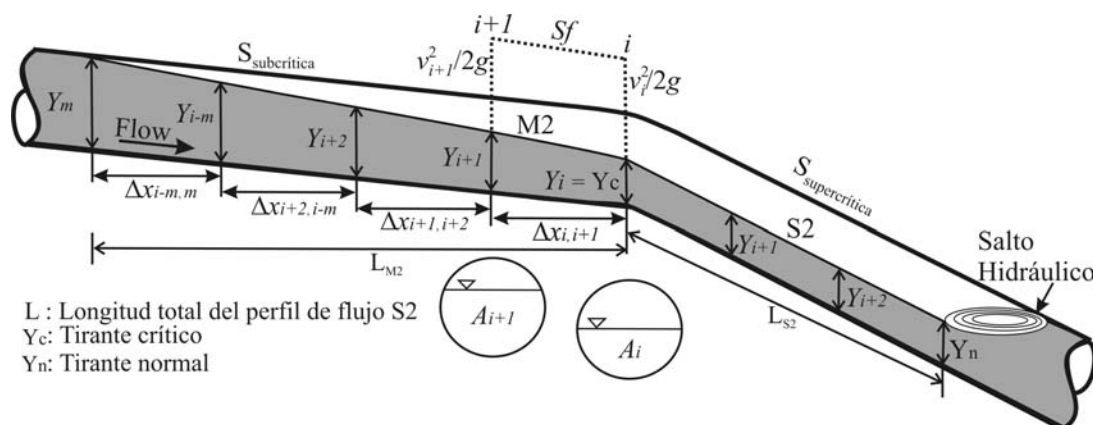


Figura 6. Tramo de tubería con las variables utilizadas en el flujo gradualmente variado

Algoritmo de Cálculo (Método del Paso Directo)

En este artículo se decidió usar el Método de Paso Directo (MPD) para calcular los perfiles de flujo, debido a su fácil aplicación a canales prismáticos. El MPD se caracteriza por

dividir el canal en tramos y realizar el cálculo paso a paso desde un lado al otro de cada tramo.

Con los datos obtenidos durante el trabajo experimental se calcularon los perfiles de flujo utilizando el MPD. El valor del tirante en la transición entre las pendientes corresponde al crítico para cada una de las pruebas. Los tirantes críticos asociados a cada gasto resultaron ser menores a los medidos aguas arriba de la sección de control, por lo tanto el tipo de flujo en este tramo de la sección de medición es subcrítico ($Fr < 1$). Asimismo, los tirantes normales en la sección de tubería con pendiente descendente pronunciada fueron menores a los tirantes críticos correspondientes para los gastos ensayados, de tal forma siempre se presentó un perfil supercrítico S2 ($Fr > 1$).

Los perfiles de flujo en la tubería aguas arriba de la sección de control se calcularon en la dirección contraria al flujo hasta que el tirante fuese igual al diámetro interno de la tubería. De la misma manera, los perfiles S2 se evaluaron en la dirección del flujo, el cálculo se detuvo al encontrar la distancia a la cual se presenta el tirante normal.

Un ejemplo del cálculo de los perfiles de flujo mediante el Método del Paso Directo (MPD) se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1 - Perfil de flujo calculado con el método del paso directo.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Y_i	A	R	$R^{2/3}$	v	$v^2/2g$	E	ΔE	S_f	S_{fm}	$S - S_{fm}$	Δx	$\Sigma \Delta x$
0.037	0.0022	0.019	0.070	0.600	0.018	0.055	-----	0.006	-----	-----	0.000	0.000
0.041	0.0025	0.020	0.073	0.527	0.014	0.054	0.0003	0.004	0.005	0.0114	0.022	0.022
0.045	0.0028	0.021	0.076	0.470	0.011	0.056	0.0011	0.003	0.004	0.0100	0.107	0.084

El procedimiento para calcular la forma de los perfiles de flujo se presenta a continuación, según Chow (1981):

Columna 1: Tirante crítico en la sección de control de la bolsa de aire

Columna 2: Área hidráulica correspondiente al tirante de la columna 1

Columna 3: Radio hidráulico correspondiente al tirante de la columna 1

Columna 4: Radio hidráulico elevado a la potencia 2/3

Columna 5: Velocidad media del flujo

Columna 6: Carga de velocidad

Columna 7: Energía específica obtenida al sumar el tirante de la columna 1 y la carga de velocidad de la columna 6

Columna 8: Cambio de la energía específica, igual a la diferencia entre el valor de E en la columna 7 y el valor de E del paso anterior

Columna 9: Pendiente de fricción calculada con la ecuación de Manning (Ec. 2)

Columna 10: Valor promedio de la pendiente de fricción entre dos pasos, igual a la media aritmética de la pendiente de fricción recién calculada en la columna 9 y la evaluada en el paso anterior

Columna 11: Diferencia entre la pendiente de la tubería y el promedio de la pendiente de fricción

Columna 12: Longitud del tramo de tubería entre dos pasos consecutivos, calculado al dividir el valor de ΔE de la columna 8 entre el valor de la columna 11

Columna 13: Distancia del perfil de flujo, es igual a la suma acumulada de los valores de la columna 12 calculados en los pasos previos.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los datos obtenidos durante la investigación experimental fueron utilizados para calcular teóricamente los perfiles de flujo debajo de las bolsas de aire al aplicar el MPD. La comparación entre los resultados experimentales y los perfiles teóricos muestran una excelente correlación, tal como se puede observar en la Fig. 7, donde se presentan los perfiles de flujo A2 y S2 correspondientes a un gasto de $Q = 1.3$ l/s y un volumen de aire de $V = 15$ l.

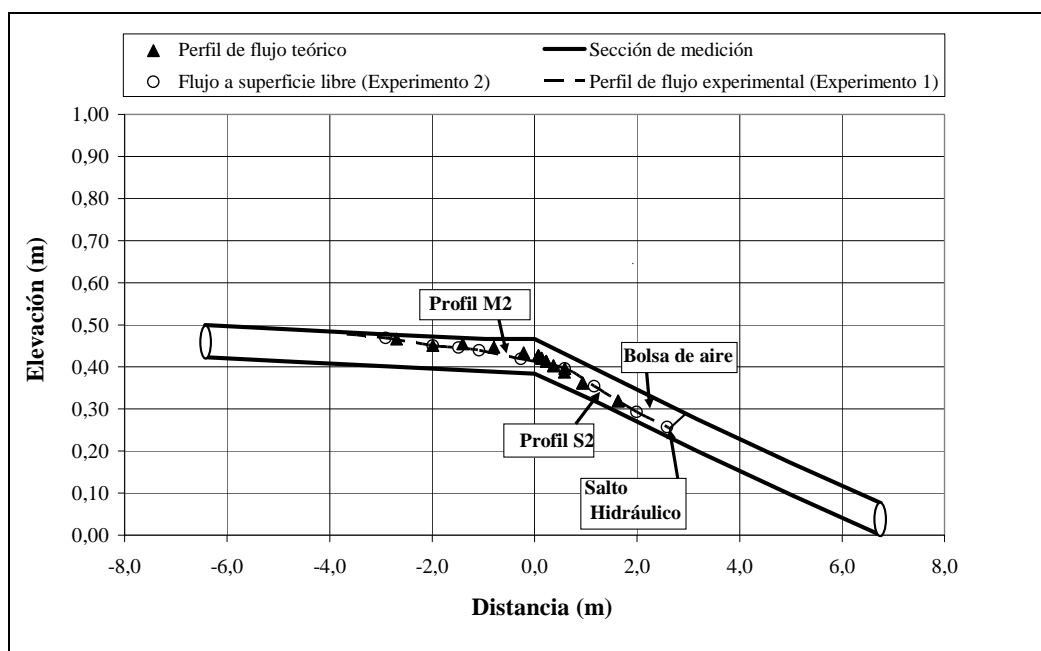


Figura 7. Perfiles de flujo A2 y S2, $Q = 1.3$ l/s y $V = 15$ l.

CASO DE ESTUDIO

La metodología antes expuesta fue aplicada a un sistema a bombeo que transporta aguas residuales. La frontera de aguas arriba es una estación de bombeo y en el extremo de aguas abajo se encuentra un tanque de carga constante. La estación de bombeo opera con cuatro bombas conectadas en paralelo. Cada unidad puede bombear un gasto máximo de 0.625 m³/s. La Fig. 8 muestra el perfil y las dimensiones del sistema analizado.

Antes de calcular la longitud de la tubería que debe ser protegida, rehabilitada o remplazada en el sistema, se tienen que ubicar los puntos que podrían acumular bolsa de gases corrosivos a lo largo de la línea utilizando la Ec. (1). Posterior al análisis se encontró que al operar cuatro unidades de bombeo, sólo un punto podría acumular una gran bolsa de sulfuro de hidrógeno. Por otra parte, una situación más crítica se presentaría cuando 3 bombas ($Q = 2.1$ m³/s) se encuentran en funcionamiento, debido a que bajo esta condición se podrían acumular 4 bolsas de gas, las cuales provocarían daños importante a la tubería del sistema por corrosión.

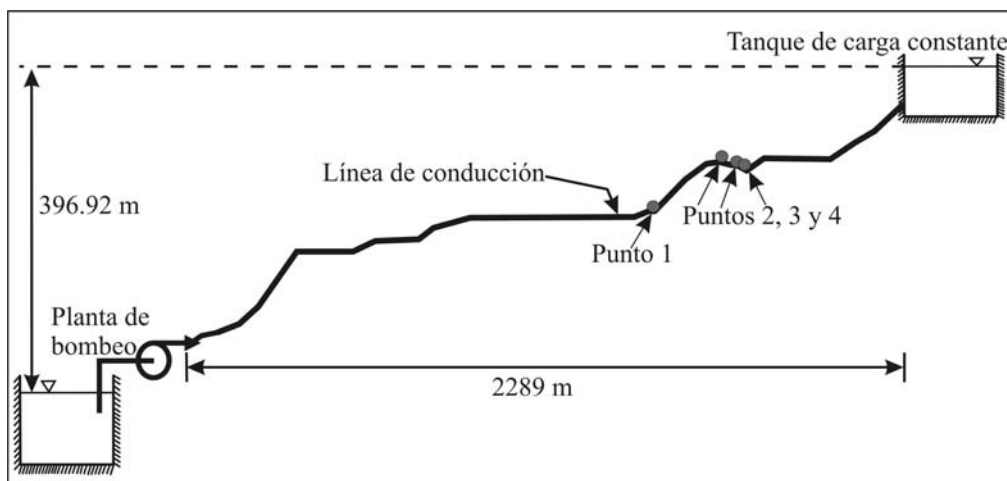


Figura 8. Perfil del sistema a bombeo analizado.

Una vez conocidos los puntos donde grandes bolsas de gases corrosivos podrían acumularse, se procede a calcular los tirantes críticos y normales correspondientes para posteriormente aplicar la teoría del flujo gradualmente variado, como ya se mencionó anteriormente en este trabajo se utiliza el método del paso directo para calcular los perfiles de flujo debajo de las bolsas de gas, sin embargo, es posible la aplicación de otros métodos para este fin.

En la tabla 2 se resume la longitud de las bolsas de gas tanto hacia aguas arriba como aguas abajo de la sección de control. Si se considera que una importante concentración de sulfuro de hidrógeno se puede acumular en estos cuatro puntos, entonces estas secciones de la línea estarían propensas a un ataque por corrosión. Por lo tanto, sería necesario proteger la tubería con materiales resistentes a la corrosión, tales como el PVC (Policloruro de Vinilo), HDPE (Polietileno de Alta Densidad) o recubrirlo con cementos especiales

Tabla 2 - Longitud de las bolsas de aire.

Punto	L _{aguas arriba} (m)	L _{aguas abajo} (m)
1	5.397	0.823
2	6.727	3.122
3	6.123	7.583
4	4.027	2.967

CONCLUSIONES

Las bolsas de gases corrosivos en sistemas a bombeo que transportan aguas residuales provén un ambiente ideal para la ocurrencia de corrosión por sulfuro de hidrógeno. Por lo tanto, en este artículo se presenta una metodología para ubicar y calcular la longitud de dichas bolsas. La metodología puede ser utilizada por los ingenieros durante la etapa de diseño, así como en el análisis de sistemas ya existentes, para decidir las secciones de tubería que deberían ser rehabilitadas o remplazadas.

Este trabajo muestra que las pendientes descendentes pronunciadas deben ser evitadas dentro de lo posible en nuevos diseños, o bien considerar materiales resistentes a la corrosión en lugares proclives a ésta. Asimismo, es recomendable no inyectar aire para contrarlar la corrosión en líneas donde se tienen varios cambios de pendientes a menos que todo el aire pueda ser expulsado antes de que se acumule.

Durante el trabajo experimental se comprobó que los perfiles de flujo debajo de las grandes bolsas de aire son muy similares a los perfiles del flujo en canales a superficie libre. Por lo tanto, la teoría del flujo gradualmente variado es aplicable para al flujo que ocurre debajo de las bolsas de aire.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) a través de la Coordinación de la Investigación Científica (CTIC) para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers. (1982) "Gravity Sanitary Sewer Design And Construction" ASCE MOP 60 and WPCF MOP FD-5.
- American Society of Civil Engineers. (1989) "Sulfide in Wastewater Collection and Treatment Systems." ASCE MOP 69.
- Chow, V.T. (1981) "Open channel hydraulics." 17th Edition, McGraw Hill.
- Gandenberger, W., (1957) *Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen*, R. Oldenbourg Verlag, Munich, Germany Design of overland water supply pipelines for economy and operational reliability (rough translation by W.A. Mechler, discussion of "Factors influencing flow in large conduits.", Report of the Task Force on Flow in Large Conduits of the Committee on Hydraulic Structures, ASCE, Vol. 92, No. HY4, 1966.
- Gonzalez, C.A.; Pozos, O. (2000) "Análisis Experimental del Ingreso de Aire en un Acueducto." Tesis, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Kalinske, A.A. and Bliss, P.H. (1943) "Removal of Air from Pipelines by Flowing Water." ASCE Vol. 13, No. 10, pp. 480-482.
- Kent, J.C. (1952) "The Entrainment of Air by Water Flowing in Circular Conduits with Downgrade Slopes." Doctoral thesis, University of California, Berkley, California, USA.
- Laughlin, J. E. (1964) "Studies in Force Main Aeration." J. San. Eng. Div. ASCE 90, SA6,13.
- Metcalf, R. (1995) "Ingeniería De Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido Y Reutilización" Mc Graw-Hill, Tercera Edición.
- Parkhurst, J. D. and Pomeroy, R. D. (1973) "The Use of Air Injection to Control Sulfide Buildup in Filled Pipes." Report to Los Angeles County Sanitary District, Calif.
- Pomeroy, R. D. (1974) "Process Design Manual for Sulfide Control in Sanitary Sewerage Systems." EPA 625/1-74-005, U.S. EPA, Cincinnati, Ohio.
- Pomeroy, R. D. et al. (1985) "Sulfide Occurrence and Control in Sewage Collection Systems" EPA 600/X-85-052, US. EPA, Cincinnati, Ohio.
- Pozos, O. (2007) "Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines." Doctoral Thesis, University of Stuttgart.

- Pozos, O.; Sánchez, A.; Rodal E. A.; Fairuzov, Y. (2008) “Método para Localizar los Posibles Puntos de Acumulación de Grandes Bolsas de Aire en Conductos a Presión.” *VIII Seminário Ibero-Americano, Alterações climáticas e gestão da água e energia em sistemas de abastecimento e drenagem*, Lisboa, Portugal, del 16 a 19 de Julio, 2008.
- Rodal E.A.; Carmona, R.; Gonzalez, C.A.; Pozos, O. (2000). “Aumento de la pérdida de carga en conducciones debido a aire atrapado”, XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, IAHR, Córdoba, Argentina, pp. 583-592.
- Walski, T.M.; Barnhart T.; Driscoll J.; Yencha R. (1994) “Hydraulics of Corrosive Gas Pockets in Force Mains.” *Water Environment Research*, Vol. 66, No. 6, Sept/Oct, pp. 772-778.
- Wisner, P.E.; Mohsen, F.N.; Kouwen, N. (1975) “Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means”. *ASCE, Journal of the Hydraulics Division*, Vol. 101, HY2, 243-25.
- Zukoski, E.E. (1966). “Influence of Viscosity, Surface Tension and Inclination on Motion of Long Bubbles in Closed Tubes.” *J. of Fluid Mechanics*, 25(4), pp. 821-837.

DIMENSIONADO DE DISCRIMINADORES DE LLUVIA PARA AGUAS POCO CONTAMINADAS EN CUENCAS DE REDUCIDO TAMAÑO.

Gonzalo López-Patiño¹, F. Javier Martínez-Solano¹, P. Amparo López-Jiménez¹ y Vicente S. Fuertes-Miquel¹

Resumen – Se presenta una formulación teórica para determinar el tamaño de los separadores de primera lluvia contaminada en sistemas de reutilización de aguas pluviales para el caso de una pequeña cuenca receptora, correspondiente a una edificación unifamiliar y considerando una lluvia poco contaminada. Se aplica a una vivienda en la ciudad de Valencia.

Abstract – In this contribution, a theoretical formulation is presented to size first flush rain water diverters, based on the traditional catchment expressions. The applicability of the proposed formulation is considered in order to optimize the volume stored based on environmental criteria. Finally an application to Valencia case study is presented

Palabras clave: Agua de lluvia, aprovechamiento de agua de lluvia, separadores de agua de lluvia.

Keywords: rainwater, rainwater harvesting, water diverter

¹Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos - Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera s/n cp. 46022, Valencia – Tel: (+34) 96 387 98 90 – E-mail: glpatin@gmmf.upv.es; jmsolano@gmmf.upv.es ; palopez@gmmf.upv.es; vfuentes@gmmf.upv.es.

INTRODUCCIÓN

En cualquier sistema de aprovechamiento de aguas pluviales debe incorporarse un dispositivo que impida que la primera lluvia que se recoja en una precipitación entre en el tanque de almacenamiento. Este equipo desvía el agua contaminada al sistema de aguas residuales. Una vez que el agua de lluvia está limpia, debe dirigirla automáticamente hacia el depósito de almacenamiento.

La contaminación del agua de lluvia se produce por el arrastre de algunas sustancias depositadas en el área de influencia de la cuenca receptora: sedimentos, contaminantes químicos, hojas, insectos, etc. El problema es determinar cuándo el agua de lluvia es lo suficientemente limpia como para ser dirigida hacia el tanque.

En el mercado existen diferentes dispositivos que desvían la primera agua de lluvia. Algunos de ellos son válvulas de derivación. Mientras el flujo de caudal es bajo, lo que sucede cuando comienza la lluvia, el agua es derivada hacia la red de evacuación. Conforme la lluvia continúa, el flujo crece y se cierra la válvula de desviación de agua hacia el tanque principal.

Otro dispositivo es un pequeño recipiente que almacena el agua mientras está contaminada. Cuando se llena este contenedor, el agua de lluvia se redirige hacia las tuberías del depósito de almacenamiento del sistema de aprovechamiento de aguas pluviales. Este dispositivo es lo que se conoce como un separador de primera lluvia.

Los fabricantes de los separadores de primera lluvia muestran, en su información técnica, el volumen de lluvia a desviar. Este valor depende de: la zona de captación, un factor de la contaminación (que tiene en cuenta la vegetación que rodea esta zona), o la intensidad de la lluvia. La contaminación es mayor cuando el sistema de captación de agua se encuentra en una zona con vegetación que si se encuentra en campo abierto, y cuando el flujo de la lluvia es menor que cuando se es mayor.

Para una situación en la que el entorno está libre de vegetación el volumen del depósito es de 0,5 l por m² de superficie de captación. Si la cuenca receptora contiene vegetación, ó hay insectos, entonces la proporción aumenta a 2 l/m².

El cálculo del volumen está basado en la experiencia de los fabricantes, sin ninguna base científica. El objetivo de este trabajo es establecer un procedimiento, con una base científica, para calcular el volumen del separador de primera lluvia.

METODOLOGÍA

Los fabricantes de separadores de lluvia tienen establecido, en base a su experiencia, volúmenes de primera lluvia sobre los que realizar el dimensionado de sus equipos comerciales. Estos volúmenes están basados en el tamaño de la superficie de captación y la carga contaminante sobre dicha superficie.

Como quiera que los valores están basados en su experiencia práctica, resultan carentes de toda base científica y difícilmente extrapolables a aplicaciones que se encuentren fuera de su zona de influencia. Así (Rain Harvesting, 2007) establece, para separadores por discriminación de volumen, que el volumen del separador debe ser de 0.5 l/m^2 de superficie de captación si ésta se puede considerar como "limpia", es decir libre de vegetación alrededor, sin excrementos de pájaros, ... Si la superficie de captación contiene hojarasca, o excrementos o insectos, entonces el ratio aumenta hasta los 2 l/m^2 de superficie. Su criterio para dimensionar distingue únicamente el entorno donde se ubica la instalación y establece una proporcionalidad con el valor de la superficie de captación por cuanto que el volumen recogida depende de dicha superficie. Pero no establece ninguna relación con la intensidad de la lluvia, cuando es previsible que lluvias más intensas impliquen mayores volúmenes de separación, ni con el tipo de superficie, ni con su tamaño, por cuanto que a mayor tamaño de superficie, más contaminantes hay que arrastrar.

A continuación se va a establecer un procedimiento para el dimensionado intentándolo dotar de una base científica. Habiendo varias morfologías de separadores de primera lluvia, sólo se va a desarrollar la aplicación para el dimensionado de los separadores con discriminación por volumen. Para esta morfología, el objetivo del dimensionado consiste en definir el volumen de agua que debe retener el separador de lluvia antes de derivar el agua, no contaminada, hacia el depósito principal de almacenamiento.

La carga contaminante es arrastrada, en un proceso de transporte, desde el punto de la superficie de captación donde cae una determinada partícula de agua hasta el separador.

De entre todos los puntos de la superficie de captación, existirá uno para el cual la partícula de lluvia allí caída tarde más que las demás en llegar hasta el separador, será el punto más desfavorable.

Así, como planteamiento general, el volumen contaminado será el que pase por el separador desde el instante en que se inicia la lluvia hasta el instante en que llega la partícula de agua de lluvia que se encuentra en el punto más desfavorable de la superficie de captación.

Para el proceso, debido a la aplicación del elemento que se está dimensionando, es necesario garantizar que nunca va a entrar carga contaminante en el depósito principal de almacenamiento. Como quiera que existen lluvias muy diferentes a lo largo de todo un año, y de un año a otro, será pues necesario dimensionar el equipo considerando la lluvia que mayor volumen de carga contaminante genere. Ello supondrá, que en las condiciones más favorables se rechazará un excesivo volumen de agua "no contaminada", que no se aproveche toda la lluvia aprovechable, y que la eficiencia de la instalación disminuirá por todo ello.

La metodología que se propone consiste en:

- determinar el tiempo que tarda en llegar la lluvia, desde el punto más desfavorable hasta el separador, T_c
- determinar la precipitación que se ha producido desde que se inició la lluvia hasta el instante ' T_c ' anterior
- considerando las limitaciones geométricas que puedan existir por la posición que ocupe el separador, establecer el diámetro del separador y su longitud.

La determinación del tiempo que tarda la lluvia en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta un punto determinado es un concepto que en hidrología se conoce como el tiempo de concentración. Es un parámetro muy estudiado para el cual existen numerosas propuestas de formulación (Martínez Solano, 2005). En su aplicación a la edificación, los tamaños de las superficies de captación no son muy grandes por lo que se propone para su cálculo la fórmula para flujo plano del Soil Conservation Service (USDA NRCS, 1986).

$$T_c = 5.476 \frac{(nL)^{0.8}}{\sqrt{p_2} S^{0.4}} \quad (1)$$

En la que 'Tc' es el tiempo de concentración expresado en minutos; 'n' es el coeficiente de Manning de la superficie de captación; 'L' es la longitud máxima expresada en m.; 'p2' es la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 2 años expresada en mm.; y 'S' es la pendiente media de la superficie expresada en m/m.

El siguiente paso en el procedimiento consiste en determinar la precipitación caída desde el inicio de la lluvia hasta que la gota más alejada llega hasta el separador. La solución más sencilla consiste en disponer de un pluviograma de proyecto que nos indique la evolución temporal de la precipitación para una lluvia tipo y tomar la ordenada del pluviograma correspondiente a la abscisa del 'Tc'.

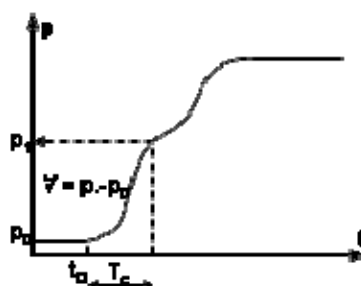


Figura 1. Cálculo del volumen del separador a partir del pluviograma

Sin embargo, no es frecuente disponer de históricos de información sobre pluviogramas en una determinada zona, lo que dificulta el proceso de cálculo. Es por ello que hay que adaptar la metodología a la información disponible.

La situación más frecuente es disponer de las llamadas curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) en un determinado emplazamiento. La forma de obtener estas curvas a partir de históricos de intensidad media máxima anual para diferentes duraciones de lluvia se puede encontrar en Catalá Moreno, 1986.



Figura 2. Mapa de isoyetas medias máximas en una 1 hora y $T = 10$ años.

La expresión de la curva IDF se ajusta a una función exponencial del tipo:

$$\bar{I}_M = r_T \alpha(\Delta t + \beta)^\gamma \quad (2)$$

Donde:

- 'r_T' es un coeficiente de corrección que depende del periodo de retorno considerado para la lluvia,
- 'Δt' es la duración del intervalo para el que se quiere calcular el valor de la intensidad media
- 'α', 'β', y 'γ' son parámetros característicos de cada emplazamiento.

En Catalá Moreno, 1986 es posible encontrar algunas curvas IDF ajustadas, para lluvias de corta duración, según se indica en las tablas siguientes:

Tabla 1. Parámetros de ajuste de la curva IDF

Ciudad	α	β	γ	'Δt	I _M
Valencia	2593,13	21	-0,83	min	mm/h
Alicante	3532,55	24	-0,98	min	mm/h

Tabla 2. Corrección curva IDF según periodo de retorno

Ciudad	Periodo de retorno	r_T
Valencia	2	0,5
	5	0,799
	10	1
	20	1,1926
	30	1,3022
	50	1,4394
Alicante	2	0,561
	5	0,8239
	10	1
	20	1,166
	30	1,263
	50	1,385

La utilización de una curva IDF para el cálculo en un determinado emplazamiento, fijados los coeficientes α , β , y γ , pasa a ser función del coeficiente ' r_T ', y por tanto, del periodo de retorno. La elección del periodo de retorno más adecuado se debe realizar en función del análisis económico de la solución. Utilizar periodos de retorno elevados implica que el valor de la intensidad media máxima será mayor, y por tanto el tamaño del separador. Un separador excesivamente grande, como se ha comentado, reduce la eficiencia de la instalación y por tanto aumenta su coste de explotación. Por el contrario, un periodo de retorno excesivamente pequeño provoca que exista una probabilidad elevada de que se superen los valores de intensidad media máxima de lluvia de proyecto y por tanto el depósito quede infradimensionado. Ello implica que se puede producir contaminación con una probabilidad dada por el riesgo de fallo asociado al periodo de retorno considerado (Catalá Moreno, 1989). A falta de un estudio detallado de los periodos de retorno más adecuados, que se deja para una posterior investigación, se propone trabajar con un riesgo del fallo del 10% y 5 años de funcionamiento sin fallos lo que da un periodo de retorno de 50 años.

A partir de la curva IDF es necesario obtener un hietograma sintético. La integración de la función Intensidad a lo largo del tiempo da el pluviograma sintético que se requiere para el cálculo del volumen de retención.

Para calcular el hietograma sintético se propone utilizar el método de la intensidad instantánea (Chow,1994). Se trata de obtener la función intensidad a partir del valor de intensidad máxima y de la relación de retardo:

$$r = \frac{t_A}{D} \quad (3)$$

Con 't_A' el tiempo desde que se inició la lluvia hasta el instante de máxima intensidad, y 'D' la duración total de la lluvia.

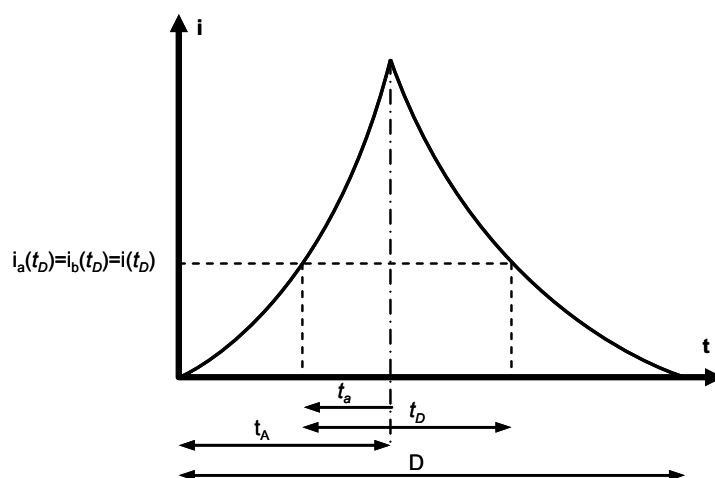


Figura 3. Diagrama ajustado de intensidad-duración

Según Chow, el valor de 'r' se encuentra entre 0.4 y 0.5 y se mantiene constante durante toda la duración de la lluvia.

De este forma, en cualquier instante se puede establecer una relación:

$$r = \frac{t_a}{t_D} \quad (4)$$

Asumiendo que la intensidad media para una determinada duración de lluvia es la que proporciona la expresión de la ecuación 5.2, la expresión de la intensidad instantánea en función de 't_D' es:

$$i_a(t_D) = i(t_D) = r_T \alpha (t_D + \beta)^{-\gamma} \left(1 - (-\gamma) \frac{t_D}{t_D + \beta} \right) \quad (5)$$

Si se tiene en cuenta que hasta el instante t=t_A:

$$t_a = t_A - t \quad (6)$$

se puede expresar t_D en función del instante:

$$t_D = D - \frac{t}{r} \quad (7)$$

Lo que permite calcular la función intensidad para cualquier instante de tiempo, y en particular para el instante 'tiempo de concentración, t_C' en que llega el agua contaminada más alejada al separador.

$$i_a(t_c) = i(t_c) = r_T \alpha \left(\left(D - \frac{t_c}{r} \right) + \beta \right)^{-\gamma} \left(1 - (-\gamma) \frac{\left(D - \frac{t_c}{r} \right)}{\left(D - \frac{t_c}{r} \right) + \beta} \right) \quad (8)$$

La precipitación acumulada hasta ese instante, se obtendría por integración de la función intensidad instantánea desde el inicio de la lluvia hasta el instante 't_c'. Sin embargo, debido a las simplificaciones realizadas y la incertidumbre del ajuste, y con el objeto de garantizar una cierta mayoración del separador por seguridad, se va a aproximar la intensidad media de todo el intervalo 0-t_c al valor de intensidad en el instante 't_c' a. De este modo, la precipitación acumulada en el intervalo es:

$$p(\text{mm}) = i(t_c) \times t_c \quad (9)$$

y el volumen necesario del separador de primera lluvia al valor de multiplicar la precipitación por la superficie de captación.

$$V(l) = p(\text{mm}) \times A(\text{m}^2) \quad (10)$$

CASO DE APLICACIÓN

Para el caso de la ciudad de Valencia, una superficie de captación en cubierta plana de 100 m², con una morfología cuadrada de 10x10, con unos paños de inclinación del 0.5%, que se recogen en un único sumidero situado en una esquina de la superficie, asumiendo que el coeficiente de Manning se puede considerar malo (debido al necesario arrastre de suciedad) y de valor 0.03, se obtiene un tiempo de concentración de 3.63 minutos. Asumiendo que la relación de retardo de la intensidad máxima es 0.45, el volumen mínimo del separador es de 117 litros.

En comparación con los valores establecidos por Rain Harvesting (0.5 l/m² – 2 l/m²) se obtiene un volumen dentro del rango (50 l-200l.). La adecuación del método depende en cierta medida del tratamiento que se haga de la superficie de captación y de los coeficientes de Manning de dicha superficie. Para superficies limpias hay que adoptar coeficientes de Manning bajos y con ello los volúmenes del separador lo serán también. Para superficies con abundante hojarasca, los coeficientes de Manning serán mayores y con ello el volumen del separador.

REFERENCIAS

- Rain Harvesting Pty Ltd. *How does a first flush water diverter work?* [on-line]. 2009. Queensland, Australia.
http://www.rainharvesting.com.au/FileLibrary/rh_water_diverters_lores_1.12.05.pdf [ref. 2009, 10th June]
- Safe rain. *First flush diversion valve* [on-line]. 2009. Australia.
http://www.saferain.com.au/reverse-flow_valve.html [ref. 2009, 10th June]

Catalá Moreno, 1989. *Cálculo de caudales en las redes de saneamiento*. Paraninfo. ISBN: 8460072877. Madrid. 1989

Chow, V.T.,1994. *Hidrología Aplicada*. McGrawHill. ISBN 9586001717. SantaFé de Bogotá.1994

España. R.D. 314/2006, por el que se aprueba el Código Técnico de la edificación. Ministerio de Vivienda. Boletín Oficial del Estado, de 28 de marzo de 2006.

Martínez Solano, F.J.; et al. Interpretación del concepto de tiempo de concentración en modelos hidrológicos basados en métodos de depósito. *Aplicación al módulo de cálculo hidrológico del programa SWMM 5. V SEREA. Seminario sobre planificación, proyecto y operación de sistemas de abastecimiento de agua*. Valencia. 2005

MODELACIÓN DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS PLUVIALES CON SWMM 5 vE. APLICACIÓN A LA E. B. CABAÑAL (VALENCIA)

F. Javier Martínez-Solano¹; Pedro L. Iglesias-Rey;
Vicente Fuertes-Miquel; Gonzalo López-Patiño

Resumen – El presente trabajo comparará el diseño original de la Estación de Bombeo del Cabañal, en Valencia, con el funcionamiento ante una tormenta de diseño con el mismo periodo de retorno. Para ello se realizará su modelación de toda la instalación (bombas, depósitos y estructuras de control) mediante el programa de cálculo hidráulico SWMM 5 vE. El objetivo perseguido con esta modelación es doble. Por una parte, se pretende contrastar el funcionamiento en ambas situaciones. Por otra parte, se persigue un objetivo más didáctico y es comprobar cómo una instalación real compleja se puede modelar perfectamente con dicho programa. Con ello se pondrá de manifiesto la necesidad y utilidad de las herramientas de modelación como instrumento necesario para la comprobación de diseños hidráulicos realizados por métodos tradicionales, más sencillos.

Abstract – In this work a comparison will be made between the original design of the Cabañal Storm Water Pumping Station and the behaviour with a design storm with the same return period. This will be done by means of a modelization of the whole facility (pumps, reservoirs and control structures) with the hydraulic model SWMM 5 vE. The aim of this modelization is twofold. On one hand, the comparison between the performance in both situations will be shown. On the other hand, a more didactic objective is reached. It will be checked that a perfect modelization of a real, complex facility can be done with this program. With this the need and usefulness of modelling tools will be proved when applied to test hydraulic design studies made with traditional and simpler methods.

Palabras clave: SWMM, Estaciones de Bombeo, Redes de Alcantarillado

Keywords: SWMM, Pumping Stations, Sewer Systems

INTRODUCCIÓN

En el comportamiento de una red de alcantarillado influyen diversos aspectos tanto naturales como artificiales. Entre los primeros debemos resaltar la propia orografía del terreno y, cómo no, la pluviometría de la zona en la que se encuentre dicha red de alcantarillado. Entre los segundos estaría el nivel de impermeabilización de la cuenca a drenar, el desarrollo urbanístico y las características de los elementos que componen la red de alcantarillado.

¹ Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos - Universidad Politécnica de Valencia. Camino de Vera s/n, Edificio 5C, Planta Baja – 46022 Valencia – Tel: (+34) 963 879 890 – E-mail: jmsolano@gmmf.upv.es

En la ciudad de Valencia se dan una serie de circunstancias que complican el funcionamiento de la red de alcantarillado. De una parte, es una ciudad costera extremadamente plana, con pocas pendientes, lo que tradicionalmente ha hecho que sean las propias calles y sobre todo el río Turia los encargados de realizar las tareas de drenaje. Sin embargo, a raíz de la gran riada que tuvo lugar en Valencia el 14 de octubre de 1957, se desvió el cauce del Turia al sur de Valencia en lo que se conoce como el Plan Sur de Valencia. Por otra parte, la pluviometría se caracteriza por ser escasa en el balance anual, pero con precipitaciones muy intensas y de escasa duración, especialmente al inicio del otoño.

Estos hechos, junto con el desarrollo urbanístico asociado a cualquier ciudad y la perspectiva de mejorar la fachada marítima de la ciudad con el desarrollo del Paseo Marítimo hizo necesario la construcción de una gran estación de bombeo en el barrio de Cabanyal-Canyamelar.

La utilización de estaciones de bombeo (en adelante EB) en ciudades con poco desnivel y escasa pendiente son una herramienta imprescindible para asegurar la correcta evacuación de las aguas de lluvia recogidas y así evitar daños como los ocasionados en la Gran Riada de 1957.

En el presente trabajo se revisará el diseño original de la EB Cabañal y se realizará su modelación mediante el programa de cálculo hidráulico SWMM (*Storm Water Management Model*), creado por L. Rossman (2009). El objetivo de esta modelación es doble: didáctico y técnico. Por una parte, se van a contrastar los resultados del diseño original mediante el método racional con el funcionamiento ante una tormenta de diseño con el mismo periodo de retorno. Por otra parte, se persigue un objetivo más didáctico y es comprobar cómo una instalación real compleja se puede modelar perfectamente con dicho programa, lo cual resalta su utilidad como herramienta de ayuda al ingeniero hidráulico.

LA ESTACIÓN DE BOMBEO DEL CABAÑAL

Introducción

Tradicionalmente, el drenaje de las aguas pluviales del barrio del Cabañal en Valencia se realizaba mediante 7 acequias que descargaban directamente a la playa. El desarrollo urbanístico junto con la necesidad de sanear las propias playas de la Malvarrosa hizo que el Ayuntamiento de Valencia se plantease reducir estos 7 puntos de vertido a solo dos, situados en los extremos Norte y Sur de la playa. En el extremo Norte, lindando con el Puerto de Valencia, se situó la Estación de Bombeo de Vera, mientras que en el extremo Sur se construyó la Estación de Bombeo del Cabañal. En la Figura 1 se puede observar la localización de ambas E.B. sobre la red de alcantarillado principal de Valencia.

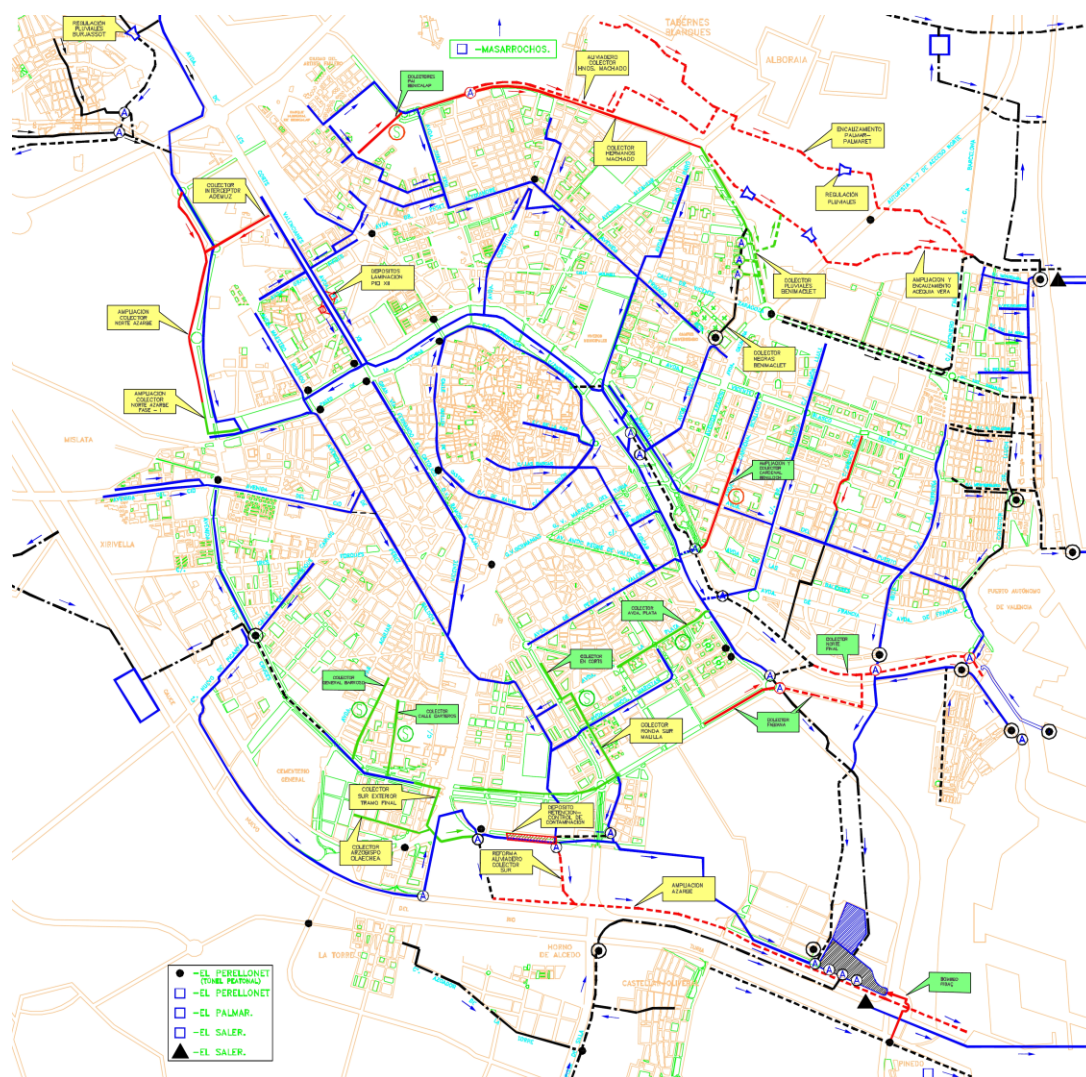


Figura 1. Red de alcantarillado de la ciudad de Valencia y localización de la Estación de Bombeo del Cabañal.

Condiciones de diseño

La cuenca a evacuar sufría periódicamente inundaciones provocadas por lluvias con periodos de retorno relativamente bajos, debido principalmente a la propia topografía del barrio (con pendientes prácticamente nulas) y a la escasa capacidad de desagüe de sus colectores de aguas pluviales. Por todo ello, se propuso la instalación de esta EB. Para ello, se siguieron unas recomendaciones de diseño que fueron el resultado de un trabajo de investigación aplicada realizado por el Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia. Estas recomendaciones aparecieron en el *Manual de Normalización de los Elementos de Saneamiento de la Ciudad de Valencia*, publicado en el B.O.P. con fecha 27 de Febrero de 1997, siendo de obligado cumplimiento para todas las actuaciones de saneamiento que se realizaren en el término municipal de Valencia. En dicho texto, se recomendaba la utilización del Método Racional con lluvias correspondientes a 25 años de periodo de retorno en aquellas cuencas con una superficie inferior a las 150 ha.

Posteriormente se han ido realizando modificaciones de esta normativa de obligado cumplimiento y en la actualidad aparecen recogidas bajo la denominación *Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia. Año 2004* (Ayto. Valencia, 2004). En dicha

normativa se recomienda utilizar el Método Racional para cuencas con una superficie inferior a las 150 ha. Las directrices de diseño se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Se utilizará el método racional modificado para tener en cuenta el efecto de propagación y laminación de los picos de caudal.
- En la última versión del año 2004, los criterios hidráulicos empleados se limitan a cuencas con tiempos de concentración inferiores a 40 minutos. En ediciones anteriores de esta normativa, el límite se basaba en el área de la cuenca, siendo esta como máximo de 150 ha.
- Para colectores tanto de aguas pluviales como unitarios se utilizará el caudal correspondiente a una precipitación de 25 años de periodo de retorno.
- Para colectores o instalaciones con un tiempo de concentración mayor de 40 minutos se recomienda utilizar un pluviograma de diseño y un modelo de simulación hidráulica.

En este caso, la cuenca a evacuar consistía en una cuenca de uso mayoritariamente urbano con una superficie de 114 ha. El coeficiente de escorrentía se asumió igual a 1. Por su parte, la curva IDF correspondiente a un periodo de retorno de 25 años viene expresada por la siguiente ecuación:

$$I(\text{mm/h}) = 530 \cdot D(\text{min})^{-0,64} \quad (1)$$

Para un tiempo de concentración de 4 minutos, la precipitación sería por tanto de:

$$I = 530 \cdot 40^{-0,64} = 50,0 \text{ mm/h} = 138,88 \text{ (l/s)/ha} \quad (2)$$

Por tanto, el caudal máximo de diseño según el método racional para esta cuenca será:

$$Q = c \cdot I \cdot A = 1,0 \cdot 138,88 \cdot 114 = 15833 \text{ l/s} \cong 16 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3)$$

Las características de las conducciones de entrada eran las siguientes:

Tabla 1. Características del conducto aguas arriba de la EB Cabañal

Cote de la solera	- 1,50 m
Nivel del agua en el conducto	2,00 m
Cota de la lámina de agua	+ 0,50 m
Sección del conducto (alto×ancho)	3,60×2,20 ($\cong 8 \text{ m}^2$)
Caudal de diseño	16 m^3/s
Velocidad de circulación	16/8 = 2,0 m/s
Régimen de flujo	Subcrítico (lento)

Diseño general de la EB El Cabañal

Para esta instalación, la solución de bombeo finalmente adoptada consistió en cinco bombas de impulsor axial, con una capacidad de 3,2 m^3/s cada una. Además, para hacer frente a la carga contaminante arrastrada por las primeras aguas de lluvia se instalaron en un primer depósito de recepción dos bombas centrífugas de 500 l/s cada una que impulsarían esas primeras aguas pluviales a través de un emisario submarino de 650 m (200 m de tramo terrestre).

Para la determinación de las dimensiones del pozo de aspiración de la EB principal, se realizó un cálculo de volúmenes parciales basado en la optimización del número de arranques por hora. Teniendo en cuenta que el esquema de bombeo es de parada escalonada, cada volumen parcial se calcula para un caudal de entrada que sea la mitad del caudal nominal de una bomba, es decir, $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Por tanto, para una frecuencia entre arranques máxima de 10 arranques/hora, cada volumen parcial valdrá:

$$T = \frac{S \cdot \Delta z}{Q_B - Q_{IN}} + \frac{S \cdot \Delta z}{Q_{IN}} \Rightarrow \forall = S \cdot \Delta z = \frac{T \cdot Q_B}{Q_{IN} \cdot (Q_B - Q_{IN})} = 288 \text{ m}^3 \quad (4)$$

El volumen necesario para esta EB, para una sección de almacenamiento de 220 m^2 , resultará ser de:

$$\Delta z = \frac{\forall}{S} = \frac{288}{220} = 1,30 \text{ m} \Rightarrow \forall_T = (n - 1)\forall = 1152 \text{ m}^3 \quad (5)$$

La estación de bombeo principal descarga a un canal de hormigón armado de sección rectangular de 2 m de alto por 3,5 y unos 200m de longitud. Por su parte, como ya se ha comentado, las bombas de primeras aguas pluviales descargan en un aliviadero submarino de sección circular, de 650 m de longitud y 1,2 m de diámetro.

Por último, se contempla también un aliviadero de emergencia justo aguas arriba de la EB para dar salida a posibles excesos de caudal. El dimensionamiento se hizo atendiendo a la posibilidad de avería de alguna de las bombas, por lo que se dimensionó para $3,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

EL PROGRAMA SWMM

El *Stormwater Management Model* (SWMM) es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones desarrollado por la EPA (*Environmental Protection Agency*), que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos. Este programa tiene una estructura modular, en la cual destacan tres módulos principales:

- El **módulo de escorrentía** de SWMM funciona con una serie de subcuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía.
- El **módulo de transporte hidráulico** de SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores.
- Por último, mediante el **módulo de calidad del agua**, SWMM es capaz de seguir la evolución de la calidad del agua tanto de escorrentía como de las aguas residuales a lo largo de toda la red de alcantarillado.

El módulo de transporte hidráulico contiene una red con elementos de transporte lineales (canales, tuberías, bombas y elementos de regulación) y una serie de nudos de conexión, almacenamiento y tratamiento que transportan el agua hacia los puntos de vertido o las estaciones de tratamiento (EDAR). Los caudales de entrada de este módulo pueden proceder de la escorrentía superficial, de la interacción con el flujo subterráneo, de los caudales sanitarios correspondientes a periodos de tiempo seco o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Los componentes del módulo de transporte se modelan mediante la combinación de los objetos Nudos y Líneas.

En este trabajo se va a usar este módulo para representar el funcionamiento de una EB real, concretamente la EB El Cabañal en Valencia (España).

Además, se utilizará la versión SWMM 5.0.016 vE. Esta versión es la traducción al español del programa EPA-SWMM publicado por la EPA en julio de 2009 (Build 5.0.016). La traducción ha sido realizada por el Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos, de la Universidad Politécnica de Valencia (Martínez-Solano et al., 2009).

Tratamiento de las Estaciones de Bombeo en SWMM

Para SWMM, las EB son líneas incluidas en el sistema de drenaje para elevar el agua. Se representan en el programa como líneas con una curva característica que describe la relación que existe entre el caudal impulsado por la EB y las condiciones de contorno en los nudos de entrada y salida de la misma. Existen cuatro formas diferentes de representar el comportamiento de una EB:

- **Tipo I.** Representa una EB situada en derivación con respecto a la corriente natural del sistema. La EB aspira de un pozo de forma que el caudal aumenta conforme aumenta el volumen de agua acumulado en el pozo. El comportamiento representa el de una EB de varias bombas con parada escalonada.
- **Tipo II.** Una EB instalada en línea en el sistema donde el caudal aumenta en función de la profundidad del agua (nivel) en el nudo de entrada (aspiración). Al igual que el tipo anterior, representa el de una EB de varias bombas con parada escalonada.
- **Tipo III.** Una bomba instalada en serie en el sistema donde el caudal varía de forma continua con la diferencia de alturas entre los nudos de entrada y salida. Su representación es la curva característica de la bomba, representando por lo tanto el funcionamiento de una sola bomba.
- **Tipo IV.** Representa una bomba de velocidad variable instalada en línea en el sistema de forma que el caudal varía de forma continua con la profundidad del agua (nivel) del nudo de entrada (aspiración).
- **Ideal.** Una bomba *ideal* es aquella que trasiega tanto caudal como recibe en el nudo de aspiración. Se trata simplemente de un dispositivo que evita la acumulación de caudal en punto, sin hacer un seguimiento del destino final de ese caudal.

La regulación de las EB en SWMM puede ser controlada dinámicamente a través de unas Reglas de Control definidas por el usuario o bien especificando los niveles de arranque y parada. También se pueden utilizar reglas de control para representar bombas de velocidad variable que regulan el caudal impulsado por la bomba.

MODELACIÓN DE LA EB CABAÑAL

La modelación de esta EB se ha realizado mediante el uso de los siguientes elementos:

- 5 nudos o uniones, de las cuales una de ellas incluye un aporte de caudal que constituye el caudal de diseño de la EB.
- 5 conducciones. Una representa el colector que desemboca en la EB, tres constituyen las tres salidas al mar (aliviadero de emergencia y las descargas de las dos EB) y la última para representar el canal de entrada
- 3 puntos de vertido al mar, una por cada salida.
- 2 depósitos (recepción de aguas y pozo de aspiración de las bombas de la EB Principal).

- 1 aliviadero de emergencia y un rebosadero entre ambos depósitos.
- 2 estaciones de bombeo (Primeras Aguas Pluviales y Principal)

A continuación se describen los elementos que por su complejidad han precisado de un mayor esfuerzo durante la modelación.

Bombas

Las bombas se han tratado de dos formas distintas dependiendo de su misión.

- EB1 - Bombas de primeras aguas pluviales.

Las bombas de primeras aguas pluviales (las dos bombas de 500 l/s cada una) se representaron como dos bombas individuales con curvas características obtenidas directamente del catálogo, modeladas en SWMM como curvas Tipo III. La conducción que representa el emisario submarino se representó como una tubería forzada en SWMM, con un coeficiente de rugosidad para la ecuación de Hazen-Williams de 120. La operación de estas bombas se realiza a través de niveles de arranque y parada. Las bombas funcionan sincrónicamente arrancando cuando el nivel es de 1 m en el depósito de recepción y paran cuando el nivel es de 0,2 m.

- EB2 - EB Principal.

La EB principal funciona mediante consignas de nivel definidas por los volúmenes parciales, con un esquema de parada escalonada. Así, para cada una de las 5 bombas tenemos el siguiente esquema:

Tabla 2. Secuencia de arranques de la EB Principal

Bomba	Señal de arranque	Señal de parada
B1	1,2 m	0,2 m
B2	2,2 m	1,2 m
B3	3,2 m	2,2 m
B4	4,2 m	3,2 m
B5	5,2 m	4,2 m

La modelación de esta EB se realiza mediante una única bomba en SWMM con una curva Tipo 2, con un caudal bombeado creciente conforme aumenta el nivel en el pozo de aspiración.

Depósitos

La Figura 2 se muestra un esquema de los depósitos de aspiración de las bombas. LA instalación tiene dos depósitos. El primero recibe las aguas procedentes del canal de entrada. De ahí toman el agua las dos bombas de primeras aguas pluviales y la mandan al emisario. SI el nivel del agua aumenta, un vertedero dotado de rejillas traspasa el agua al pozo de aspiración de la EB Principal.

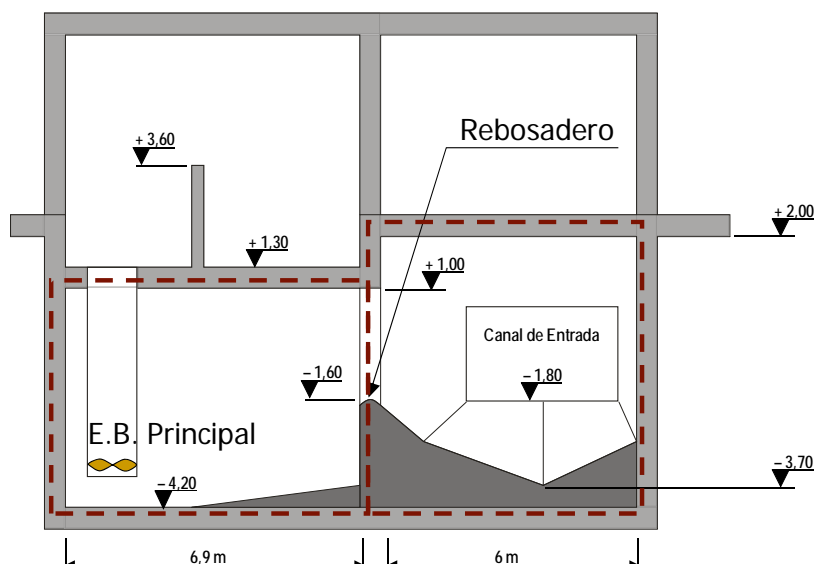


Figura 2. Esquema de los pozos de aspiración de las bombas. Izquierda: EB Principal, Derecha: EB Primeras Aguas Pluviales

Este esquema se ha reproducido en SWMM mediante dos depósitos claramente diferenciados conectados mediante un vertedero rectangular frontal. El depósito de recepción de las aguas. Que sirva de aspiración a las bombas de 500 l/s tiene una capacidad de 445 m³ aproximadamente. El depósito de aspiración de la EB Principal constituye un volumen adicional de 610 m³. En cuanto al vertedero que los conecta, debido a la existencia de unas rejillas de desbaste automáticas, se ha asumido un coeficiente de descarga de 0,65.

En SWMM, el concepto de coeficiente de descarga es ligeramente diferente a la concepción tradicional. Para un vertedero rectangular frontal, la ecuación que relaciona el nivel aguas arriba con el caudal es:

$$Q = q \cdot L_w = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot C_D \cdot L_w \cdot H_0^{3/2} \quad (6)$$

En esta ecuación, C_D es un coeficiente de descarga adimensional que recoge las pérdidas debidas a la fricción en el labio del vertedero y a la contracción de la vena líquida. Sin embargo, SWMM representa este mismo vertedero con una ecuación similar, pero con una definición distinta del coeficiente del mismo:

$$Q = C_w \cdot L_w \cdot H_0^{3/2} \quad (7)$$

La relación entre el coeficiente de descarga C_D y el coeficiente del vertedero C_w utilizado por SWMM es, por tanto:

$$C_w = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot C_D \quad (8)$$

Así pues, un coeficiente de descarga de 0,65 se corresponde con un coeficiente del aliviadero en SWMM de 1,92.

Aliviadero de emergencia

El aliviadero de emergencia solo debería entrar en funcionamiento en el caso de que las lluvias generasen un caudal superior a los 16 m³/s para los cuales se ha proyectado la EB. El esquema de este aliviadero se presenta en la Figura 3.

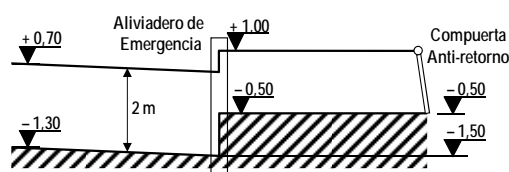


Figura 3. Esquema del aliviadero de emergencia de la EB Cabañal.

En este caso, el aliviadero es de tipo rectangular transversal, con una altura de la cresta 1 m por encima de la solera y una anchura de 1 m. El coeficiente de descarga es en este caso de 0,85, lo que equivale a un coeficiente del vertedero de 2,51 en SWMM.

SIMULACIÓN CON SWMM 5 vE

Escenarios procesados

Para comprobar el funcionamiento de la EB de El Cabañal, se realizaron simulaciones en tres escenarios distintos, que se describen a continuación:

- **Simulación 1. Condiciones de diseño.** En una primera simulación se representó el funcionamiento en las condiciones para las cuales se había realizado el diseño, salvo por el hecho de calcular mediante el algoritmo de Onda Dinámica en lugar del Régimen Uniforme utilizado en cualquier diseño mediante el método racional. El caudal de aguas pluviales se representó mediante un hidrograma de aporte directo de 15,8 m³/s constante durante 40 minutos.
- **Simulación 2. Avería de una de las bombas.** La EB principal pasa a funcionar con sólo 4 bombas. Para ello, se modificó la curva de la EB para que sólo contemplase 4 de las 5 bombas, con un caudal máximo de 12,8 m³/s. Con estas condiciones de diseño se pretende comprobar el correcto funcionamiento del aliviadero de emergencia.
- **Simulación 3. Funcionamiento con una lluvia de proyecto para 25 años de periodo de retorno.** El hidrograma de aporte directo será ahora una serie temporal que reproduce un hietograma de proyecto correspondiente a la curva IDF utilizada, con una duración de 120 min y un coeficiente de asimetría de 0,5 (simétrico). La obtención de este hietograma se realizó según el método descrito en Martínez-Solano et al. (2004).

Análisis de resultados

- **Simulación 1.**

Los resultados obtenidos en la primera simulación demuestran que el funcionamiento de la EB es correcto, no se produce ninguna descarga incontrolada a través del aliviadero de emergencia y que las bombas de primeras aguas pluviales hacen las veces de capacidad de bombeo adicional, ya que en realidad permanecen en marcha casi todo el tiempo que dura la lluvia.

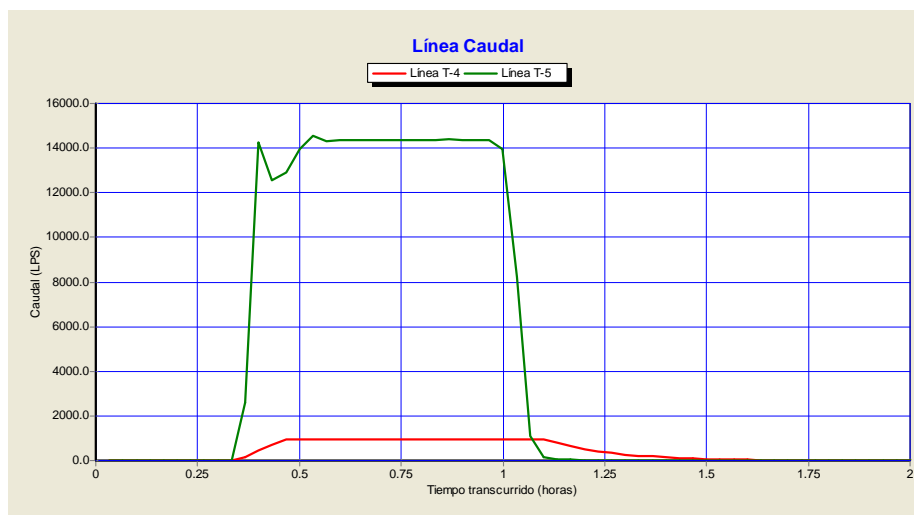


Figura 4. Caudales bombeados por la EB Primeras Aguas Pluviales (línea T-4) y la EB Principal (línea T-5) en el caso de trabajar en las condiciones de diseño.

• Simulación 2

La Figura 5 representa los caudales en cada una de las líneas de vertido al mar en el supuesto de que fallase una de las bombas de la EB Principal. En este caso, se observa que el aliviadero de emergencia cumple con la misión para la cual se había pensado, ya que evacua el caudal que ha podido ser impulsado por las bombas. Se puede observar también que en este caso no se produciría ninguna inundación, ya que en el punto desde donde se realiza la descarga de emergencia el nivel del agua no supera el calado del colector correspondiente.

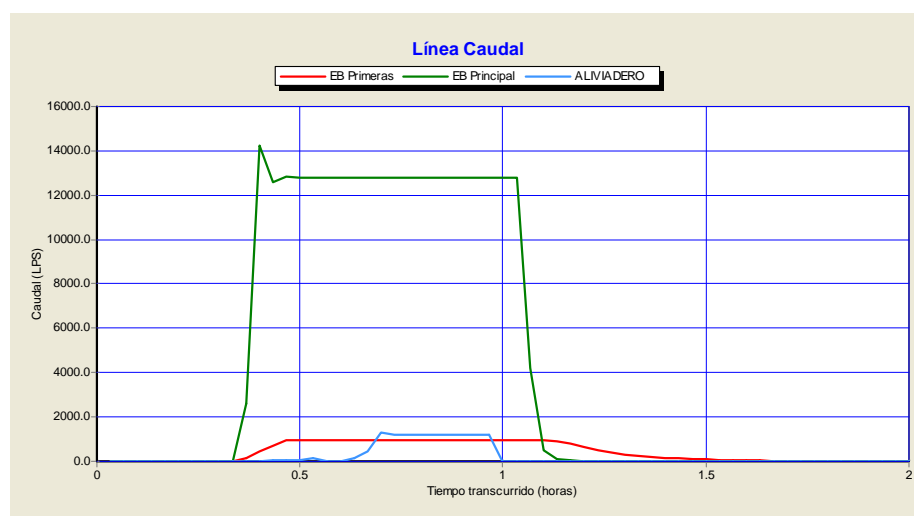


Figura 5. Caudales bombeados por la EB Primeras Aguas Pluviales, la EB Principal y el aliviadero de emergencia en el caso de avería de una de las bombas de la EB Principal.

• Simulación 3.

Una vez comprobado el funcionamiento en las condiciones de diseño, teniendo en cuenta incluso la avería de una de las bombas, vamos a realizar una tercera simulación utilizando una lluvia de proyecto (mostrada en la Figura 6). Cabe destacar que en la última redacción de la “Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia. Año 2004” (Ayto. Valencia, 2004) se señala que la validez del método racional queda limitada a cuencas con un tiempo de concentración inferior a 40 minutos. En este caso, estaríamos justo en la frontera si este diseño debiese de realizarse hoy en día. Por ello, el aporte ahora será el

correspondiente a una cuenca totalmente impermeable de 114 ha. Con estas modificaciones, y dejando el resto de los elementos de la EB igual que en los casos anteriores, veremos cuál sería el verdadero funcionamiento de esta instalación.

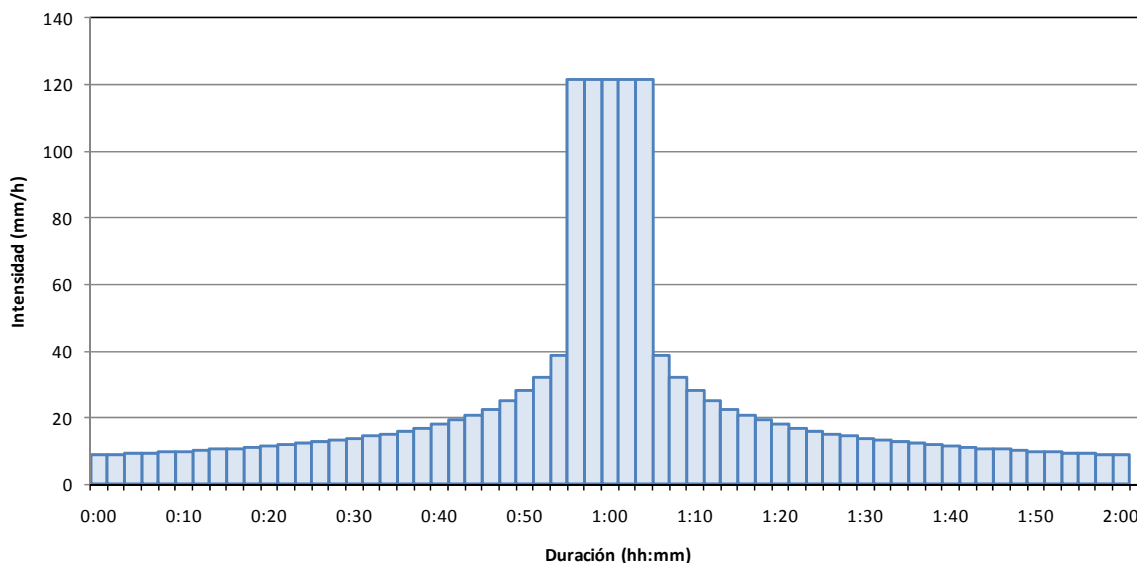


Figura 6. Hietograma correspondiente a la lluvia de proyecto utilizado para la simulación 3.

En la Figura 7 se observan los caudales obtenidos.

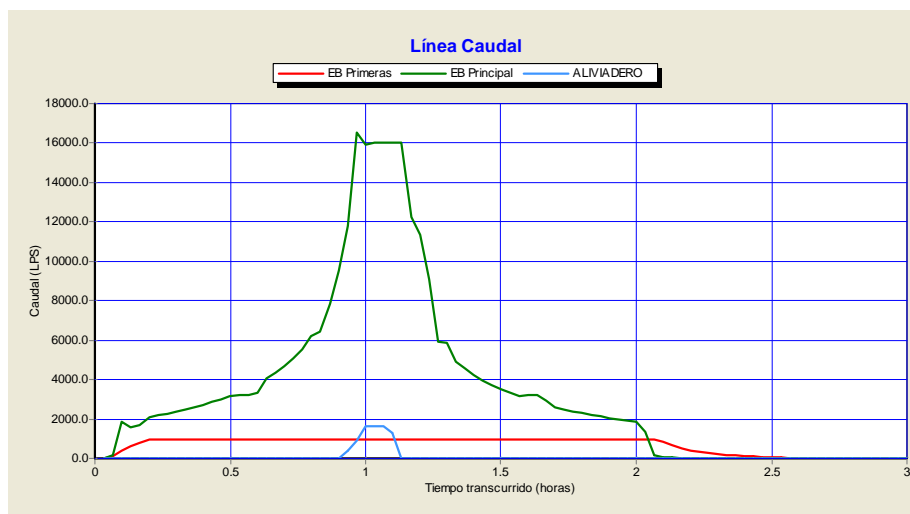


Figura 7. Caudales bombeados por la EB Primeras Aguas Pluviales, la EB Principal y el aliviadero de emergencia en el caso de una lluvia de diseño de 25 años de periodo de retorno.

CONCLUSIONES

Con este artículo se ha comprobado el funcionamiento de la EB Cabañal según los criterios de diseño utilizados en su día y se ha comparado con las restricciones con las que nos encontraríamos hoy en día. Además, se ha utilizado el programa SWMM 5 vE para realizar una modelación de la EB que nos permita comprobar su funcionamiento en condiciones más reales que las utilizadas para su diseño. De este trabajo se han extraído las siguientes conclusiones:

- a) El diseño realizado en su día para el EB Cabañal resulta correcto para un funcionamiento según los criterios utilizados, esto es, una lluvia de 50 mm/h de intensidad máxima y con un volumen total de lluvia recogido de 33,3 l/m².
- b) La EB está dimensionada para funcionar sin entrar en carga incluso en el caso de avería de una de las bombas principales, gracias al apoyo de las bombas de primeras aguas pluviales y a un aliviadero de emergencia que vierte el exceso directamente en la línea de costa.
- c) La presencia de las bombas de primeras aguas pluviales evita un vertido de aguas pluviales parcialmente contaminadas directamente en las inmediaciones de la playa.
- d) Con los criterios incluidos en la última revisión de la normativa municipal sobre elementos de la red de alcantarillado, la EB presentaría problemas para lluvias de diseño con el mismo periodo de retorno que el utilizado en su diseño original. En este caso, incluso con las 5 bombas en marcha y la ayuda de la EB1 (Primeras Aguas Pluviales), existirían problemas de desbordamiento en el pozo de aspiración principal, entrada en carga del canal de entrada y una DSU a través del aliviadero de emergencia de 828 m³ (de un total de 45500 m³ recogidos en la cuenca). Dicho de otra forma, sería necesario ampliar la capacidad del pozo de bombeo en esa cantidad, hasta situarse en unos 1885 m³, casi el doble de la capacidad actual.

Como conclusiones finales cabe destacar:

- a) La utilización del programa de simulación SWMM ha resultado de gran utilidad para conocer el funcionamiento real de esta estación de bombeo, dejando al descubierto unos riesgos no contemplados durante su diseño mediante el método racional.
- b) La revisión realizada de la normativa municipal para diseño de elementos de la red de saneamiento es acertada, por cuanto para instalaciones con un tamaño importante impone la necesidad de utilizar métodos de cálculo más complejos que los utilizados con el método racional.
- c) La construcción de un depósito de retención de aguas pluviales que se está acometiendo en las proximidades de la EB de El Cabañal resolverá estas carencias observadas en el presente artículo.

IN MEMORIAM

La instalación presentada ha permanecido en funcionamiento durante 15 años. La estación de bombeo fue demolida el 6 de febrero de 2007, tras permanecer en funcionamiento desde 1992. En su interior acogía el sistema de Telemando, el Sistema de Control, los talleres y el laboratorio, así como las instalaciones de bombeo y evacuación de aguas pluviales. En la actualidad todas las infraestructuras se han trasladado íntegramente a un nuevo edificio inaugurado con motivo de la 32ª Copa América, celebrada en Valencia en 2007.

Las nuevas instalaciones se ubican en la calle del Doctor Lluç e incluyen un depósito de tormentas soterrado que aumenta la capacidad de laminación de avenidas del sistema y evitará cualquier vertido de aguas contaminadas al mar.



Figura 8. Vista de la Estación de Bombeo de El Cabañal.

AGRADECIMIENTOS

Los datos correspondientes al diseño de la Estación de Bombeo de El Cabañal utilizados en este artículo han sido extraídos de Planells et al. (1991). Los autores del artículo agradecen a los autores del diseño la publicación del mismo.

La traducción al castellano del programa SWMM ha sido realizada gracias el Ministerio de Ciencia y Tecnología del Gobierno de España, en el marco del proyecto de investigación CADAGIAS (Nº DPI2006-13113).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ayuntamiento de Valencia (2004). *Normativa para obras de saneamiento. Año 2004*. [<http://www.valencia.es/ayuntamiento/ciclointegralagua.nsf/vDocumentosTituloAux/Normativa>]
- Martínez-Solano, F.J.; Iglesias-Rey; Ribelles-Aguilar, J.V. (2009). *SWMM 5 vE. Stormwater Management System 5.016, versión en español*. [<http://www.swmm.upv.es>]
- Martínez-Solano, F.J.; Pérez-García, R.; López-Jiménez, P.A.; López-Patiño, G. (2004). “*Estudio Pluviométrico de la Ciudad de Castellón*”. III SEREA (Valencia, 15 a 18 de junio de 2004). [http://www.swmm.upv.es/pub/SEREA04_ST04_3_MARTINEZ.pdf]
- Planells, P.; Ferrús, G.; Bastida, A.; Llopis, A. (1991). “*Ejemplos prácticos de diseño de estaciones de bombeo*”, en *Estaciones de Bombeo de Aguas Pluviales y/o Residuales*, Ed. Generalitat Valenciana, Conselleria d’Industria, Comerç i Turisme.
- Rossman, L. (2009). “*Stormwater Management Model v. 5.0.016*”. Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory, US Environmental Protection Agency. Cincinnati, July 2009.

Sesión Técnica 4

Modelos 2

SOBRE CIERTAS SIMPLIFICACIONES EN LA SIMULACIÓN DE TRANSITORIOS HIDRÁULICOS

Joaquín Izquierdo¹; Idel Montalvo¹; Rafael Pérez-García¹; Carlos D. Alonso¹

Resumen – Las razones por las que los gestores de los abastecimientos de agua deben preocuparse por condiciones transitorias excesivas en sus sistemas son diversas. Sin embargo, a pesar de la importancia de los fenómenos del denominado golpe de ariete, este aún continúa siendo una asignatura pendiente en muchos abastecimientos, debido fundamentalmente a la relativa complejidad del fenómeno, a las sofisticadas herramientas computacionales que son necesarias y al avanzado nivel de análisis desde el punto de vista de la ingeniería que se necesita. ¿Cómo se realizan con (demasiada) frecuencia los análisis transitorios en la práctica? Mediante la utilización sistemática de un conjunto de procedimientos simplificados, algunos de los cuales han adquirido gran generalidad de uso. La justificación para tales procedimientos simplificados es la creencia de que están emitidos desde el lado de la seguridad. Sin embargo, no siempre es así como se pone de manifiesto en este artículo.

Abstract – Managers of water supply companies must be concerned about too excessive transient conditions in their systems due to a number of reasons. Nevertheless, in spite of its importance, water hammer still represents a challenge for water companies. The reasons are varied: the relative complexity of the phenomenon, the sophisticated computational tools that are needed and the relatively advanced level of expertise needed by the engineers in charge of transient analyses, among others. How are these analyses performed (too) frequently in practice? By using, in a systematic way, a number of simplified procedures and rules, some of which have become of generalized use currently. These procedures and rules are supported by the belief that they have been developed from a conservative point of view. Nevertheless, things are not always like this, as seen in this paper, which identifies several of these limitations of simplified rules.

Palabras clave: Transitorios hidráulicos, sistemas complejos, redes de distribución de agua.

Keywords: Hydraulic transients, complex systems, water distribution networks.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera, s/n 46022, Valencia, España – Tel: (+96) 3879890 – E-mail: {jizquier; imontalvo; rperez; cдалonso}@gmmf.upv.es.

INTRODUCCIÓN

Los regímenes transitorios en las instalaciones de agua son inevitables. Rara vez funciona un sistema para las condiciones exactas de diseño. Las razones por las que los gestores de los abastecimientos de agua deben preocuparse por condiciones transitorias excesivas en sus sistemas son diversas. Fundamentalmente, son los fallos de corriente en estaciones de bombeo y las maniobras de emergencia con válvulas, tales como las que se presentan en la lucha contra un incendio, las que originan los transitorios más severos. Los cambios bruscos en presiones y velocidades que se producen en tales circunstancias pueden ser de enorme magnitud, suficiente como para alterar gravemente al sistema. Las consecuencias pueden ser diversas: irregularidades en el servicio, que pueden llegar a ser interrupciones graves; roturas de las tuberías con pérdidas de inversiones; daños, tanto a tuberías como a otros dispositivos, que no alcanzan la aparatosidad de una rotura, por lo que posiblemente no sean fácilmente observables, pero que producen problemas que pueden ser incluso más graves que las pérdidas económicas directas. Concretamente, en secciones de tuberías donde existen fisuras se producen dos de los efectos más perniciosos para un sistema de abastecimiento: las fugas, que suponen pérdida constante de agua, con frecuencia desconocida, y la intrusión patógena, con la pérdida de calidad del agua y los riesgos para la salud humana que conlleva.

A pesar de su gran importancia, no obstante, los fenómenos transitorios (el golpe de ariete, como se conoce al fenómeno en la literatura latina) continúan siendo todavía uno de los aspectos a los que se presta una atención de menor intensidad en muchos abastecimientos. Las razones son diversas. El golpe de ariete es uno de los fenómenos más complejos en Hidráulica. Como consecuencia, se precisan herramientas computacionales muy sofisticadas para analizar y estudiar dicho fenómeno. Tales herramientas son difíciles de conseguir o son muy caras y no necesariamente están perfectamente ajustadas. Asimismo, su propia complejidad hace que sea uno de los fenómenos peor entendidos y, por tanto, el ingeniero a cargo de tales cuestiones necesita una experiencia específica dado el avanzado nivel de análisis que se necesita.

En efecto, es bien conocido que el fenómeno del golpe de ariete en el seno de una tubería se describe matemáticamente mediante un sistema acoplado, no lineal e hiperbólico de ecuaciones en derivadas parciales que no posee solución analítica, a menos que se asuman ciertas simplificaciones, que no son asumibles en los casos reales (ver, por ejemplo, Abreu et al. 1995a; utilizaremos esta fuente, escrita en castellano, como referencia básica de este documento). Por otra parte, las condiciones de contorno se modelan matemáticamente, ya sea mediante modelos en régimen estacionario o modelos de parámetros concentrados, a través de lo que se conoce como ecuaciones constitutivas de las condiciones de contorno. La descripción de una condición de contorno varía desde los casos más simples modelados por una sencilla ecuación algebraica, hasta sistemas muy complejos mixtos algebraico-diferenciales, cuya solución se debe realizar numéricamente, a veces con métodos sofisticados (Izquierdo e Iglesias, 2002, 2004). Además, las ecuaciones constitutivas dependen de un determinado número de parámetros o datos que, muchas veces, son difíciles de obtener o están afectados de incertidumbre. Por otra parte, existe una enorme diversidad en cuanto a las maniobras y acontecimientos que pueden provocar situaciones transitorias en el seno de una instalación. Tales situaciones varían desde los cierres perfectamente programados de válvulas, pasando por las paradas y arranques controlados de las bombas, hasta la caída de la corriente con la parada incontrolada de un grupo de bombeo, o el final de la etapa de expulsión de aire a través de una ventosa, que originan transitorios incontrolados. Finalmente, el fenómeno es complicado de entender, como ya se ha comentado, especialmente cuando se refiere a redes. Además, su visualización no es sencilla. Para tubería simple, algunos de los paquetes

existentes en el mercado, como DYAGATS (Izquierdo et al. 1996), permiten una visión dinámica de la línea de alturas piezométricas que facilita enormemente la percepción de los fenómenos más importantes. Y, finalmente, la interpretación de los resultados no es siempre inmediata, incluso para los analistas más experimentados.

La forma en que se realizan con (demasiada) frecuencia los análisis transitorios en la práctica es, sin duda, una herramienta de doble filo. De manera sistemática se utiliza un conjunto de procedimientos simplificados, algunos de los cuales han adquirido gran generalidad. La justificación para tales procedimientos simplificados es la convicción (incluso apoyada desde posiciones científicas) de que están emitidos desde el lado de la seguridad (por ejemplo la AWWA ha publicado varios manuales en ese sentido, como, AWWA 2004). Es cierto que hay que analizar y protegerse de los peores escenarios, porque entonces situaciones menos severas no dañarán al sistema. Sin embargo, con un problema tan complejo enfrente no es fácil saber si el escenario que se ha decidido como más grave lo es realmente.

En efecto, no siempre es así, como se pone de manifiesto en este artículo a través de un conjunto elemental pero suficientemente ilustrativo de ejemplos. Como consecuencia, algunos de los análisis y reglas de diseño antiarriete que se utilizan de manera diaria en los abastecimientos para el estudio de situaciones transitorias son directamente criticables. Es cierto que son de utilización inmediata y sencilla. Pero esto no les da validez necesariamente. Algunas de tales reglas no solo son cuestionables sino que incluso se revelan peligrosas.

Vemos a continuación algunos ejemplos. Como fuente de referencia general seguimos utilizado a (Abreu et al. 1995a).

ALGUNAS SIMPLIFICACIONES Y SU VALORACIÓN

Es un hecho conocido que la celeridad de las ondas en el seno del conjunto fluido-tubería depende de las propiedades de ambos, fluido y tubería. Algunas de las propiedades del fluido y de la tubería no son conocidas con precisión, por lo que, en general, vienen afectadas de cierta incertidumbre. Pero, mientras que se presta suficiente atención a las propiedades del tubo (diámetro, espesor y módulo de Young) no sucede lo mismo con el fluido. Se debe recordar que la celeridad de las ondas puede variar de manera considerable en presencia de aire disuelto o en burbujas, o de otros elementos en suspensión. En general, la fórmula de Korteweg (1878) expresa el valor de dicha celeridad para una conducción de sección circular recta mediante la expresión

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E e}}},$$

siendo K y ρ el coeficiente volumétrico y la densidad del fluido, respectivamente, y E , D y e el módulo de Young, el diámetro y el espesor de la tubería, respectivamente. Dada la incertidumbre que afecta a estos parámetros es preciso realizar análisis adecuados de sensibilidad que pongan de manifiesto un rango completo de situaciones. No siempre la situación más adversa es la que corresponde a un valor más alto de la celeridad.

También es algo perfectamente conocido que el cambio de presión, Δh , originado por un acontecimiento instantáneo o muy rápido es directamente proporcional al cambio de velocidad, Δv , experimentado por el fluido. Tal cambio de presión es conocido como pulso de Joukowski (1898) o de Allievi (1903), y viene expresado por

$$\Delta h = -\frac{a\Delta v}{g},$$

donde a es la celeridad correspondiente al sistema fluido-tubería y g es la aceleración de la gravedad. Este cambio de presión es independiente de la instalación en que se ubica el elemento que lo provoca. Durante mucho tiempo y, aún se sigue haciendo en muchos casos, se ha utilizado esta expresión para evaluar la máxima sobrepresión o la mínima depresión originada por un cambio instantáneo de régimen (de velocidad). Esta puede ser una buena regla en el caso, por ejemplo, de una tubería simple relativamente corta. Sin embargo, es bien conocido, que el denominado efecto de empaquetamiento incrementa siempre tal sobrepresión y rebaja el valor de la depresión (ver capítulo 3 de Abreu et al. 1995a). Este efecto supone una variación extra de la presión equivalente al valor de las pérdidas en cierta sección de la instalación. Para el caso de una tubería de longitud considerable este efecto puede tener cierta entidad. En el caso de una red, no está claramente definido el valor de dicho efecto. Con frecuencia, y en especial para las instalaciones simples de agua en que las pérdidas son moderadas, este efecto se obvia al dimensionar los elementos con un cierto factor de seguridad. También es conocido, que, de producirse cavitación o separación de la columna líquida por admisión de aire en alguna de las etapas del transitorio tales valores máximos y/o mínimos pueden fácilmente excederse (ver, por ejemplo, el capítulo 5 de Abreu et al. 1995a; también, por lo que al aire atrapado se refiere, Izquierdo et al. 1999). No obstante, no son estas las únicas razones por las que el pulso de Joukowski puede resultar una estimación inadecuada de las presiones máximas o mínimas en el sistema, como veremos más adelante con los ejemplos.

Por otra parte, con mucha frecuencia, se utiliza el pulso de Joukowski para valorar la sobrepresión o la depresión en la válvula o la bomba de interés, sin considerar que la integridad de la instalación no depende solo de las condiciones en dichos dispositivos, sino también de las condiciones de la tubería a lo largo de todo el perfil de la misma. Esta es otra de las razones por las que ciertos análisis simplificados son totalmente inadecuados. Un cierto pulso de Joukowski puede no tener consecuencias relevantes en las proximidades de la bomba o de la válvula, mientras que sí puede tener consecuencias desastrosas en algún otro punto de la tubería. En tuberías simples es posible realizar ciertos cálculos que permiten identificar al último punto de la tubería que soporta el pulso de Joukowski. No obstante, en sistemas complejos esto es inaplicable, en general. (Ver, por ejemplo, capítulo 15 de Abreu et al. 1995a)

Una fuente frecuente de análisis inadecuados emana de la naturaleza de las válvulas. Con mucha frecuencia se aplican fórmulas y estimaciones obsoletas para la sobrepresión producida por el cierre de una válvula. Es un hecho bien conocido que el comportamiento de una válvula depende fuertemente de la instalación en la que está integrada y que muchas válvulas del mercado poseen una muy mala capacidad reguladora. Como consecuencia, se estiman tiempos de cierre que resultan inadecuados porque el cierre efectivo, que es cuando se produce la mayor disminución de caudal, se realiza solo en la última franja del cierre completo, por lo que acaba siendo un cierre demasiado rápido.

Algunos de estos aspectos son muy fáciles de comprobar con un programa de simulación de transitorios en tuberías simple, como DYAGATS (Izquierdo et al. 1996).

Otros problemas, derivados de complejidades mayores, fundamentalmente de la topología ramificada o mallada de una red necesitan confirmación utilizando una herramienta adecuada. En tales casos, las propias tuberías se constituyen en nuevas fuentes de perturbaciones ya que hacen aparecer reflexiones y refracciones de las ondas en las uniones y, también, interaccionan unas con otras, de modo que el resultado no es fácil de acotar

utilizando reglas simplificadoras sencillas. En el apartado siguiente consideramos ejemplos que ponen de manifiesto lo inadecuadas que resultan algunas simplificaciones, que se realizan con frecuencia, consistentes en sustituir tuberías en serie de propiedades distintas por tuberías equivalentes y el hecho de ignorar ramales o tubos ciegos a lo largo de una línea.

La conclusión principal de este artículo es que se necesitan herramientas potentes y adecuadas de análisis de transitorios en sistemas complejos, sin perjuicio de que debe ser el ingeniero al cargo quien finalmente interprete y tome las oportunas decisiones a la vista de análisis bien documentados.

EJEMPLOS Y CONTRAEJEMPLOS

Presentamos en este apartado diversos ejemplos que ponen de manifiesto que la sustitución de tuberías con propiedades no uniformes por tuberías equivalentes es una regla que no solo no es correcta, sino que puede resultar peligrosa ya que subestima las presiones máximas y mínimas que proporciona la expresión de Joukowski, incluyendo el efecto del empaquetamiento. No consideramos aquí en ningún caso cuestiones relacionadas con la cavitación o la presencia de aire en las tuberías. Los resultados se obtienen con el paquete DIAGAST.ING© (Izquierdo et al. 2009), basado en técnicas multiagente, que utiliza el método de las características para la resolución de las ecuaciones de los transitorios. En todos los casos se trata de cambios rápidos. Obsérvese que, por una parte, son los cambios instantáneos los que se utilizan, cuando se aplican las reglas que aquí se critican, para estar del lado de la seguridad. Pero por otra, los cambios bruscos no son tan infrecuentes. Piénsese en las situaciones que aparecen en caso de incendio, por ejemplo, o en las bombas modernas de gran ligereza, con una inercia rotacional tan baja que una caída de corriente prácticamente provoca una detención instantánea del fluido.

Hay contraejemplos sencillos claros para poner de manifiesto que trabajar con una celeridad equivalente produce resultados muy distintos. Por ejemplo, el tubo equivalente a los dos siguientes

$$T1 = (1000, 1000, 0.5, 0.018), T2 = (1000, 500, 0.5, 0.018)$$

es el tubo

$$T = (2000, 750, 0.5, 0.018),$$

siendo la notación utilizada la de la cuaterna (L, a, D, f) , donde L (m) es la longitud del tubo, a (m/s^2) la celeridad en dicho tubo, D (m) su diámetro y f su factor de fricción correspondiente. Los resultados de un cierre instantáneo de una válvula aguas arriba en una aducción con desnivel 5m (desde 240 a 235m), que proporciona un caudal de 219.4l/s, son bien distintos. Para el caso de la tubería uniforme, la presión mínima en la válvula resulta 150mca y la máxima 315.9mca. En la tubería con dos tramos, tales presiones mínima y máxima son 99 y 371.9mca, respectivamente. Resulta claro de entrada que el pulso inicial de Joukowski es bien distinto, puesto que las celeridades son $750m/s^2$ para la tubería uniforme frente a $1000m/s^2$ para la tubería conectada a la válvula. Pero luego las reflexiones acentúan el problema, como se puede ver considerando la tubería de características

$$T0 = (2000, 1000, 0.5, 0.018)$$

que produce, junto a la válvula, presiones mínima y máxima de 121.5 y 344.3mca, respectivamente (sin perjuicio de que el período se desvirtúa). La figura 1 muestra la evolución de la alturas piezométricas aguas abajo de la válvula para los casos de tubería T0 uniforme con celeridad $1000m/s^2$ y tubería no uniforme con celeridades 1000 y $500m/s^2$,

respectivamente, para los tramos primero T1 y segundo T2. Se observa cómo la depresión inicial es idéntica en ambos casos. Pero luego los efectos de las reflexiones y refracciones de ondas en la discontinuidad son evidentes y desautorizan el cálculo simplificado.

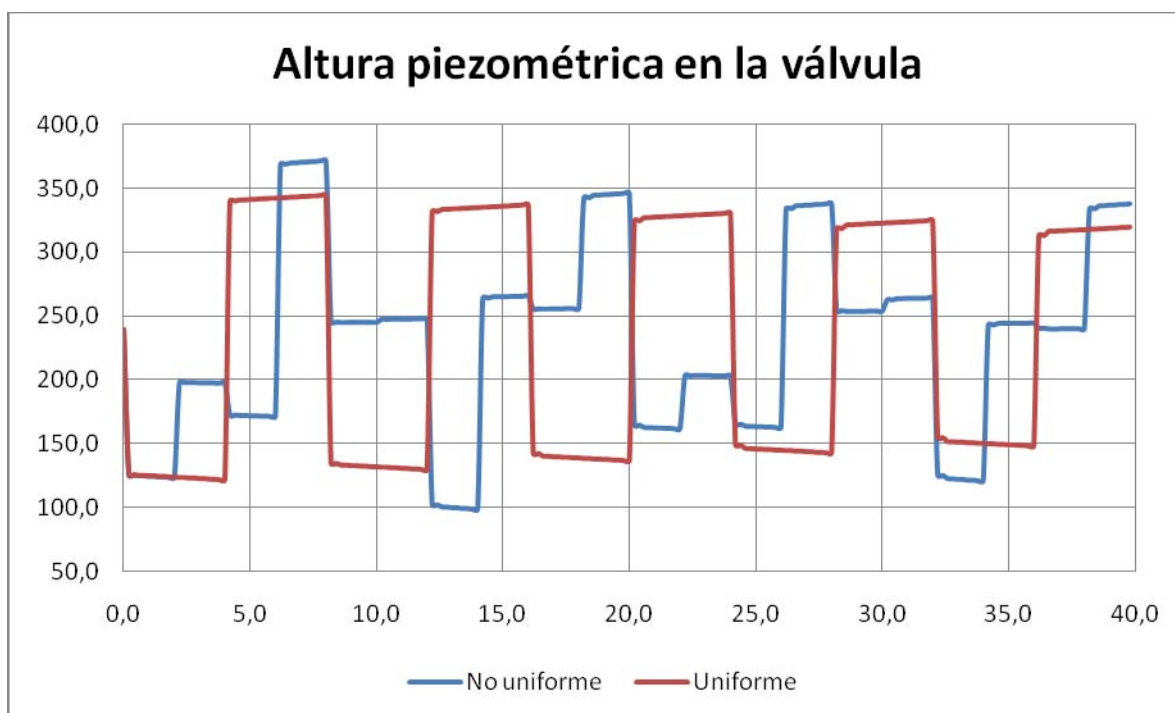


Figura 1. Alturas piezométricas en la válvula (tubo uniforme y no uniforme)

El siguiente ejemplo pone de manifiesto otro error que se comete con frecuencia. Por ejemplo, en las redes de riego típicamente aparecen transitorios por cierre de una válvula aguas abajo de la instalación (bombeo o gravedad) existiendo en la tubería principal ramales que, con frecuencia, no están activos. Se trata, pues, de extremos ciegos respecto de los que existe la creencia bastante generalizada de que, justamente por estar ciegos, no son activos hidráulicamente. Como consecuencia, se los elimina por defecto (en más ocasiones de las imaginadas) en los análisis transitorios. Esto puede ser, sin duda, interesante y válido para los análisis en régimen permanente y puede aproximarse a la realidad respecto de los análisis transitorios, cuando los cambios son suficientemente lentos.

Consideramos, en primer lugar, el cierre instantáneo de una válvula aguas abajo de una aducción por gravedad con desnivel de 5 metros compuesta por dos tramos de tubería de características

$$T1 = (1000, 1000, 0.5, 0.018), T2 = (1000, 1000, 0.5, 0.018),$$

utilizando, de nuevo la notación (L, a, D, f) , definida más arriba. Y comparamos las alturas piezométricas máximas y mínimas en la válvula cuando se considera la misma instalación, pero con un ramal que sale del punto central del tubo T2 y que tiene una válvula cerrada en su extremo aguas abajo, es decir, es un tubo ciego. Las características del ramal son

$$R = (250, 1000, 0.2, 0.018).$$

La figura 2 muestra los resultados superpuestos. Se observa cómo los valores tanto de las alturas piezométricas máximas como mínimas son mal estimados si se ignora la presencia del ramal ciego citado.

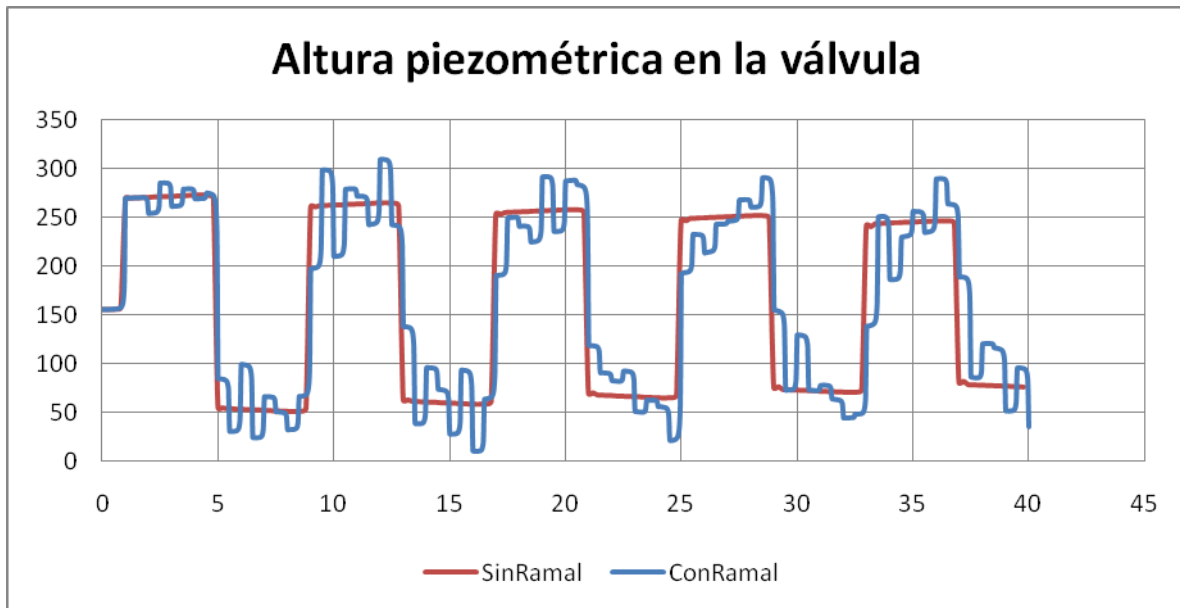


Figura 2. Alturas piezométricas en la válvula cuando se ignora y cuando se considera un ramal ciego

La figura 3 presenta las envolventes de máximas y mínimas a lo largo del sistema T1-T2. La parte superior corresponde al caso en que se ignora el ramal ciego y la inferior, con un mayor número de 'irregularidades' corresponde al caso más real en que el ramal ciego es considerado. Tales irregularidades son la consecuencia de las reflexiones y refracciones de las ondas en el nodo del que sale el ramal, así como la respuesta del propio ramal que claramente se ve que no es hidráulicamente inactivo (figura 4).

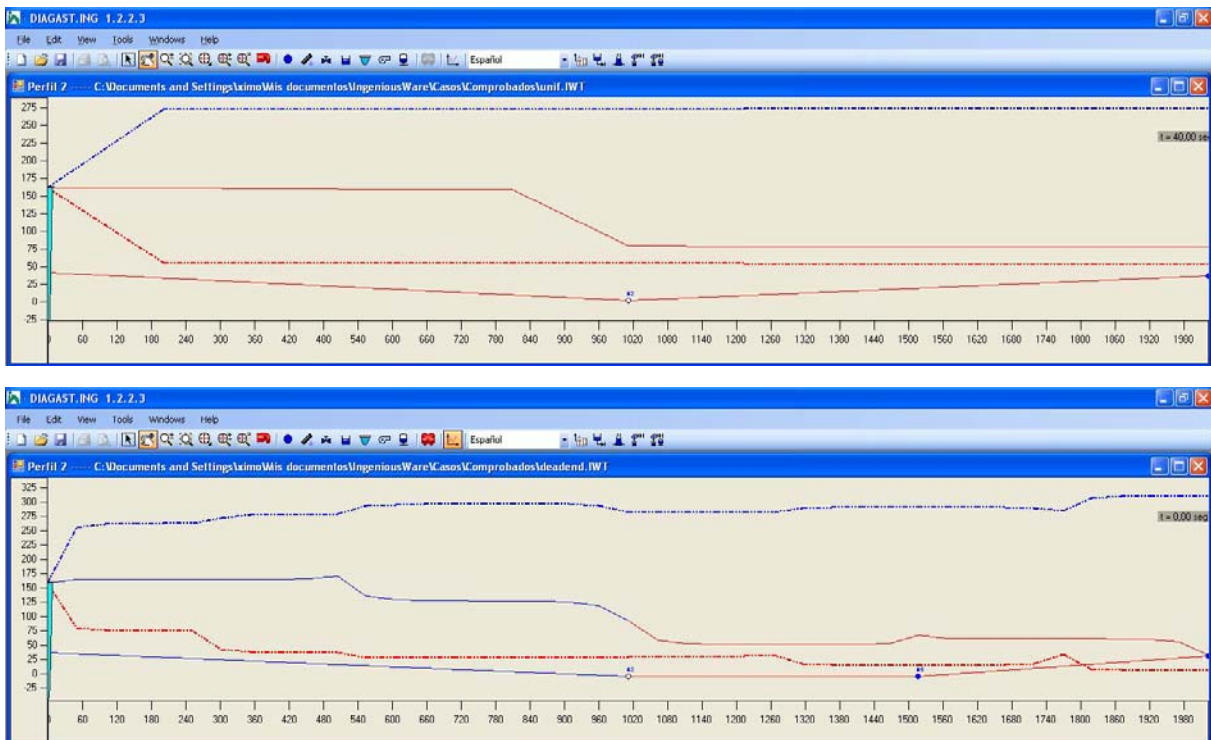


Figura 3. Envolventes de máximas y mínimas en la tubería principal cuando se ignora (arriba) y cuando se considera (abajo) un ramal ciego

En efecto, permite el paso de las ondas que, al llegar al extremo ciego se duplican ya sea de manera positiva o negativa, dependiendo del carácter de las mismas. Estas ondas duplicadas son devueltas a la tubería principal y, como consecuencia, se observan picos de presión que claramente hacen que las estimaciones realizadas ignorando el ramal sean inadecuadas. Claramente no se está del lado de la seguridad cuando se ignoran los ramales ciegos en las conducciones.

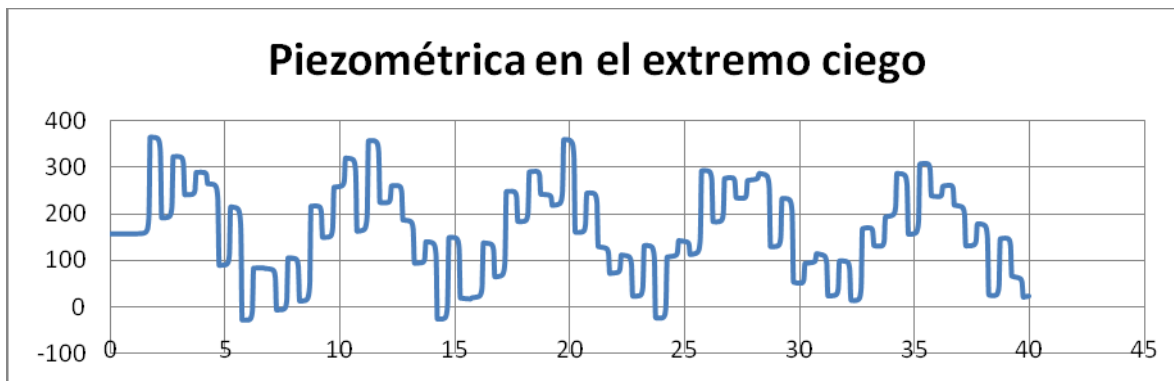


Figura 4. Evolución de piezométricas en el extremo ciego

Una clara conclusión se deriva de estos ejemplos. Las reglas de simplificación consistentes en sustituir series de tubos de características distintas por tubos equivalentes, y de esqueletización de sistemas de tuberías que típicamente ignoran los extremos ciegos en los análisis estacionarios, no pueden aplicarse, en general, en los regímenes transitorios.

Un último caso, relativo a una situación real, es el siguiente.

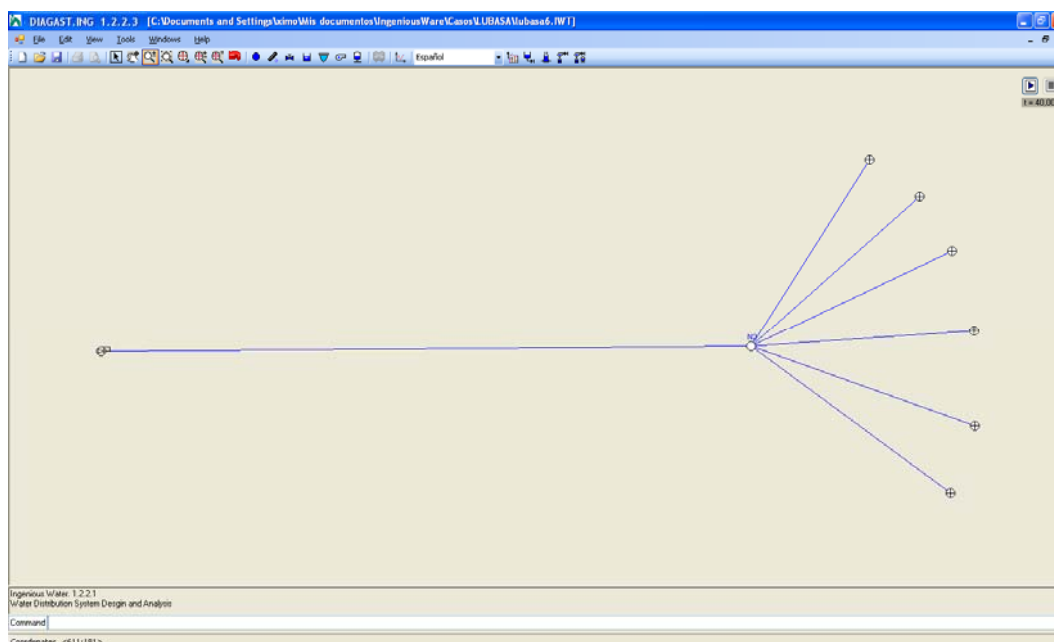


Figura 5. Bombeo hacia seis filtros en un proceso industrial

Se trata de un proceso industrial (ver figura 5) en el que al inicio del mismo se dispone un grupo de bombeo formado por 3 bombas, capaces de impulsar un caudal total de 147.9 l/s, a través de 653 m de una conducción de PRFV de diámetro 800 mm. Al final de ésta conducción se produce una ramificación del sistema que reparte el caudal hacia 6 filtros. Debido a las necesidades del sistema, a la salida de las bombas se necesita alrededor de 47.5

mca para vencer las pérdidas que se producen en los filtros y elementos del proceso, siendo la cota geométrica de dichos filtros de, aproximadamente, 6.1 m de altura. Se quiere estudiar el transitorio producido por la parada del grupo de bombeo por la caída de la corriente eléctrica.

Si el sistema se simplifica para sustituir las seis ramas que conducen a cada uno de los filtros de manera individual mediante una única rama equivalente, se obtienen presiones que resultan satisfactorias. No obstante, un análisis más detallado proporcionado por una herramienta adecuada como DIAGAST.ING®, pone de manifiesto que las interacciones entre las distintas ramas hace que se subestimen inadecuadamente las depresiones en el nodo desde el que se realiza la ramificación. En la figura 6 se presenta el historial de presiones en dicho nodo con y sin la simplificación.

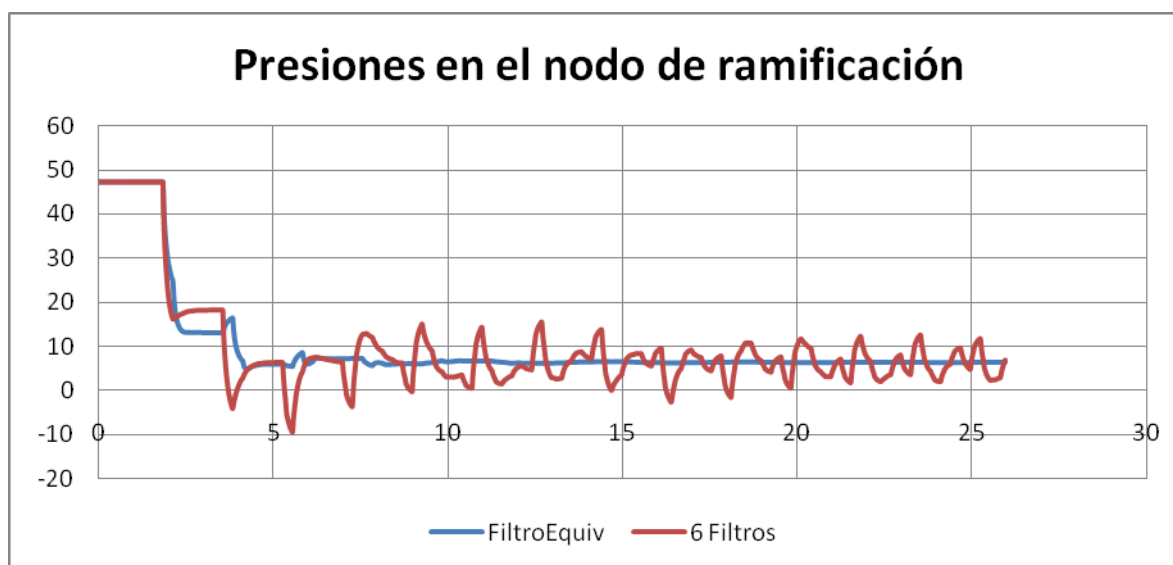


Figura 6. Diferente historial de presiones con y sin simplificación equivalente

CONCLUSIONES

Determinadas reglas y procedimientos simples de uso generalizado para el estudio (preliminar) de los transitorios hidráulicos, tales como la aplicación directa de la fórmula de Joukowski u otras reglas bien conocidas en el mundo latino, tales como la fórmula de Michaud o las expresión de Mendiluce (Abreu et al. 1995b), son aplicables solamente para un número muy restringido de situaciones reales: aquellas en las que se verifican las hipótesis (muy restrictivas) para las que han sido formuladas. Cuando se verifican dichas hipótesis, tales reglas resultan no sólo de aplicación rápida sino también adecuada. Pero en la práctica son pocas las veces en que tales hipótesis tan restrictivas se cumplen. Por ejemplo, dejando aparte los casos de cavitación y aire atrapado, la expresión de Joukowski tiene varias importantes restricciones, ya comentadas: las pérdidas deben ser moderadas, de lo contrario el efecto del empaquetamiento de las ondas hace que se excedan los valores máximo/mínimo dados por la fórmula; las reflexiones/refracciones de ondas no deben tener entidad importante; en particular, los extremos ciegos no pueden ser ignorados sin más. Cuando no se cumple alguna de estas condiciones la fórmula del pulso de Joukowski no proporciona valores adecuados y su utilización puede resultar peligrosa.

Para obtener directrices adecuadas en el estudio de los transitorios en sistemas complejos son precisas herramientas adecuadas (Jung et al. 2007). Es claro que tales herramientas son complejas de diseñar, implementar y calibrar. Como consecuencia, no es extraño que el precio de tales herramientas resulte elevado. Asimismo, su uso no resulta en absoluto sencillo y se requiere una formación específica avanzada y gran experiencia por parte del ingeniero que debe manejarlas. Estas consideraciones, no pueden en absoluto, ser el impedimento que lleve a Organismos y Compañías a ignorar su necesidad. Las consecuencias que se pueden derivar de las estimaciones inadecuadas realizadas con procedimientos no correctos pueden ser de una entidad cuya reparación sobrepase en valor con creces el precio de una buena herramienta.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE y la beca MAEC-AECI 0000202066 concedida al segundo autor por el Ministerio de Asuntos Exteriores y Cooperación de España.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, J.M.; Guarga, R.; Izquierdo, J. (Editores) (1995a) Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión, Universidad de Coimbra, Universidad Politécnica de Valencia y Universidad de la República Oriental del Uruguay.
- Abreu, J.M.; Cabrera, E.; Iglesias, P.L.; Izquierdo, J. (1995b) “*El golpe de ariete en tuberías de impulsión. Comentarios a las expresiones de Mendiluce*”, Ingeniería del Agua 2(2), 303-328.
- AWWA (2004) Manual M11, Steel Water Pipe – A guide for Design and Installation (4th ed.). AWWA, Denver.
- Izquierdo, J.; Iglesias, P.L.; Cabrera, E. (1996) DYAGATS- “*Simulación mediante ordenador personal de transitorios hidráulicos en sistemas simples*”. VII Encontro nacional de Saneamento Basico, Coimbra, Portugal.
- 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.
- Izquierdo, J.; Iglesias, P.L. (2002) “*Mathematical Modeling of Hydraulic Transients in Simple Systems*”, Mathematical and Computer Modeling 35, 801-812.
- Izquierdo, J.; Iglesias, P.L. (2004) “*Mathematical Modeling of Hydraulic Transients in Complex Systems*”, Mathematical and Computer Modeling 39(4-5), 529-540.
- Izquierdo, J.; Montalvo, I.; Pérez-García, R. (2009) “*Nuevo software para el estudio de transitorios hidráulicos en redes basado en técnicas multiagente*”. IX SEREA’09 Planificación, proyecto y operación de redes de abastecimiento de agua, Valencia, España.
- Jung, B.S.; Karney, B.W.; Boulos, P.F.; Wood, D.J. (2007) The need for comprehensive transient analysis of distribution systems. Journal of AWWA 99(1), 112-123.

NUEVO SOFTWARE PARA EL ESTUDIO DE TRANSITORIOS HIDRÁULICOS EN REDES BASADO EN TÉCNICAS MULTIAGENTE

Joaquín Izquierdo¹; Idel Montalvo¹; Rafael Pérez-García¹

Resumen – Uno de los problemas serios, si no el más grave, que tienen los programas informáticos dedicados a la simulación de transitorios en sistemas complejos deriva de la dificultad de modelación (programación) de dispositivos complejos que aparecen, con frecuencia, en las instalaciones reales. Existen muchos paquetes informáticos en el mercado que modelan dispositivos independientes con gran eficiencia. Sin embargo, la definición de dispositivos compuestos se torna muy problemática. Dos son las tendencias conocidas para la modelación de tales dispositivos complejos: definir cada nueva combinación de elementos simples como un nuevo elemento (simple, aunque más complejo) o unir los distintos elementos simples mediante tramos cortos de tubería. La primera variante hace que los códigos se multipliquen y los paquetes resulten ineficientes. La segunda viene claramente lastrada por un hecho bien conocido: la condición de Courant, necesaria para asegurar la estabilidad, lleva a los cálculos a situaciones no admisibles en términos de recursos de tiempo y computacionales. En este artículo se presenta un paquete informático para la simulación de transitorios en redes de tuberías, denominado DIAGAST.ING, que utiliza técnicas multiagente para obviar de manera elegante a la vez que eficiente los citados problemas. Pero, fundamentalmente, un sistema basado en agentes favorece la paralelización del algoritmo de cálculo lo que conduce a una mejor utilización de los recursos del ordenador.

Abstract – One of the most severe drawbacks of computer packages devoted to the simulation of hydraulic transients or water hammer phenomena in complex systems comes from the difficulties for modeling (programming) complex devices encountered in real installations. There are many computer packages in the market that model independent devices with great efficiency. Yet, the definition of compound devices has proven problematic. The used trends to model complex devices so far are twofold. Either, to define each combination of simple elements as a new (simple, even though much more complex) element; or to link different simple elements by short pipes. The former produces open multiplication of code, which renders packages inefficient. The latter is clearly burdened by a well-known fact: the Courant condition – a necessary condition for the method stability – that takes calculations to non affordable situations both on grounds of time and computational resources. In this paper, a new computer package to simulate transient phenomena in pipe networks, known as DIAGAST.ING, is presented. It uses multiagent techniques to overcome in a smart but, at the same time, efficient way the two abovementioned problems. Last but not least, a multiagent based system favors the parallelization of the calculation algorithm. This fact dramatically helps improve computer resources.

Palabras clave: Transitorios hidráulicos, redes de distribución de agua, multiagentes.

Keywords: Hydraulic transients, water distribution networks, multiagents.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera, s/n 46022, Valencia, España – Tel: (+96) 3879890 – E-mail: {jizquier; imontalvo; rperez}@gmmf.upv.es.

INTRODUCCIÓN

Una red hidráulica, especialmente en régimen transitorio, es un sistema distribuido realmente complejo (Izquierdo e Iglesias 2004). Está constituido por un conjunto interconectado e intrincado de tuberías que, además, incluye determinados elementos (nodos, depósitos, bombas, dispositivos de control varios,...) que tienen comportamientos específicos no necesariamente autónomos, y que interactúan entre sí de manera determinada a priori, pero determinada también por alguna sucesión de eventos.

Es un hecho bien conocido por quienes han tenido algún contacto con los transitorios hidráulicos – y con los fenómenos transitorios en general, que el fenómeno de la transmisión de perturbaciones es un fenómeno de transmisión de información, es decir, un fenómeno de comunicación. En este proceso, los elementos que intervienen poseen pautas de comportamiento individuales que pueden ser influidas o modificadas por los comportamientos de otros elementos. A su vez, una parte fundamental del fenómeno es la sucesión en el tiempo de preguntas y respuestas, es decir, intercambio de información, entre los distintos elementos del sistema. Ese diálogo permanente entre tales elementos caracteriza a los eventos que suceden.

Pensemos en el caso más simple, el de una onda simple unidimensional que se propaga en el espacio (de manera más concreta, por una tubería). Una de estas ondas viajeras se propaga a una velocidad característica de la onda en el medio por el que viaja. La clásica expresión $\xi = f(x - at)$ representa a una de tales ondas propagándose unidimensionalmente en la dirección positiva del eje de abscisas a velocidad a . Es importante recordar que si $f(x)$ es una función que representa determinada curva, entonces la misma función f , pero con x sustituido por $x - b$, representa una curva de idéntica forma pero desplazada sobre el eje positivo de abscisas una distancia b . Análogamente $f(x + b)$ representa la misma curva desplazada en sentido negativo sobre el eje horizontal una distancia b . Es decir, la situación de la perturbación original se transmite haciendo fluir la información en cualquier dirección, en general (ver, por ejemplo, el capítulo 3 de Abreu et al. 1995).

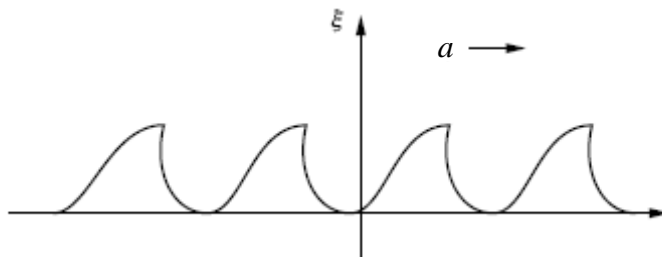


Figura 1. Transmisión de información mediante una onda viajera

La solución analítica de la llamada ecuación de ondas,

$$u_{tt} - a^2 u_{xx} = 0,$$

obtenida por von Riemann en 1869 (von Riemann 1869) se obtiene por la superposición de las soluciones de los factores en que se descompone:

$$(u_t + au_x)(u_t - au_x) = 0,$$

donde los subíndices denotan derivadas parciales de la función $u(x,t)$.

von Riemann observó que las ecuaciones

$$u_t + au_x = 0 \text{ y } u_t - au_x = 0$$

admitían soluciones constantes sobre las denominadas rectas características,

$$x - at = \text{constante y } x + at = \text{constante,}$$

respectivamente, por lo que la solución general de la ecuación de ondas se podía obtener como superposición de dos ondas viajeras

$$u(x,t) = F(x + at) + f(x - at).$$

Así, dada la información correspondiente a una condición inicial, es posible construir su evolución futura simplemente transmitiendo dicha información sobre las rectas características. La representación es todavía más clara si se examina el método numérico más utilizado para la resolución de esta ecuación. Nos referimos al método de las características (MC), que recordamos aquí brevemente. En el MC se discretiza el espacio y el tiempo. Esto genera un conjunto discreto de puntos de cálculo, que son los elementos activos poseedores de determinada información que cambia a impulsos definidos con el tiempo. La discretización en el tiempo marca el calendario o programa de la actividad conjunta. Dicha información es transmitida a otros elementos a requerimiento de estos. La información obtenida permite a los distintos elementos completar la información para definir su comportamiento y elaborar determinada respuesta que, a su vez, puede alimentar a otros elementos.

El comportamiento ‘impreso’ en tales elementos y el mecanismo de traspaso de información son bien conocidos. Un elemento típico, P, recibe información de sus vecinos (referida al instante anterior), X e Y, y utiliza esa información para acabar de perfilar su comportamiento (actual). Específicamente, en el caso que consideramos, el comportamiento de uno de esos elementos (interiores) de un tubo, pertenecientes a la discretización, viene definido por la solución del sistema lineal

$$\begin{aligned} Q(P) + C_a H(P) &= C_p \\ Q(P) - C_a H(P) &= C_n \end{aligned} \quad (1)$$

donde

$$\begin{aligned} C_p &:= Q(X) + C_a H(X) - RQ(X)/Q(X)/(t_P - t_X) \\ C_n &:= Q(Y) - C_a H(Y) - RQ(Y)/Q(Y)/(t_P - t_Y) \end{aligned}$$

Las constantes son $C_a = gA/a$ y $R = f/(2DA)$, siendo g la aceleración de la gravedad, A la sección de la tubería, D su diámetro y a la celeridad; t_P , t_X y t_Y son instantes discretos de tiempo.

Este sistema algebraico elemental define el comportamiento del elemento denominado nodo interior, P, de una tubería en el sentido de que le permite obtener valores para sus variables asociadas, a saber, el caudal $Q(P)$ y la altura piezométrica $H(P)$ utilizando análoga información transmitida desde X e Y. De esta manera este elemento se actualiza y será capaz de transmitir dicha información actualizada cuando algún otro elemento adecuado se la solicite. Los detalles sobre el MC, en general, y sobre estas ecuaciones, en particular, pueden verse, por ejemplo, en el capítulo 3 de (Abreu et al. 1995).

El comportamiento emergente de los distintos nodos interiores de un tubo permite contemplar al propio tubo como un elemento de otro nivel cuyo comportamiento completo aún necesita de nuevas reglas que le permitan ponerse en comunicación con el resto de elementos de la red. Se conoce con el nombre general de condiciones de contorno a esos otros elementos de la red a los que se conectan los tubos. El comportamiento de unos y otros está mutuamente influenciado. Así, se hace imprescindible definir no solo a todos los posibles elementos sino también a sus posibles interrelaciones.

Los elementos más comunes en una red son los denominados nodos de consumo. El comportamiento de un nodo de consumo típicamente gestiona las características de cada una de las conducciones que concurren en el nudo (ver una descripción detallada en Izquierdo e Iglesias 2002,2004 y en Abreu et al. 1995), elabora una información propia que determina su comportamiento y, a su vez, distribuye de manera adecuada una información específica a cada uno de los tubos confluyentes. Ni desde el punto de vista conceptual, ni desde el físico, ni desde el de la programación existen diferencias sustanciales con el comportamiento de los nodos interiores de una tubería, salvo porque el nodo de consumo puede tener, como su nombre indica, un consumo asociado y porque en el nodo de consumo pueden concurrir más de dos tubos, es decir, tiene que manipular posiblemente más de dos características.

Otras condiciones de contorno, en cambio, son más complejas. Se trata de elementos específicos con funciones específicas. Son los diferentes dispositivos y combinaciones de ellos que pueden aparecer en una instalación hidráulica y que provocan, amortiguan, incrementan, controlan, etc. las perturbaciones. Los dispositivos individuales (bombas, válvulas, calderines, etc.) están descritos de manera satisfactoria en la literatura utilizando diferentes tipos de modelos; se trata, en general, de modelos en régimen permanente o modelos de parámetros concentrados, básicamente (Abreu et al. 1995, Izquierdo e Iglesias 2002). Sin embargo, los paquetes informáticos comerciales existentes en el mercado y los códigos de carácter más doméstico dedicados a la simulación de transitorios en sistemas complejos están fuertemente condicionados por diversos problemas. Uno de los más serios, si no el más grave, se deriva de la dificultad de modelación (programación) de condiciones de contorno compuestas que aparecen en las instalaciones reales. La definición de tales dispositivos compuestos representa un punto crucial que es capaz de marcar la diferencia entre un código eficiente de otro que no lo es (Izquierdo e Iglesias 2004).

Básicamente existen dos tendencias utilizadas para la modelación de tales dispositivos complejos. Una pasa por definir cada posible combinación de elementos simples como un nuevo elemento, que seguiremos llamando simple en el sentido de que viene definido por una rutina única y es accesible mediante un icono propio en el entorno computacional; tal es el caso de DYAGATS (Izquierdo et al. 1996), entre otros. La otra considera distintos elementos simples unidos mediante tramos cortos de tubería. Con la primera alternativa los códigos de los elementos, tras sufrir modificaciones adecuadas no necesariamente inmediatas, se multiplican en diferentes rutinas (aparece toda una fauna de iconos) y esto hace ineficiente y obsoleta a la programación. Con la segunda se cae de lleno en la llamada *maldición del tramo corto*. Se trata de un hecho bien conocido (Abreu et al. 1995). La condición de Courant-Friedricks-Lewy, que es absolutamente necesaria para asegurar la estabilidad, lleva a los cálculos a situaciones no admisibles en términos de recursos computacionales (tiempo y memoria). Existen códigos en el mercado que simplemente asignan, de manera transparente para el usuario, una longitud mínima a los tramos más cortos, para obviar tal circunstancia. En la literatura se han descrito otras alternativas, como la de utilizar los llamados tramos rígidos para modelar tales tramos cortos (ver Abreu et al. 1995). En todo caso, estamos ante aproximaciones del problema asumiendo ciertas hipótesis, siempre discutibles.

En esta contribución presentamos un paquete informático para la simulación de transitorios en redes de tuberías, denominado DIAGAST.ING, que utiliza técnicas multiagente. DIAGAST.ING significa Diseño Inteligente Anti Golpe de Ariete en Sistemas de Tuberías; ING hace referencia a la marca del prototipo IngeniousWare©. Por un lado, toda la filosofía subyacente en la simulación de transitorios es coherente, ya que incluye en la categoría de agente a cualquier elemento que tenga un comportamiento definido y que interactúe con los demás elementos. Además, se obvia de manera elegante a la vez que eficiente los citados problemas en la definición de condiciones de contorno compuestas. Por

supuesto, los elementos simples están definidos de manera adecuada (como se hace en DYAGATS, por ejemplo), pero, a la vez, única. Es decir, no existe repetición de código alguna. Y, mediante el enfoque multiagente, las combinaciones de diferentes elementos simples en un único punto se realizan a través de la introducción de nuevos agentes, denominados *facilitadores*, que armonizan el tráfico de preguntas y respuestas entre los elementos simples, es decir, los *facilitadores* se constituyen en los moderadores del diálogo entre ellos. Sin embargo, la mayor ventaja del enfoque que constituye la base de DIAGAST.ING es que un sistema basado en agentes favorece la paralelización del algoritmo de cálculo lo que conduce a una mejor utilización de los recursos del ordenador.

PARADIGMA MULTIAGENTE

En el estudio de los sistemas complejos, como el que se trata en este artículo, los programas de ordenador han jugado un papel muy importante. Sin embargo, el proceso actual de la creación de software es una tarea complicada fuertemente sujeta a error. La filosofía multiagente adopta un formalismo de modelación basado en una colección de agentes independientes que interaccionan a través de eventos discretos. La simulación de las interacciones discretas entre agentes se erige en contraste con la simulación en sistemas continuos, en que los fenómenos simulados utilizan magnitudes de un sistema acoplado de ecuaciones, aunque los sistemas discretos pueden realizar virtualmente todas las operaciones de los continuos.

Un agente es un actor cualquiera del sistema: cualquier entidad que pueda generar eventos que afecten tanto a él mismo como a otros agentes. En el problema que consideramos aquí los agentes están organizados con determinada estructura dictada por las características de las redes de distribución de agua. Existen agentes simples como los puntos de cálculo en que se discretiza un tubo. También son agentes los propios tubos, los nodos de consumo conectados por tubos, los distintos elementos que constituyen de manera individual o compuesta las condiciones de contorno, los facilitadores que concilian el diálogo entre los agentes ya citados. Incluso la red entera es un agente que sigue determinadas acciones programadas. En el caso de un tubo, respecto de sus puntos de cálculo, y de la propia red, respecto de todas sus componentes, el comportamiento del agente viene determinado, en parte, por las acciones colectivas emergentes de los agentes que contiene.

Los agentes definen los objetos básicos del sistema, es decir, las componentes simuladas. La simulación ocurre en el *mundo* modelado y es frecuente hablar de agentes que *viven* en un determinado *entorno* o *mundo* que, a su vez, es un agente.

Una vez los agentes se hayan definido y se hayan establecido sus relaciones, falta definir un calendario de acciones discretas para tales objetos que se desarrolle en el tiempo. Las acciones individuales se llevan a cabo en determinados tiempos concretos; y el tiempo avanza conforme se van realizando los eventos programados en tiempos sucesivos. Un calendario es una estructura de datos que combina acciones en un orden específico en que se deben ejecutar. El paso del tiempo se modela mediante la ejecución de los eventos en una secuencia determinada. Se dan instrucciones a cientos o miles de agentes que operan independientemente y esto hace posible explorar la conexión entre el comportamiento a nivel micro de los individuos y los patrones a nivel macro que emergen de la interacción de los individuos. El calendario es, aquí, el que se deriva del denominado método de los intervalos prefijados (ver capítulo 3 de Abreu et al. 1995).

El paso final consiste en la observación del modelo registrando lo que ocurre. Los *observadores* llevan a cabo tal acción. En la mayor parte de plataformas multiagente son también agentes con tareas específicas, tales como plotear, almacenar datos, monitorizar y mostrar ciertas variables, etc.

Los agentes deben poseer las siguientes propiedades: autonomía, movilidad, reactividad, pro-actividad, adaptabilidad, comunicatividad, robustez, capacidad de aprender, orientación basada en tareas y orientación basada en objetivos globales (Lee 2006).

La tendencia a la utilización de técnicas multiagente como una alternativa interesante para la resolución de ciertos problemas complejos distintos al presentado en esta contribución es clara. Véase, por ejemplo, (Izquierdo et al. 2008) sobre aplicaciones multiagente en hidráulica urbana; (Maturana et al. 2006) en arquitectura de sistemas de drenaje y alcantarillado; (Kotina et al. 2006) en sistemas de control del agua a nivel municipal; (Nichita and Oprea 2007) en diagnóstico de la contaminación del agua; (Feuillette et al. 2003) en gestión de la demanda de agua en un acuífero de acceso libre; (Hai-bo et al. 2005) sobre calidad del agua; (Becu et al. 2001) en gestión del agua a nivel de captación; (Cao et al. 2007) sobre optimización de redes de agua; (Mikulecký et al. 2008) en gestión del agua a escala de cuenca; (Hailu y Thoyer 2005) en distribución de agua en condiciones de escasez; y (Herrera et al. 2009) sobre sectorización de redes de distribución de agua, entre otros.

LA PLATAFORMA DE DIAGAST.ING

La plataforma de DIAGAST.ING es el mundo o entorno en el que viven los agentes que participan en la simulación de transitorios hidráulicos en sistemas complejos. En la figura 2 pueden observarse, además del menú y las barras de herramientas, cuatro marcos. El inferior izquierdo es el marco de dibujo y contiene a la instalación que se ve en planta. Los otros tres corresponden a tres perfiles seleccionados.

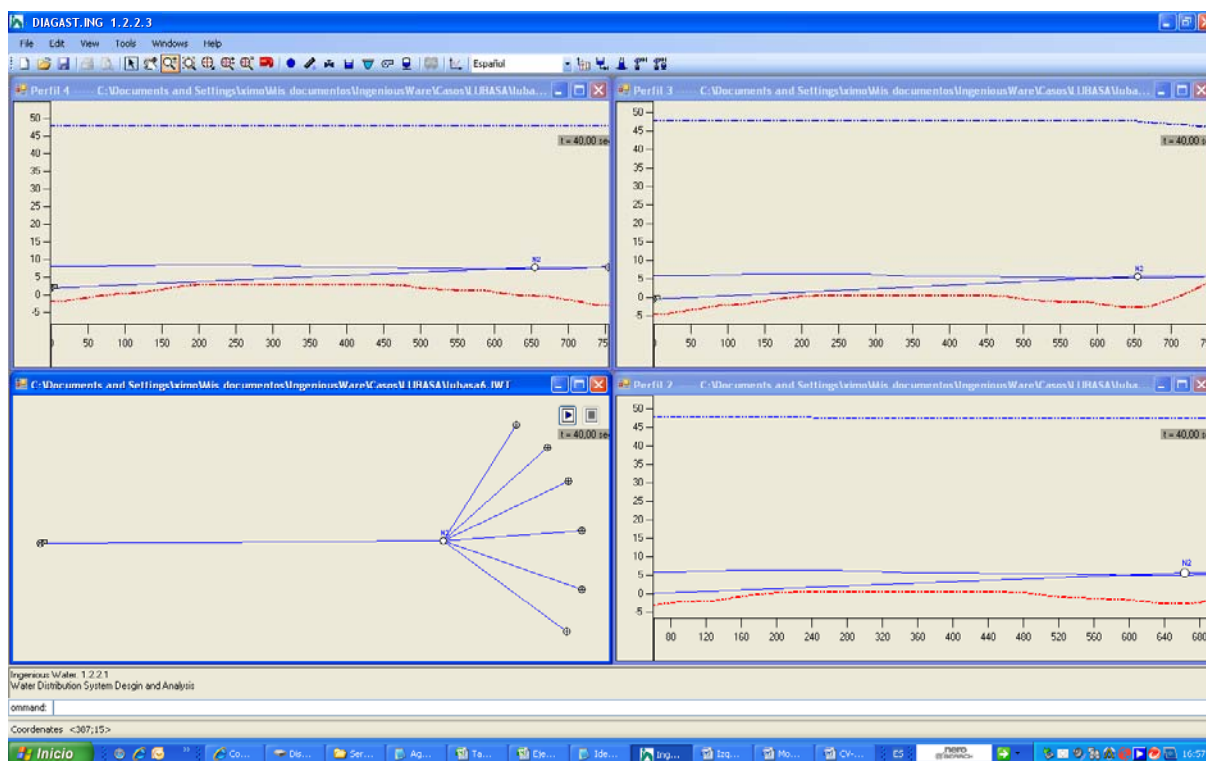


Figura 2. Plataforma DIAGAST.ING

Como se ha observado ya, las especies de agentes que intervienen en esta plataforma son, básicamente, el nodo de cálculo de un tubo, el propio tubo, el nodo de consumo, el embalse, el tanque, la válvula, la bomba, el calderín, la chimenea de equilibrio, el tanque unidireccional, otros dispositivos simples; los perfiles, los monitores, los gráficos temporales, los gráficos espacio-temporales, las tablas de datos, la propia instalación. El propio usuario es un agente que interacciona con algunos de los demás agentes.

Los agentes pertenecientes a especies distintas se crean, se incorporan a la plataforma de manera individual o colectiva. Algunos agentes se crean individualmente utilizando las herramientas del entorno que permiten ubicar elementos específicos en coordenadas específicas. Otros agentes se crean de manera automática cuando se inicializan determinados procesos. Por ejemplo, los nodos internos de cálculo se crean cuando se define la discretización a utilizar. Los distintos gráficos u outputs de datos se crean a requerimiento del usuario, quien puede, a su vez, interaccionar con sus propiedades, etc.

Una vez creado un agente, este tiene asociado un conjunto de propiedades que lo definen. Tales propiedades pueden ser internas, y el agente las utiliza en su interior de manera exclusiva, o de relación (participativas), y el agente las utiliza en su relación con los demás agentes. Estas últimas propiedades encapsulan los protocolos de intercambio de información. Durante el proceso, cada agente sabrá, de esta manera, reconocer a cualquier otro agente que se dirija a él, sabrá dialogar adecuadamente con dicho agente y estará en condiciones de ofrecerle la respuesta que espera.

El propio MC es un mecanismo de transmisión de la información entre ciertos agentes. Lo utilizan los nodos internos de cálculo de un tubo y también los propios tubos para dirigirse a los nodos de consumo y otros elementos a los que están conectados. Su comportamiento (la actividad que realizan), dado por las ecuaciones (1), establece claramente un diálogo con otros agentes, realizado siguiendo un calendario que se construye en el momento de decidir el número de puntos de cálculo y el intervalo temporal de la discretización. En ese diálogo, los agentes interrogan a otros agentes, demandando determinadas respuestas y, a su vez, responden a las preguntas que se les dirigen. Este es, pues, un ejemplo en el que la metodología multiagente acomoda de manera perfecta los requerimientos clásicos basados en las distintas ecuaciones que definen el modelo.

También los agentes bomba, depósito, válvula, etc., están definidos por sus denominadas ecuaciones constitutivas de la manera conocida, aunque con algunas variantes (ver, por ejemplo, Abreu et al. 1995, Izquierdo e Iglesias 2002, 2004). Son agentes de otras especies con sus variables características y comportamientos perfectamente definidos. Algunos de estos agentes acomodan su comportamiento al calendario común preestablecido. Otros, a su vez, utilizan calendarios propios que conviene sincronizar con el calendario global de la discretización temporal. Estos calendarios individuales describen con precisión las maniobras de tales dispositivos.

Finalmente, existen otros agentes, con la función específica de facilitar la interconexión y diálogo entre distintos agentes simples que puedan constituir una condición de contorno compuesta. Se trata de los agentes *facilitadores* que introducimos en la sección siguiente y mostramos algunos ejemplos de su funcionamiento.

EL AGENTE FACILITADOR

El agente facilitador es un nuevo tipo de agente cuyo cometido, como se ha comentado más arriba, es el de poner en contacto de manera adecuada a los distintos dispositivos simples que puedan componer un elemento compuesto o condición de contorno general.

Se trata de un agente tubo que hereda, por tanto, todas las propiedades y características de los agentes tubo, las interpreta con una óptica propia e incorpora otras características nuevas. Para utilizar un elemento facilitador se lo debe, por tanto, declarar como tal. Entonces, de manera autónoma el propio agente modifica aquellas variables internas que sea necesario para llevar a cabo el cumplimiento de su función. Como consecuencia de sus propiedades, el agente conocerá perfectamente a los elementos a los que debe poner en contacto, es decir, sabrá qué preguntas debe realizar a cada uno de ellos, sabrá elaborar la información necesaria y sabrá responder a cada uno con la información que le reclaman. Presentaremos aquí dos casos simples.

El primero es el facilitador entre válvula y depósito. Este agente es un tramo de tubería sin propiedades físicas de interés que mantiene la relación entre la válvula y el depósito mediante una acción realmente simple: pregunta al depósito por la cota del agua en su interior y su sección a esa cota y pregunta a la válvula por su estado de apertura, su caudal y su altura; entonces, elabora internamente tales datos y devuelve información adecuada a ambos dispositivos. A la válvula le responde como si se tratase de una característica (negativa o positiva) que es lo que la válvula (genérica) espera. Al depósito de transmite la información necesaria para que este modifique adecuadamente su nivel de agua. Hay que hacer notar, pues, que la física y las matemáticas del fenómeno están permanentemente presentes. De manera parecida es posible explicar la actividad del facilitador entre otros elementos.

En la figura 3 se aprecia una pequeña red ramificada. Se trata de un depósito que alimenta a otros tres.

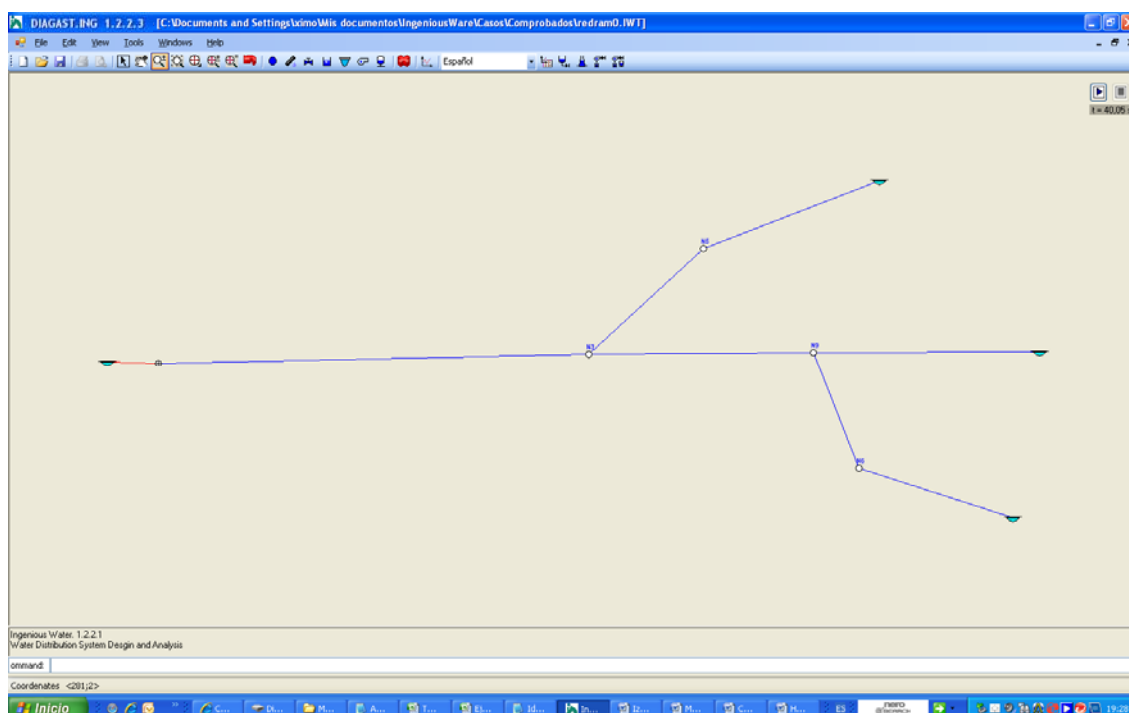


Figura 3. Facilitador entre depósito y válvula (en rojo)

El depósito fuente está regulado por una válvula, que también se aprecia en su proximidad. Mientras que todos los tramos que unen la válvula con los demás nodos intermedios y éstos con los depósitos de cola, son tubos estándar, el tramo que une el embalse fuente con la válvula (en rojo) es un facilitador. Se dibuja, se identifica, se conecta topológicamente, etc., como los demás tubos, pero no es un tubo más. El formulario para este facilitador es el que se emplea para cualquier otro tubo (figura 4). Sin embargo, algunas de sus propiedades no son relevantes. La propiedad que lo caracteriza es la denominada 'Tramo Corto' que está declarada con el valor True. Sabiendo, además a qué otros elementos está conectado, el facilitador llevará a la perfección el papel de mediador en el diálogo depósito-válvula.

Datos	
Diametro	100
longitud_tubo	75.05997

Varios	
Celeridad	1373.892
Coef_Fricc_f	según cálculo
Coef_Friccion_C	0
espesor_mm	10
Id	TWT-1
mikey_ID	4
modulo_Young_MPa	210000
Monitorizar	False
Nodo_Abajo_ID	N2
Nodo_Ariba_ID	N
perdidas_menores	0
Tramo Corto	True

Datos

Figura 4. Formulario para un tubo con característica de facilitador activada

En la figura 5 se presenta otra instalación que incluye dos facilitadores. En efecto se trata de un bombeo a tres depósitos a través de una red. Este bombeo está protegido por un calderín situado próximo al grupo de bombeo. A su vez, uno de los depósitos está regulado por una válvula. Los tramos que unen bomba con calderín y válvula con depósito son facilitadores. Ambos tienen un formulario idéntico al que aparece en la figura 4, excepto por su identificación y su información topológica.

CONCLUSIONES

El abastecimiento de agua es uno de los servicios ciudadanos más importantes y que más contribuyen a la calidad de vida. Por ello, la seguridad total de dicho servicio debe estar garantizada. Uno de los fenómenos que hacen peligrar tal seguridad es el de los transitorios hidráulicos. Se trata de un fenómeno muy complejo, descrito por modelos complicados, resuelto de manera general mediante métodos numéricos delicados, difícil de visualizar e interpretar y no proclive a la emisión inmediata y sencilla de juicios y a la toma de decisiones. La implementación computacional de las metodologías para resolverlo implica el uso intensivo de computación. En los momentos actuales, la potencia de cálculo y las distintas capacidades, en general, de los ordenadores son suficientes como para modelar tal fenómeno.

No obstante, aún hay que considerar ciertos aspectos derivados directamente de las características de los modelos que obligan a tener cuidado con tales implementaciones.

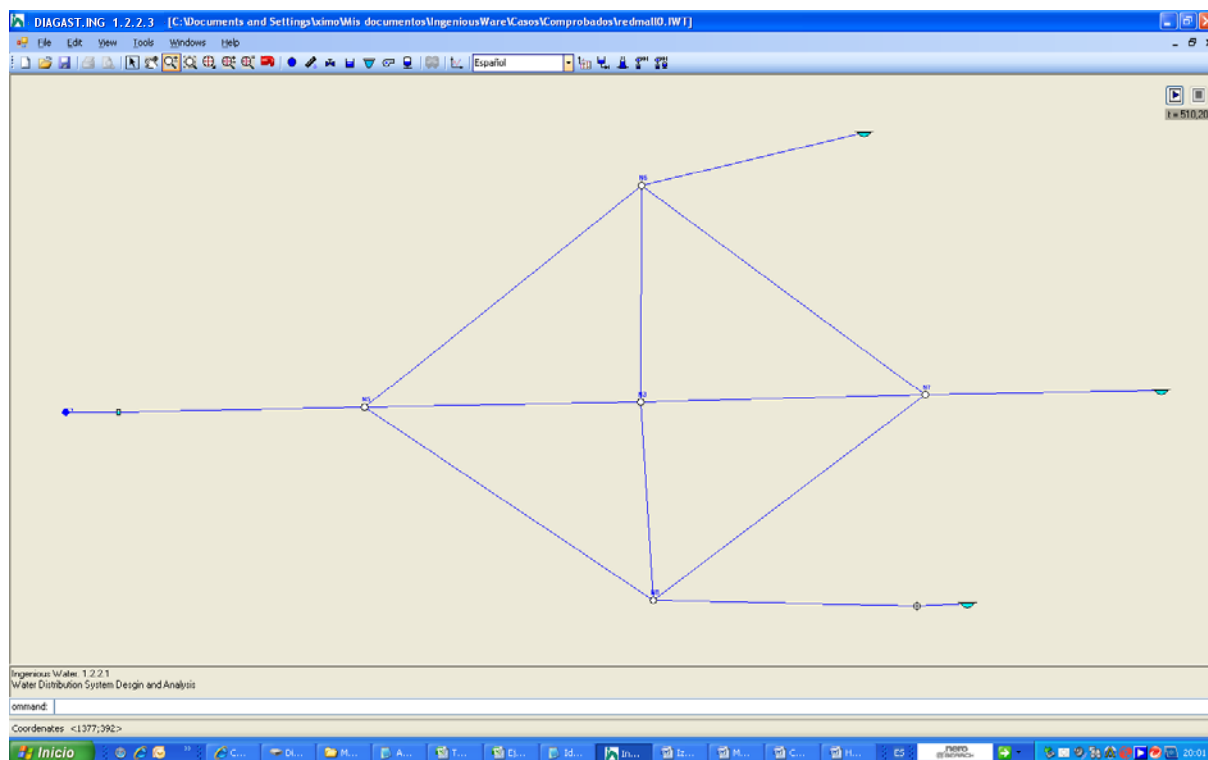


Figura 5. Facilitadores entre bomba y calderín y entre válvula y depósito

En este artículo hemos presentado un nuevo paquete informático, DIAGAST.ING, basado en tecnología multiagente, que aborda el problema de una manera eficiente, ya que consigue obviar ciertos problemas de importancia descritos. Por una parte, evita de manera elegante los problemas en la definición de condiciones de contorno compuestas. Esto se traduce en que no existe repetición de código alguna y se evitan los tramos cortos. En efecto, mediante el enfoque multiagente, las combinaciones de diferentes elementos simples en un único punto se realizan a través de nuevos agentes, denominados *facilitadores*, que moderan el tráfico de preguntas y respuestas entre los elementos simples, es decir, armonizan el diálogo entre ellos. Sin embargo, la mayor ventaja del enfoque que constituye la base de DIAGAST.ING es que un sistema basado en agentes favorece la paralelización del algoritmo de cálculo lo que conduce a una mejor utilización de los recursos del ordenador.

El paquete presentado constituye, pues, una herramienta de enorme interés para los abastecimientos que tienen a los transitorios, muchas veces, como su asignatura pendiente. La utilización de un mecanismo de simulación completo como el que brinda DIAGAST.ING permitirá resolver los dos problemas siguientes: evitar la desprotección del sistema por análisis deficientes y/o excesivamente simplificados (Izquierdo et al. 2009) y evitar la sobreprotección del mismo por acogerse a márgenes de seguridad excesivamente grandes, con la inversión extra que esto conlleva, por no contar con una herramienta suficientemente potente.

Entre las líneas de investigación próximas debemos, finalmente, citar el perfeccionamiento del agente *facilitador* que garantice su perfecto funcionamiento con cualquier composición (razonable) de elementos en una red de distribución. Asimismo, la

paralelización del algoritmo es una de las tareas a abordar de manera inmediata, ya que mejorará claramente algunos de los procedimientos del paquete.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE y la beca MAEC-AECI 0000202066 concedida al segundo autor por el Ministerio de Asuntos Exteriores y Cooperación de España.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, J.M.; Guarga, R.; Izquierdo, J. (Editores) (1995a) Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión, Universidad de Coimbra, Universidad Politécnica de Valencia y Universidad de la República Oriental del Uruguay.
- Becu, N., Perez, P., Walker, A., Barreteau, O. (2001) CatchScape: An integrated multi-agent model for simulating water management at the catchment scale, a northern Thailand case study. In: *Ghassemi, F. et al. (Eds). Integrating Models for Natural Resources Management Across Disciplines, Issues and Scales. International Congress on Modelling and Simulation*, Canberra, Australia, 1141-1146.
- Cao, K., Feng, X., Ma, H. (2007) Pinch multi-agent genetic algorithm for optimizing water-using networks. *Computers & Chemical Engineering*, 31(12), 1565-1575.
- Feuillette S., Bousquet F., Le Goulven P. (2003) SINUSE: a multi-agent model to negotiate water demand management on a free access water table. *Environmental Modelling and Software*, 18(5), 413-427.
- Hai-bo, L., Guo-chang, G., Jing, S., Yan, F. (2005) Multi-agent immune recognition of water mine model. *Journal of Marine Science and Application*, 4(2), 44-49.
- Hailu, A., Thoyer, S. (2005) Multi-Unit Auctions to Allocate Water Scarcity Simulating Bidding Behaviour with Agent Based Models. *LAMETA Working paper 2005-01*, EconWPA.
- Herrera, M.; Izquierdo, J.; Montalvo, I.; Pérez-García, R. (2009) Sectorización de redes de distribución de agua basada en técnicas multiagente. IX SEREA'09 Planificación, proyecto y operación de redes de abastecimiento de agua, Valencia, España.
- Izquierdo, J.; Iglesias, P.L.; Cabrera, E. (1996) DYAGATS- "Simulación mediante ordenador personal de transitorios hidráulicos en sistemas simples". VII Encontro nacional de Saneamento Basico, Coimbra, Portugal.
- Izquierdo, J.; Iglesias, P.L. (2002) "Mathematical Modeling of Hydraulic Transients in Simple Systems", *Mathematical and Computer Modeling* 35, 801-812.
- Izquierdo, J.; Iglesias, P.L. (2004) "Mathematical Modeling of Hydraulic Transients in Complex Systems", *Mathematical and Computer Modeling* 39(4-5), 529-540.

- Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez, R. (2008) Aplicaciones de la inteligencia colectiva (multiagente) para la optimización de procesos en hidráulica urbana. Invited talk at VIII Seminario Iberoamericano – SEREA Influencia sobre el Cambio Climático, la eficiencia energética, de operaciones y Sistemas de Seguridad en el abastecimiento y el drenaje urbano, Lisboa, Portugal.
- Izquierdo, J.; Montalvo, I.; Pérez-García, R.; Alonso, C.D. (2009) “*Sobre ciertas simplificaciones en la simulación de transitorios hidráulicos*”, IX SEREA’09 Planificación, proyecto y operación de redes de abastecimiento de agua, Valencia, España.
- Kotina, R., Maturana, F.P., Carnahan, D. (2006) Multi-agent control system for a municipal water system. *Proceedings of the 5th WSEAS International Conference on Artificial Intelligence, Knowledge Engineering and Data Bases*, Madrid, Spain, 464-469.
- Lee, R.S.T. (2006) *Fuzzy-Neuro Approach to Agent Applications: From the AI Perspective to Modern Ontology*. Springer-Verlag.
- von Riemann, B. (1869) *Partielle Differentialgleichungen*. Ed. Braunwenschweig.

ANÁLISE DA HIDRODINÂMICA DO ESCOAMENTO EM COMPONENTES DE INSTALAÇÕES DE ADUÇÃO

Ana L. Pereira¹; Helena M. Ramos²

Resumo – Os sistemas de adução sob pressão incluem, condutas de eixo rectilíneo ligadas por acessórios, válvulas de controlo de caudal ou de pressão, máquinas hidráulicas e dispositivos de protecção.

A complexidade associada aos padrões da hidrodinâmica do escoamento em acessórios e válvulas e a consequente falta de desenvolvimentos e análises teóricas que os traduzam, constitui a principal motivação ao desenvolvimento deste estudo.

Da passagem do escoamento pelos acessórios e válvulas resultam perdas de carga, consequência do trajecto sinuoso a que este é obrigado e que lhe confere resistência. O aumento destas perdas traduz-se no aumento da altura total de elevação requerida às bombas ou na perda de energia disponível, aumentando o consumo de energia nos sistemas adutores. Neste trabalho, analisa-se a hidrodinâmica do escoamento em acessórios e válvulas, sob determinadas condições de regime permanente. Para determinados caudais e pressões, diferentes geometrias e valores da percentagem de abertura em válvulas, analisam-se zonas de separação do escoamento e respectiva turbulência associada, determinam-se distribuições de pressão e velocidade ao longo de superfícies e trechos de instalações de adução. A análise descrita é realizada com recurso a simulações computacionais num modelo CFD de aplicação na engenharia.

Abstract – The conveyance pressure systems includes straight pipes connected by fittings, flow control valves or pressure control valves, hydraulic machinery and protection devices.

The complexity related to the hydrodynamic patterns of the flow in fittings and valves, and the resulting lack of theoretical developments and analysis to explain it, is the most important reason to develop this study.

In consequence of the flow passage by the fittings and valves the result is hydraulic losses, related with the tortuous path at which the flow is obliged and that impute resistance on the flow. As long as those losses increase the total elevation height required to the pumps or the loss of available energy increases as well, which lead to the enlargement of the costs related to the energy consumption of the conveyance systems. This work analyses the flow hydrodynamics in a 90° bend, sudden contraction and expansion, and in flow control valves, under certain conditions of steady-state flow regime. Setting the flow, pressure, geometry and percentage of valve opening allows the analysis of separated flow zones and their turbulence, determining pressure and velocity distributions along conveyance systems surfaces and stretches. For the described analysis the computational simulation in a CFD model with application engineering was used.

Palavras chave: acessórios, válvulas de controlo de caudal, hidrodinâmica do escoamento, perdas de carga, turbulência.

Keywords: fittings, flow control valves, hydrodynamics, hydraulic losses, turbulence.

¹ Aluna do mestrado integrado em engenharia civil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: cardper@gmail.com.

² Professora do DECivil – Instituto Superior Técnico – Av. Rovisco Pais, 1049-001 – LISBOA – Portugal – e-mail: helena.ramos@civil.ist.utl.pt

INTRODUÇÃO

Os sistemas hidráulicos de transporte de fluidos, como os de abastecimento de água, as redes de drenagem, os circuitos de centrais termoelectricas, os longos pipelines, os sistemas elevatórios e hidroelectricos, apresentam consumos energéticos ao longo do seu circuito hidráulico, que importa reduzir, através da compreensão da hidrodinâmica do escoamento com vista à procura de novas soluções que incrementem a eficiência hidráulica e energética desses sistemas.

As perdas de energia hidráulica associadas à presença de componentes dos circuitos em instalações hidráulicas implicam muitas vezes ao aumento no consumo de energia por bombagem necessária ao transporte em condições adequadas de funcionamento.

A procura de geometrias que permitam reduzir a resistência que os acessórios induzem ao escoamento, constitui a melhor solução no sentido de melhorar a eficiência hidráulica e energética das instalações.

Percorrer esse caminho implica antes de mais a compreensão da hidrodinâmica do escoamento ao longo de singularidades e equipamentos hidromecânicos como sejam acessórios e válvulas, no sentido de melhorar os perfis de velocidade e as variações de pressão, e assim controlar a carga hidráulica, resultante do trajecto sinuoso a que o escoamento é obrigado, assim como às variações de caudal e pressão provocadas pela operação de válvulas.

METODOLOGIA

O modelo de dinâmica computacional (Computational Fluid Dynamics – CFD), utilizado neste estudo recorre às equações de Navier-Stokes para simular escoamentos laminares e turbulentos. Estas são equações diferenciais que traduzem as leis da conservação da massa, momento e energia para escoamentos de fluidos e permitem obter campos de velocidade e pressão. Estas equações são complementadas por equações de estado dos fluidos, que definem a sua natureza, e por relações empíricas da densidade, viscosidade e condutividade térmica do fluido com a temperatura.

Em seguida apresentam-se as equações de Navier-Stokes, (1), equações diferenciais da quantidade de movimento para um fluido Newtoniano com densidade e viscosidade constantes:

$$\begin{aligned} \rho g_x - \frac{dp}{dx} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) &= \rho \frac{du}{dt} \\ \rho g_y - \frac{dp}{dy} + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) &= \rho \frac{dv}{dt} \\ \rho g_z - \frac{dp}{dz} + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) &= \rho \frac{dw}{dt} \end{aligned} \quad (1)$$

sendo, ρ , a massa volúmica, μ , a viscosidade, u , v e w , as componentes da velocidade de cada partícula do fluido em movimento, em função das coordenadas quando se considera um instante, t , determinado. O conjunto destas velocidades constitui um campo de vectores.

Este modelo possibilita a análise tanto de escoamentos laminares como de turbulentos. Os escoamentos laminares ocorrem para baixos valores do número de Reynolds dado pela equação (2), que para valores superiores a 4000 está-se já na presença de escoamentos turbulentos:

$$R_e = \frac{\rho U D}{\mu} \quad (2)$$

sendo, ρ (kg/m^3), a massa volúmica, U (m/s), a velocidade média, μ ($kgm^{-1}s^{-1}$), a viscosidade dinâmica do fluido e D (m), o diâmetro da conduta.

Quando o escoamento é do tipo turbulento as variáveis apresentam em cada instante flutuações aleatórias.

A grande maioria dos escoamentos que se encontram nas instalações hidráulicas são turbulentos, e o modelo CFD utilizado permite a simulação deste tipo de escoamento. Na análise dos escoamentos turbulentos, este modelo, recorrendo às equações de Navier-Stokes, considerando as ondas médias de Favre, nas quais os efeitos médios da turbulência no tempo causados nos parâmetros de escoamento também são considerados, assim como os fenómenos de larga escala, dependentes do tempo, são igualmente tidos em conta de forma directa. No decorrer deste procedimento, outros termos, como as tensões de Reynolds surgem nas equações para as quais devem ser fornecidas informações adicionais. Para completar este sistema de equações, o modelo CFD utiliza equações de transporte para a energia cinética turbulenta e a sua taxa de dissipação, dando origem ao chamado modelo $\kappa - \epsilon$.

O modelo CFD utiliza um sistema de equações para descrever os regimes de escoamento, possibilitando a análise da transição entre regime laminar para turbulento e vice versa. Cada problema a resolver é especificado pela definição da sua geometria e das condições iniciais e de fronteira.

ANÁLISE DE RESULTADOS

Análise do escoamento em curva

Para o desenvolvimento desta análise é necessária a construção geométrica, em 3D, da componente curva, especificando-se o respectivo diâmetro e o raio de curvatura. Em seguida associam-se à mesma duas condutas, a montante e a jusante respectivamente.

As condições de fronteira definem-se nas secções das condutas, tendo-se considerado um caudal na secção de montante e uma pressão na secção de jusante. Com base nestes dados procede-se à simulação do escoamento hidrodinâmico em curvas para determinadas condições de regime de escoamento.

Nesta simulação os cálculos foram obtidos para uma malha inicial (com os parâmetros result resolution level, $rrl = 3$, minimum gap size, $mgs = 0.065m$), tendo em conta o diâmetro da curva e da conduta, e a espessura mínima das paredes de 0.005mm.

O modelo CFD utilizado nesta análise hidrodinâmica 3D permite calcular em pontos, superfícies e volumes, o valor da carga hidráulica total que no modelo é designada por pressão total e que é dado pela expressão (3):

$$p_o = p + \frac{U^2 \gamma}{2g} \quad (3)$$

sendo, $p_o(N/m^2)$, a pressão total, $p(N/m^2)$, a pressão estática, $\gamma(N/m^3)$, o peso volúmico do fluido, $g(ms^{-2})$, a aceleração da gravidade e $U(m/s)$ a velocidade média do escoamento.

No sentido de se proceder ao cálculo da dissipação da energia mecânica total do escoamento num componente do sistema, $\Delta H(m)$, pode-se recorrer à equação (3):

$$\Delta H = \frac{P_{0i} - P_{0o}}{\gamma} \quad (3)$$

sendo, $p_{0i}(N/m^2)$, a pressão total a montante do elemento e, $p_{0o}(N/m^2)$, a pressão total a jusante do mesmo, determinadas pelo modelo de simulação.

O coeficiente de perda de carga localizada em cada singularidade, $K(-)$, pode ser determinado por recurso à equação (4).

$$K = \frac{\Delta H \cdot 2 \cdot g}{U^2} \quad (4)$$

Para analisar a hidrodinâmica do escoamento num elemento tipo curva, recorre-se à capacidade do modelo CFD para apresentar distribuições de pressão e velocidade em superfícies que resultem do corte por planos das componentes geométricas analisadas.

A Figura 1 apresenta a distribuição das pressões numa secção transversal da curva, complementada com a distribuição da velocidade representada vectorialmente. Esta figura permite concluir que a perturbação provocada por uma curva no escoamento, de que resulta uma certa perda de carga, é devida a um diferencial de pressão entre o extradorso e o intradorso da curva e corresponde igualmente a um diferencial de velocidades. A distribuição vectorial das velocidades permite concluir que nesta secção o escoamento apresenta um duplo vórtice, que induz a dissipação de energia em curvas.

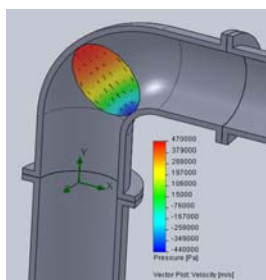


Figura 1. Distribuição das pressões e velocidades numa secção transversal de uma curva.

Na Figura 2 apresenta-se a distribuição das pressões e velocidades, assim como o andamento das linhas de corrente, num plano longitudinal a uma curva. A mesma permite verificar no extradorso da curva um aumento da pressão e menores velocidades, que conduzem à separação do escoamento, e o fenómeno contrário no intradorso, o que evidencia que longitudinalmente o

escoamento apresenta características de irrotacionalidade sem a presença de vorticidade. A análise das linhas de corrente, permite concluir que ocorre separação do escoamento a jusante do intradorso da curva, com redução da velocidade.

O modelo CFD permite determinar ao longo de trechos lineares das componentes geométricas a variação de parâmetros característicos do escoamento, tais como pressão e velocidade. Pelo que se procede ao traçado dos perfis de velocidade e da variação da pressão, ao longo das secções transversais indicadas na Figura 2 (figura da direita - contadas a partir do extradorso da curva)) imediatamente a montante e a jusante da curva, a fim de se analisar o comportamento hidrodinâmico do escoamento.

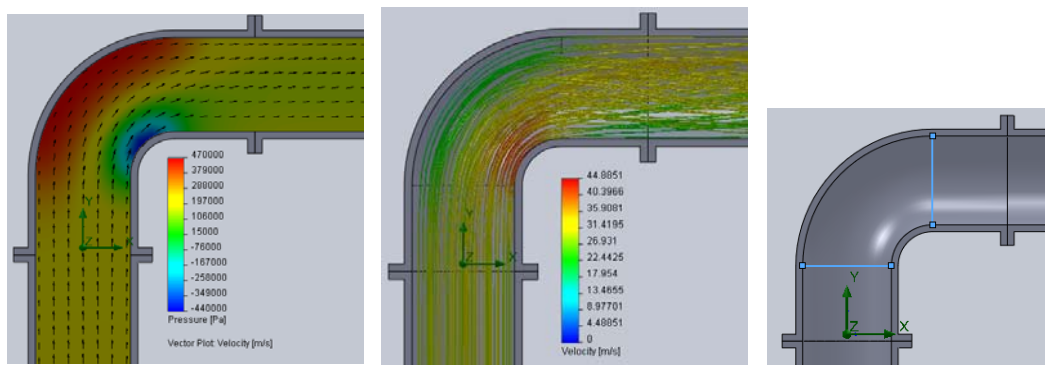


Figura 2: Distribuição das pressões e velocidades, andamento das linhas de corrente, num plano longitudinal à curva e trechos para análise.

No Gráfico 1, os perfis de velocidade e a variação de pressão encontram-se adimensionalizados, sendo, $v = V/U$, com, $U(m/s)$, a velocidade média na secção inicial ou de referência e, $p = P/P_0$, com, $p_0(Pa)$, a pressão na mesma secção de referência. O trecho de montante desenvolve-se no sentido do eixo x e tem origem no extradorso da curva, enquanto o trecho de jusante tem origem no intradorso e desenvolve-se no sentido do eixo y.

Por observação dos perfis de velocidade do gráfico 1 conclui-se que se está na presença de escoamento turbulento em ambas as secções, pois a diferença entre velocidades médias e máximas não é significativa, verificando-se alguma uniformidade nos seus valores.

Analisando o perfil de velocidades no trecho de montante identifica-se a perturbação no escoamento, induzida pela curva, através do aumento de velocidade no intradorso da mesma.

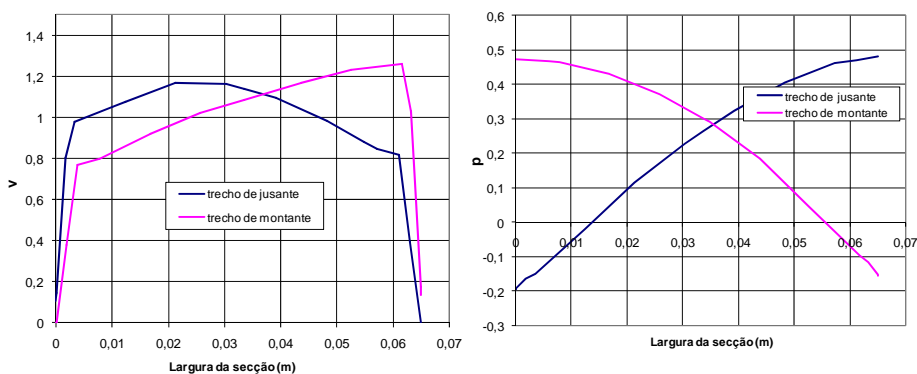


Gráfico 1. Perfis de velocidade e variação de pressão, nas secções imediatamente a montante e a jusante da curva a 90°.

Análise do escoamento num alargamento brusco

O alargamento brusco em causa permite a passagem duma conduta de diâmetro D_1 , para uma outra de diâmetro $D_2 = 3D_1$.

Nas secções de montante e de jusante definem-se as condições de fronteira, onde é imposto um caudal na secção de montante e uma pressão na secção de jusante. Nestas condições procede-se à simulação do escoamento no alargamento brusco, para determinadas condições de escoamento. Esta simulação foi efectuada para uma malha de cálculo com o nível de resolução elevado e uma determinada espessura das paredes.

Para o cálculo da perda de carga no alargamento recorre-se à equação (4), equação de Borda:

$$\Delta H = \frac{(U_1 - U_2)^2}{2 \cdot g} \quad (4)$$

sendo U_1 (m/s), a velocidade média na conduta de menor diâmetro ou de referência e U_2 (m/s), a velocidade média na conduta mais larga.

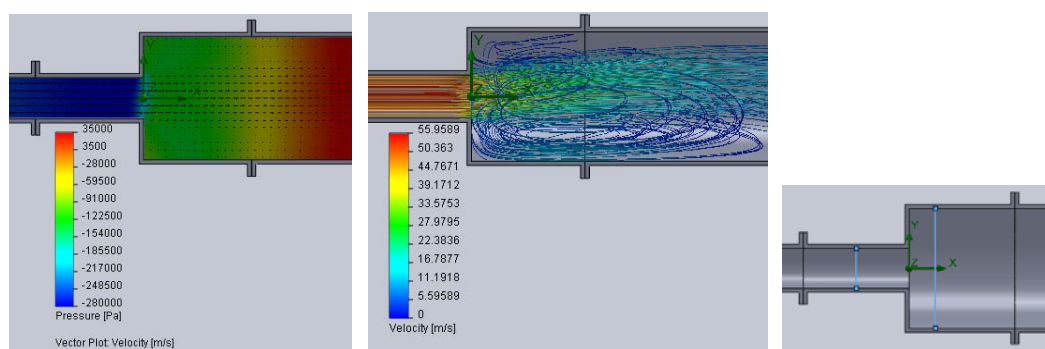


Figura 3. Distribuição das pressões e velocidades, configuração das linhas de corrente, num plano longitudinal à curva e trechos para o cálculo.

A distribuição de pressões e velocidades obtida pela simulação de um modelo CFD representada na Figura 3, permite observar que a montante do alargamento, onde se têm as maiores velocidades, a pressão apresenta valores reduzidos, enquanto que na conduta de maior diâmetro, onde se verificam as menores velocidades, as pressões apresentam valores crescentes para jusante, mesmo com a ocorrência de zonas de separação acompanhadas da existência de vorticidade. A jusante do alargamento e próximo do exterior da conduta, observa-se a ocorrência de vórtices com efeito dissipativo significativo.

No Gráfico 2 procede-se ao traçado dos perfis de velocidade e da variação da pressão ao longo dos trechos transversais localizados imediatamente a montante e a jusante do alargamento (contados a partir da parte superior da conduta), conforme representado na Figura 3 e ao longo do eixo da conduta. As variáveis velocidade e pressão encontram-se adimensionalizadas, respectivamente com a velocidade média e com a pressão medidas na secção inicial da conduta de menor diâmetro, secção condicionante do escoamento. Ambos os trechos de montante e de jusante desenvolvem-se no sentido do eixo y com origem na parte inferior da conduta.

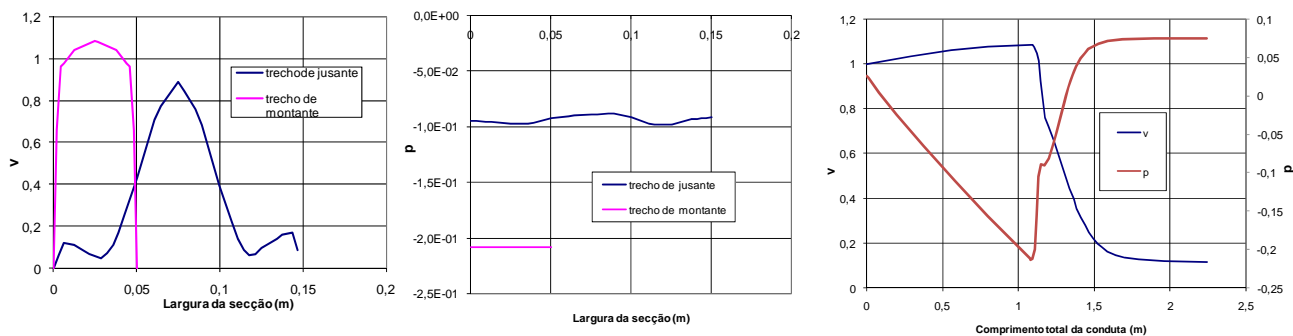


Gráfico 2. Perfis da velocidade e variação da pressão, ao longo de trechos a montante e a jusante do alargamento e ao longo do eixo da conduta.

Observa-se no trecho de jusante, de maior largura, uma diminuição da velocidade mais notória na periferia do mesmo, acompanhada por uma redução da pressão. Conclui-se assim, de acordo com as linhas de corrente da Figura 3, que na zona junto às paredes da conduta se está na presença de um escoamento rotacional com significativas zonas de separação do escoamento, dando origem a um aumento da turbulência, com formação de vórtices induzindo uma representativa perda de carga no alargamento.

Análise do escoamento num estreitamento brusco

Esta análise inicia-se pela construção geométrica em 3D de um estreitamento brusco, no qual os diâmetros das condutas de maior e menor secção apresentam a relação de 1/3.

Definidas as secções da conduta para impor as condições de fronteira, considera-se um caudal na secção de montante e a jusante impõe-se uma dada pressão. Assim procede-se à simulação da hidrodinâmica do escoamento 3D num estreitamento.

Nesta simulação os cálculos foram realizados para uma malha inicial de resolução elevada, com pequenos espaçamentos tendo em conta o menor diâmetro da conduta e a espessuras das paredes adequadas ao exemplo analisado.

Recorrendo ao modelo CFD pode-se calcular a pressão total a montante, $p_{0i}(N/m^2)$, e a jusante do estreitamento, $p_{0o}(N/m^2)$.

Com o objectivo de analisar a hidrodinâmica do escoamento num estreitamento, recorre-se à distribuição da pressão e da velocidade num plano longitudinal à conduta conforme representado na Figura 4.

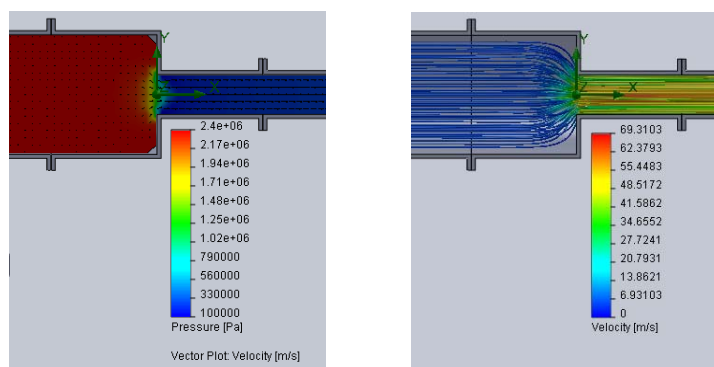


Figura 4. Distribuição das pressões e velocidades, num plano longitudinal ao estreitamento.

Verifica-se que a distribuição de pressões varia inversamente à velocidade, característica da irrotacionalidade do escoamento na vizinhança da singularidade. O mesmo é evidenciado através do Gráfico 3, onde se analisa a variação da velocidade e da pressão transversalmente ao longo do eixo da conduta. A variação transversal da pressão e da velocidade representada no Gráfico 3 é relativa à secção do estreitamento, sendo que o eixo das abcissas do mesmo gráfico se desenvolve segundo o eixo y da Figura 4 e tem origem na parte superior dessa secção. Ainda no Gráfico 3, observa-se que na periferia da secção do estreitamento a velocidade é superior, de acordo com a configuração, nessa secção, das linhas de corrente da Figura 4. O Gráfico 3 evidencia a tendência de irrotacionalidade de escoamento num estreitamento.

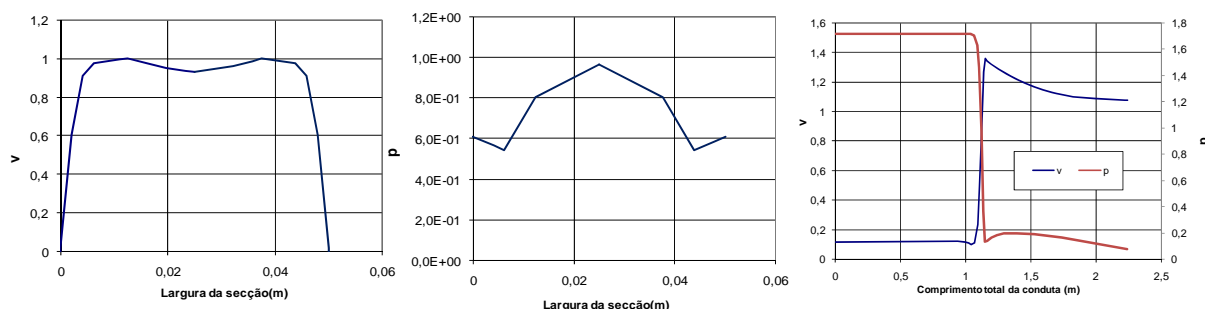


Gráfico 3: Perfis da velocidade e variação da pressão no trecho do estreitamento e ao longo do eixo da conduta.

Análise do escoamento numa válvula esférica

Construído o modelo geométrico 3D duma válvula esférica, associam-se condutas a montante e a jusante da mesma, para permitir uma análise em relação à estabilidade do escoamento à entrada e à saída da válvula.

Simula-se o escoamento na válvula, para dois ângulos de abertura diferentes, sob condições de regime permanente com uma condição de fronteira na secção de montante dada pelo caudal, e na secção de jusante dada pela pressão. Adoptam-se parâmetros para a malha semelhantes aos referidos anteriormente. A primeira simulação é efectuada para uma abertura de 70°. Como se observa no corte transversal à válvula da Figura 5, de modo a poder-se analisar o escoamento na proximidade dos cortes em filete de pequeno raio aplicados ao obturador da válvula atribui-se à malha inicial o parâmetro de espessura da parede.

A distribuição de pressões e velocidades obtida a partir do modelo CFD permite observar o que acontece a montante da válvula e que é semelhante a um estreitamento, e que a jusante da mesma o escoamento apresenta um comportamento semelhante ao analisado no alargamento com anisotropia da distribuição de velocidades. Tanto a Figura 5 como o Gráfico 4, permitem analisar o comportamento do escoamento a montante da válvula, no interior do obturador e a jusante da mesma.

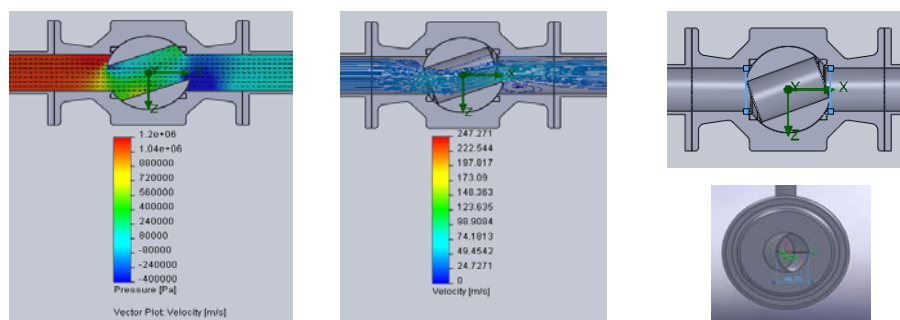


Figura 5. Distribuição de pressões e velocidades, configuração das linhas de corrente, num plano longitudinal à válvula, passagem do escoamento, para a abertura de 70° e trechos para análise.

Traçam-se os perfis da velocidade e a variação da pressão no Gráfico 4, ao longo dos trechos transversais ao eixo da conduta, posicionados imediatamente a montante e a jusante da válvula, conforme a Figura 5, e ao longo do eixo da conduta. No Gráfico 4, ambos os trechos de montante e jusante desenvolvem-se no sentido do eixo z, conforme referenciado na Figura 5 e têm origem na parte superior da conduta.

Por análise detalhada, verifica-se uma variação da velocidade ao longo de ambos os trechos acompanhada de variação de pressão, concluindo-se que ao longo destes trechos o escoamento apresenta características de rotacionalidade em algumas zonas. Esta conclusão é reforçada, para o trecho de jusante por observação das linhas de corrente na Figura 5, onde é visível a turbulência na zona de separação do escoamento, correspondente ao final do trecho onde as velocidades são menores, induzida pela expansão da veia líquida com zonas de separação, que é a principal origem da perda de carga num alargamento.

A variação da pressão e da velocidade ao longo do eixo da conduta mostra que o escoamento se mantém com algumas características de irrotacionalidade ao longo do mesmo eixo, para este ângulo de abertura. Permite ainda verificar que a perda de carga não ocorre de forma localizada na secção da válvula, em vez disso, esta desenvolve-se ao longo da válvula, e que a variação da carga hidráulica, aqui representada pela pressão total, pode até vir a atingir valores negativos, induzindo a ocorrência de cavitação.

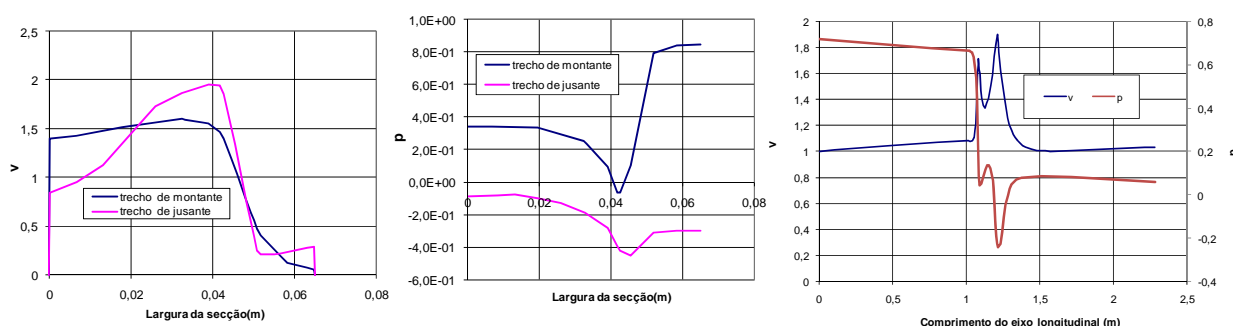


Gráfico 4: Perfis de velocidade e variação da pressão, ao longo de trechos a montante e a jusante da válvula e ao longo do eixo da conduta, para 70° de abertura.

Em seguida desenvolvem-se análises para uma abertura de 45°, a que corresponde uma passagem para o escoamento com menor comprimento, sendo necessário considerar uma malha mais apertada.

O comportamento do escoamento já analisado para a abertura de 70° apresenta alguma semelhança com esta nova abertura de 45°, conforme Figura 6, mas com maior significância

na de menor abertura. A secção contraída do escoamento, a montante da válvula, é agora menor provocando uma maior convergência das linhas de corrente dando origem a uma zona de separação a montante onde se observa alguma turbulência e ponto de estagnação na zona mais afastada da abertura. A jusante a divergência da trajectória do escoamento é bastante elevada, e por isso é maior a zona de separação do escoamento onde ocorre macro vorticidade, assim como no interior da válvula, responsável por grande parte da perda de carga na válvula.

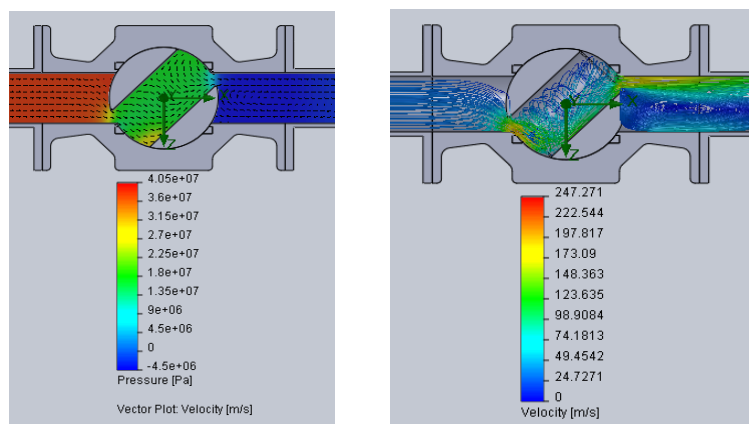


Figura 3. Distribuição das pressões e velocidades e configuração das linhas de corrente, para a abertura de 45°, num plano longitudinal à curva.

O Gráfico 5 apresenta o traçado dos perfis de velocidade e a variação de pressão, ao longo de trechos imediatamente a montante e a jusante da válvula. Igualmente para esta abertura, verifica-se que o escoamento é rotacional a jusante da válvula. Devido ao menor grau de abertura da válvula, a resistência ao escoamento verifica-se fundamentalmente no interior da válvula e a jusante da mesma, onde é mais visível a zona de separação do escoamento, com divergência das linhas de corrente, dando origem à formação de macro vorticidade. Contudo devido à convergência das trajectórias de escoamento a montante, o escoamento apresenta características de irrotacionalidade tal como acontece num estreitamento.

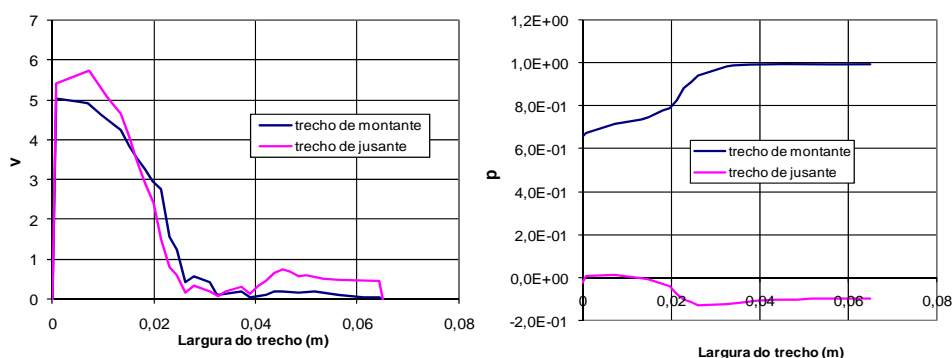


Gráfico 5. Perfis da velocidade e variação da pressão, ao longo de trechos a montante e a jusante do alargamento.

Análise do escoamento numa válvula globo

O modelo geométrico 3D construído para a válvula globo está ligado a duas tubagens de eixo rectilíneo com o mesmo diâmetro e com um dado comprimento, por forma a ser possível a análise da estabilidade do escoamento na zona de aproximação da válvula.

Simula-se o escoamento na válvula, sob condições de regime permanente, considerando condições de fronteira a montante dadas através do caudal e a jusante através da pressão. Procede-se à simulação para uma abertura da válvula correspondente a aproximadamente metade do diâmetro da mesma, exigindo, assim, condições especiais na construção da malha de cálculo, de modo a conseguirem-se resultados com alguma precisão.

Com o objectivo de analisar a resposta do escoamento ao percurso sinuoso a que este é obrigado numa válvula globo, obtêm-se a distribuição de pressões e velocidades num plano longitudinal à válvula, conforme representado na Figura 7. Através dessa figura pode-se concluir que a secção de escoamento contraída a jusante da válvula induz uma zona de separação com divergência das linhas de corrente onde está associada elevada turbulência.

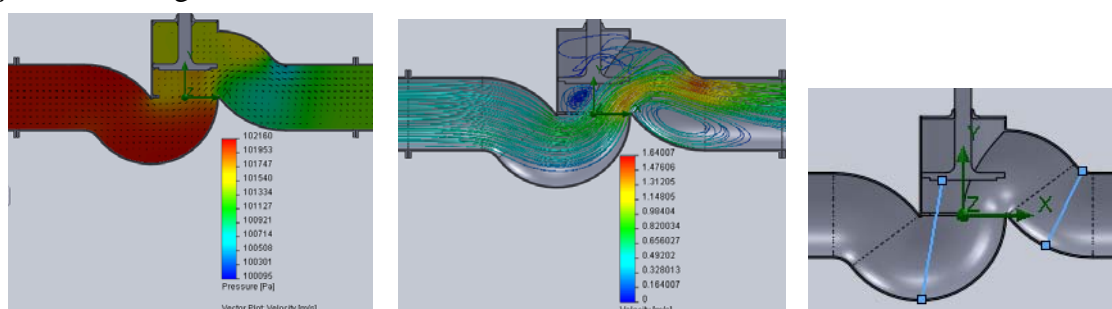


Figura 7. Distribuição das pressões e velocidades, configuração das linhas de corrente, num plano longitudinal à válvula e trechos para análise.

Para analisar a dinâmica do escoamento na zona da válvula globo apresentam-se no Gráfico 6 os perfis de velocidade e da variação de pressão, ao longo dos trechos posicionados a montante e a jusante da secção contraída de escoamento provocada pela válvula, e que se representam na Figura 7. No Gráfico 6, o trecho de montante tem origem na soleira e termina no obturador da válvula e o trecho de jusante tem origem no extradorso e termina no intradorso da conduta, segundo a direcção y. O perfil de velocidades no trecho de jusante apresenta um rápido aumento da velocidade, que se deve à concavidade da fronteira exterior da válvula, a que se segue uma rápida redução da velocidade, explicada pela ocorrência da zona de separação do escoamento, com macro vorticidade, visível nas linhas de corrente da Figura 7, com zona de recirculação significativa junto da curvatura do extradorso da conduta à saída da válvula.

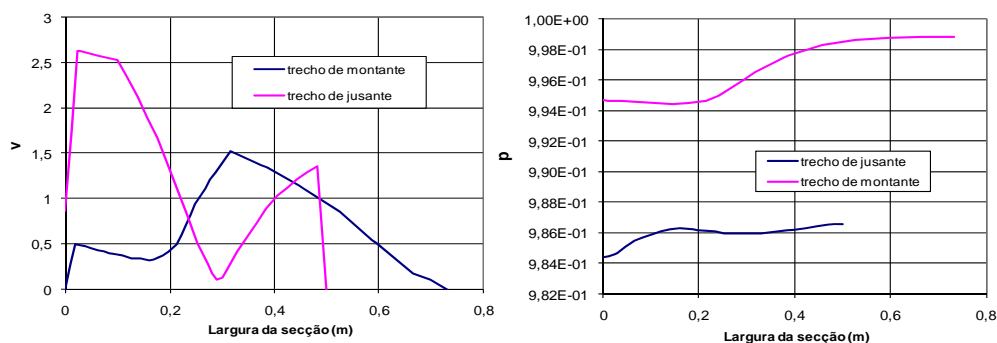


Gráfico 6. Perfis da velocidade e variação da pressão, ao longo dos trechos a montante e a jusante da secção de escoamento contraída resultante da válvula de globo.

Análise do escoamento numa válvula de borboleta

Para as aberturas de 45° e 65°, a secção de escoamento é analisada com malhas de cálculo especificadas em função das suas características e dimensões.

A perda de carga que ocorre nesta válvula deve-se essencialmente à expansão da secção de escoamento que se verifica a jusante do obturador. Na Figura 8 é visível, através das linhas de corrente, uma grande intensidade de turbulência imediatamente a jusante do obturador, em que a velocidade do escoamento se reduz e existe uma zona de separação, onde se podem identificar os vórtices que se desprendem e desintegram dando lugar a uma esteira turbulenta.

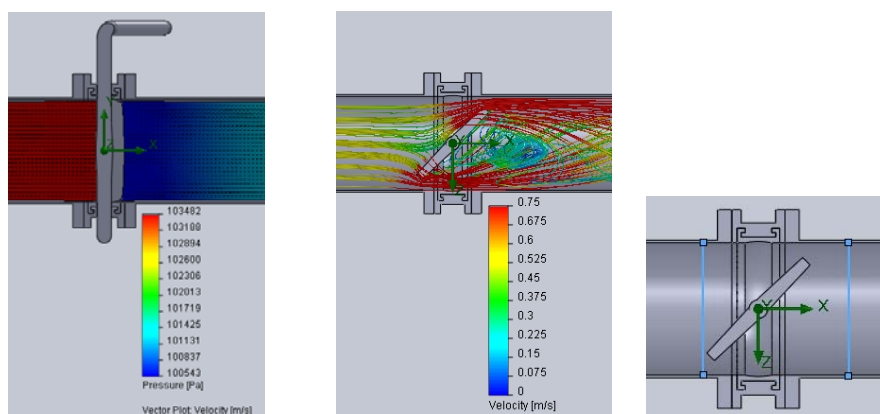


Figura 8. Distribuição das pressões e velocidades, configuração das linhas de corrente, em planos longitudinais à válvula para uma abertura de 45°, e trechos para análise.

Para analisar a relação entre velocidade e pressão em trechos transversais à secção do escoamento, traçam-se os perfis de velocidade e a variação da pressão no Gráfico 7, ao longo dos trechos posicionados a montante e a jusante do obturador, conforme representados na Figura 8. Ambos os trechos desenvolvem-se no sentido do eixo z e têm origem na parte superior da conduta.

Verifica-se que os maiores valores da velocidade ocorrem junto à periferia da secção, uma vez que o obturador limita a passagem do escoamento na zona central da secção onde se localiza a esteira turbulenta do escoamento.

A variação da velocidade e da pressão ao longo do eixo da conduta no Gráfico 7, mostra uma redução da pressão e da velocidade no obturador seguido de aumento, conferindo-lhe características de rotacionalidade.

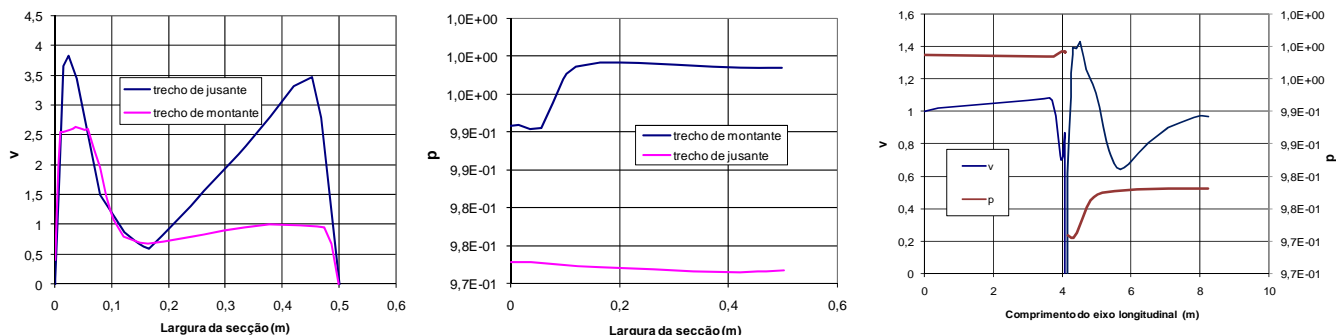


Gráfico 7. Perfis da velocidade e variação da pressão, ao longo dos trechos a montante e a jusante do obturador e ao longo do eixo da conduta, para 45° de abertura.

Na simulação efectuada para uma abertura de 65° da válvula de borboleta, verifica-se o mesmo tipo de resposta hidrodinâmica do escoamento anteriormente analisado para uma abertura de 45°, no entanto, os efeitos ocorrem em menor escala, visto que a válvula com uma maior abertura induz menores tensões tangenciais resistentes à passagem de escoamento (Figura 9 e Gráfico 8).

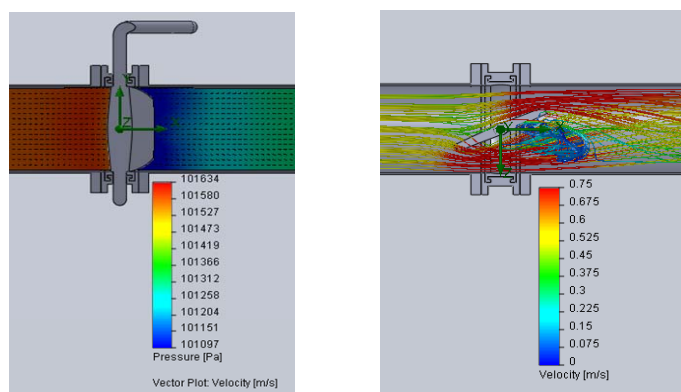


Figura 9. Distribuição das pressões e velocidades e configuração das linhas de corrente, em planos longitudinais à válvula para uma abertura de 45°.

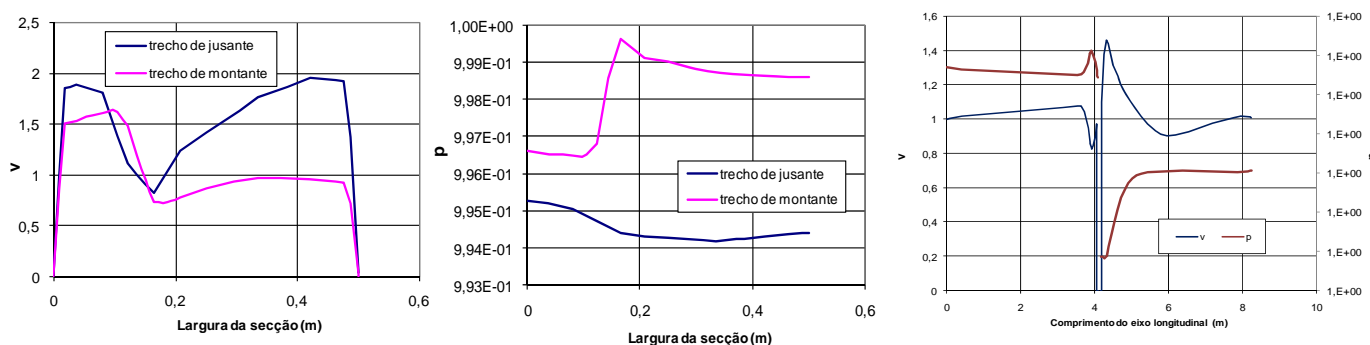


Gráfico 8. Perfis da velocidade e variação da pressão, ao longo dos trechos a montante e a jusante do obturador e ao longo do eixo da conduta, para 45° de abertura.

Análise do escoamento numa válvula de cunha

Adoptando-se condições semelhantes às análises anteriores, verifica-se na Figura 10, que a resposta do escoamento à passagem pela válvula de cunha é idêntica ao que ocorre num alargamento, com a única diferença de que neste caso os vórtices se desenvolvem apenas na zona superior da conduta e não em toda a sua periferia exterior, uma vez que o alargamento da secção ocorre a partir da parte inferior da conduta e não da zona central. A resistência imposta ao escoamento pela válvula de cunha é também semelhante à que ocorreria numa comporta.

Os perfis de velocidade e a variação da pressão no Gráfico 9, são traçados ao longo dos trechos a montante e a jusante da válvula, conforme representado na Figura 10. Ambos os trechos têm origem na soleira da conduta. No mesmo gráfico observa-se no trecho de jusante que o movimento é rapidamente acelerado. Na Figura 10, a redução de velocidade em conjunto com a redução de pressão está associada ao vórtice observado na representação das linhas de corrente, induzido pela secção de escoamento na secção contraída, na zona da válvula.

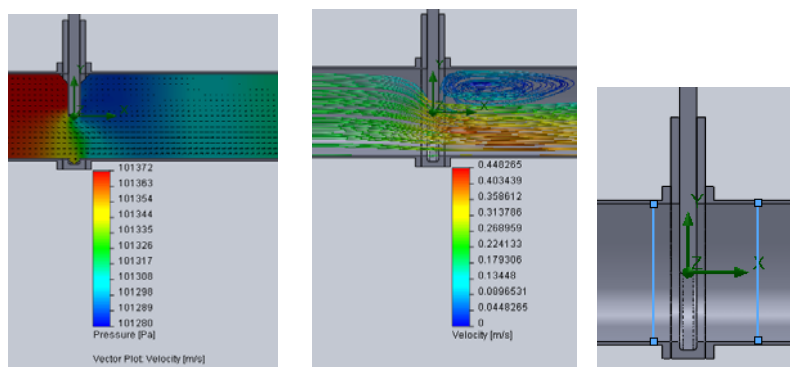


Figura 10: Distribuição das pressões e velocidades, configuração das linhas de corrente, em planos longitudinais à válvula, e trechos para análise.

O escoamento rotacional a jusante da válvula pode ser observado no Gráfico 9 (da direita), relativo à variação da pressão e da velocidade ao longo do eixo da conduta, onde é visível o aumento da pressão e da velocidade a jusante do obturador.

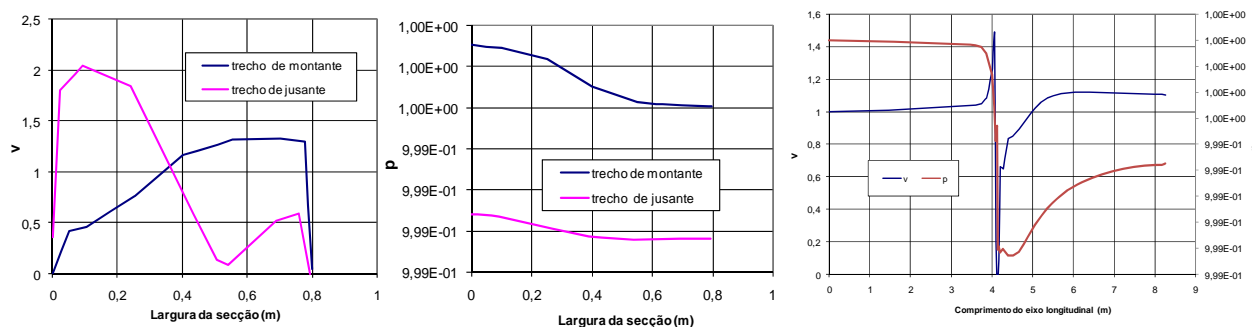


Gráfico 9. Perfis da velocidade e variação da pressão, ao longo dos trechos a montante e a jusante do obturador e ao longo do eixo da conduta, para 45° de abertura.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O escoamento de um líquido real ao longo de qualquer parede implica o desenvolvimento de tensões tangenciais, de que resulta perda de energia. O aparecimento destas tensões deve-se ao elevado gradiente de velocidade junto a uma parede (nos líquidos reais as tensões tangenciais são proporcionais ao gradiente de velocidades) que resulta da desaceleração do escoamento, que aí se verifica. Esta zona, junto à parede, onde é nula a velocidade de escoamento e máximas as tensões tangenciais é chamada camada limite. Quando sob determinadas condições o escoamento dá origem a um crescimento rápido da espessura da camada limite, pode ocorrer a separação da mesma e que tem como resultado as perdas ou dissipação de energia no transporte de líquidos. Este estudo permite concluir que a separação é menor no caso do estreitamento, em que o escoamento é rapidamente acelerado e ocorre uma diminuição da pressão exterior à camada limite, no sentido do escoamento, não havendo portanto um crescimento rápido da camada limite. No estreitamento, a geometria das paredes leva à convergência das linhas de corrente reduzindo a tendência para a separação do escoamento e aumentando a tendência para a irrotacionalidade do mesmo, pelo que a perda de carga que lhes está associada é reduzida.

Conhecendo as desvantagens da separação e da rotacionalidade do escoamento nos sistemas hidráulicos de transporte de fluidos, nomeadamente perdas de energia, vibrações e abaixamento de pressões localizadas podendo ser acompanhadas de ocorrência de cavitação, deve procurar-se conceber os componentes com formas adequadas que reduzam esses efeitos, designadas por formas hidrodinâmicas.

No final deste trabalho concluiu-se essencialmente que o comportamento hidrodinâmico do escoamento é fortemente dependente da geometria das componentes das instalações de adução sendo que, aquelas que aumentem a tendência para a divergência das linhas de corrente são as mais desfavoráveis. Pretende-se ainda prosseguir com a análise da resposta hidrodinâmica de outros tipos de condições de escoamento noutros tipos de acessórios e válvulas, em ligações e bifurcações de condutas, em entradas e saídas de reservatórios, em dispositivos de segurança como válvulas de alívio de pressão, chaminés de equilíbrio, reservatórios de ar comprimido, ventosas e em equipamentos hidromecânicos como bombas e turbinas.

AGRADECIMENTOS

Aos projectos: HYLOW do 7th Framework Programme com o contacto nº 212423 e projectos FCT PTDC/ECM/65731/2006 e PTDC/ECM/68694/2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, A.B.; MARTINS, S.C. (1999). *Controlo Hidráulico – Operacional de Sistemas Adutores*. ISBN 972-97745-4-4. EPAL, Lisboa.

LENCASTRE, A. (1991). *Hidráulica Geral*. Edição do Autor. 2ª Edição Luso – Brasileiro. Lisboa.

QUINTELA, A. (2000). *Hidráulica*. 7ª Edição. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa.

RAMOS, H., (ed) (2000). *Guidelines for Design of Small Hydropower Plants*. ISBN 972-96346-4-5. CEHIDRO, WREAN and DED, Belfast, North Ireland.

BARBOSA, F. (2007). *Simulação numérica 3D do enchimento de compartimentos de reservatórios utilizando o método dos elementos finitos*. USP - São Paulo

GRAPHICS, MENTOR CORPORATION. *FloEFD-Technical Reference*. Version 9.

SITES DA INTERNET

<http://www.valve.asia/products/?gclid=CJy-7IbkzpwCFd0B4wodVAi2Lg>

<http://www.tycoflowcontrol-eu.com/products.asp>

http://www.export.georgfischer.com/go/Products?real_id=2

CALIBRAÇÃO DO SISTEMA AUTOMATIZADO DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA DO LENHS UFPB

Heber Pimentel Gomes¹; Saulo de Tarso Marques Bezerra²; Paulo Sérgio Oliveira de Carvalho¹; Helder Henrique Guedes Guerra¹; Moisés Menezes Salvino¹

Resumo - Os modelos computacionais de simulação de redes de distribuição de água têm sido desenvolvidos desde meados dos anos 60. No entanto, para realizar estudos do comportamento hidráulico de uma rede real, é necessário que esta seja calibrada. Nas duas últimas décadas, várias técnicas de otimização têm sido propostas para a calibração de modelos, com base principalmente em dados de campo de pressão e vazão. O presente trabalho apresenta o resultado da calibração do modelo computacional do sistema de distribuição de água do LENHS UFPB - Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal da Paraíba. A solução de calibração foi obtida através da minimização da discrepância entre os dados de vazão e pressão do modelo desenvolvido e os dados observados em campo para seis cenários. A variável de decisão adotada foi o coeficiente de perda de carga singular K de cada trecho da rede, em virtude da grande quantidade de conexões e acessórios instalados na rede.

Abstract - The computer models of simulation of water distribution network have been developed since middle 60s. However, to do studies of the hydraulic behavior of a real network, it needs to be calibrated. In the last two decades, lots of optimization techniques have been proposed for the calibration of models, based primarily on field data of pressure and flow. This paper presents the calibration results of the computational model of water distribution system LENHS UFPB - Laboratory of Power and Hydraulics Efficiency in Water Supply of Paraíba. The calibration solution was obtained by minimizing the discrepancy between the data of fluid flow and pressure of the developed model and the observed data in the field for six scenarios. The decision variable used was the coefficients of head loss K of each pipe length of the network, given the large number of connections installed on the network.

Palavras chave: rede hidráulica, automação, perda de carga.

Keywords: water distribution network, automation, head loss.

¹ Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS), Cidade Universitária - João Pessoa - PB - Brasil - CEP 58050-900 - Fone: (+55) 83 3216-7037 R.22 - E-mail: heberp@uol.com.br, hguerra88@gmail.com, psergio.pb@globo.com e riei@hotmail.com.

² Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB), João Pessoa, PB, Brasil - E-mail: s.bezerra@yahoo.com.br.

INTRODUÇÃO

Os modelos computacionais de simulação de redes de distribuição de água têm sido desenvolvidos desde meados dos anos 60. O final dos anos 60 e o início dos anos 70 foram um período fértil para o desenvolvimento de muitos algoritmos de análise de rede em várias universidades do mundo (ORMSBEE, 2006). Em 1993, a *U. S. Environmental Protection Agency* lança o EPANET, desenvolvido por Lewis Rossman, que proporcionou aos técnicos do mundo inteiro um software livre e aberto.

A representação da rede hidráulica nos modelos de simulação é realizada através de um sistema de equações, cuja solução é a reprodução aproximada da realidade. Na maioria das vezes, as respostas produzidas por estes modelos não são condizentes com a realidade, tornando-se necessário um ajuste mais preciso dos dados de entrada. Logo, apesar do avanço dos programas de simulação, para se realizar estudos do comportamento hidráulico de uma rede real modelada, é necessário que esta seja calibrada. A calibração do modelo é de vital importância, mas, em muitos casos, é dispensada, pois se apresenta como uma tarefa onerosa e complexa.

Nas duas últimas décadas, várias técnicas de otimização têm sido propostas para a calibração de modelos, com base principalmente em dados de campo de pressão, vazão nos trechos e nível dos reservatórios. WALSKI (1983) e BHAVE (1988) apresentaram um procedimento *ad hoc* que ajustava os parâmetros de entrada com maior imprecisão na modelagem, como as demandas nodais e os coeficientes de rugosidade das redes.

Segundo KAPELAN (2002), SAVIC e WALTERS (1995) foram os primeiros a utilizar algoritmo genético (AG) como técnica de pesquisa para a calibração de redes de distribuição de água. Os pesquisadores aplicaram o modelo em uma rede composta de 242 trechos e 197 nós, sendo está calibrada para três condições, chamadas de cenário com carga mínima, carga máxima e hora de demanda média. Por fim, concluíram que: os AGs eram mais atrativos do que outras ferramentas de pesquisa; a calibração de grandes redes era viável; e é possível adicionar facilmente outros parâmetros na calibração, como por exemplo, demandas nodais, diâmetros dos tubos, parâmetros de qualidade; etc. Em seguinte, inúmeros pesquisadores utilizaram está técnica como método de otimização na busca da minimização do erro entre os parâmetros calculados e observados (TANG et al., 1999; de SCHAETZEN, 2000; VÍTKOVSKÝ et al., 2000; WU, 2006; WU e SAGE, 2006; CHEUNG et al., 2007; etc). Outros algoritmos estão sendo utilizados no processo de busca de melhores resultados (KAPELAN et al., 2007; KOPPEL e VASSILJEV, 2009; etc.). KAPELAN *et al.* (2007) utilizaram o algoritmo de otimização global *Shuffled Complex Evolution Metropolis* (SCEM-UA) acoplado ao EPANET. A metodologia foi testada no caso de estudo da literatura Anytown. KOPPEL e VASSILJEV (2009) demonstraram que o algoritmo *Levenberg-Marquardt* pode dar bons resultados quando os parâmetros calibrados são selecionados corretamente.

Diversos trabalhos têm abordado a calibração considerando ou buscando as perdas de água nas redes hidráulicas (TANG et al., 1999; VÍTKOVSKÝ et al., 2000; WU e SAGE, 2006; SOARES, 2007; etc.). SOARES *et al.* (2004) apresentaram um estudo que avaliou as perdas por vazamentos para uma rede de Mato Grosso do Sul, Brasil. Para tanto, utilizaram um procedimento iterativo de avaliação hidráulica acoplado ao EPANET 2, com vistas à calibração das rugosidades absolutas e dos parâmetros de vazamentos. WU e SAGE (2006) apresentaram um método de otimização, com algoritmos genéticos, para localizar e quantificar as perdas de água através do processo de calibração.

Alguns modelos de calibração são direcionados para estimar os parâmetros cinéticos que influenciam na qualidade da água potável dos sistemas de distribuição de água.

Geralmente, estes modelos são formulados com o objetivo de minimizar o desvio entre as concentrações observadas e simuladas em determinados pontos da rede. WU (2006) apresentou uma metodologia genérica, com algoritmos genéticos, formulada para ajustar os parâmetros de qualidade global da água em sistemas de distribuição de água. CHEUNG *et al.* (2007) também aplicaram AG para a calibração dos parâmetros cinéticos em uma rede hidráulica situada na costa atlântica da França.

O objetivo deste trabalho é apresentar a modelagem e calibração do Sistema Automatizado de Distribuição de Água (SADA) do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS) da Universidade Federal da Paraíba (UFPB). A modelagem foi realizada no simulador hidráulico EPANET 2.00.12 (ROSSMAN, 2008) e a calibração realizada através de um processo iterativo de tentativa e erro.

ESTUDO DE CASO - REDE SADA

O SADA do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS) da Universidade Federal da Paraíba (UFPB) é um modelo físico de um sistema de abastecimento de água automatizado e controlado remotamente através de um Sistema Supervisório de Controle e Aquisição de Dados (SCADA). Por ser um sistema automatizado, ele admite o desenvolvimento de rotinas de controle, simulação e monitoração em tempo real.

A rede de abastecimento possui cerca de 155 metros de comprimento, sendo composta por tubulações de PVC (DN 50 - 140 m e DN 100 - 5 m) e ferro dúctil (DN 100 - 10 m). O sistema possui 6 (seis) saídas principais de água, além de um simulador de vazamentos dotado de 10 (dez) saídas de água (orifícios). Todas as saídas são controladas por registros (manuais) e válvulas solenóides. A rede pode ser alimentada por um reservatório elevado (15 m³) ou diretamente por um sistema de bombeamento, a Figura 1 apresenta um esquema da rede hidráulica do SADA em 3D.

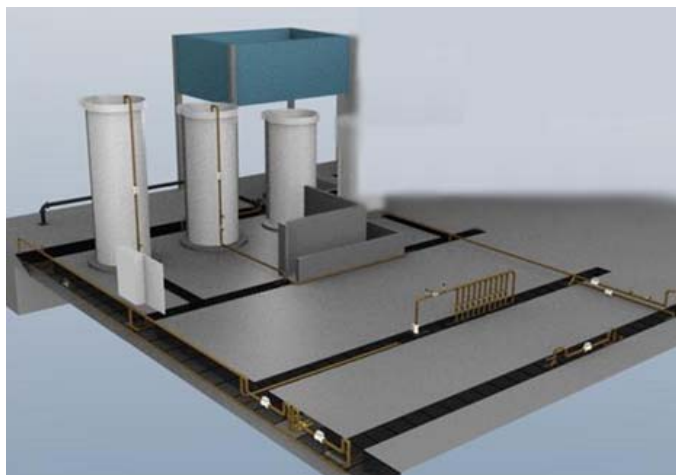


Figura 1 - Esquema da rede hidráulica do SADA em 3D

O SADA está instrumentalizado em vários pontos, os instrumentos/equipamentos são: 11 medidores de vazão eletromagnéticos, 1 medidor de vazão ultra-sônico, 14 transdutores de pressão, 16 válvulas solenóides, 2 válvulas proporcionais, 1 válvula de controle multifuncional, 2 medidores de nível ultrassônico.

O sistema de bombeamento é composto de três conjuntos motor-bomba em paralelo, sendo um de 5 CV, com motor de alto rendimento, e dois de 15 CV, sendo um com motor de alto rendimento e outro com motor convencional (*standard*). A bomba de 5 CV impulsiona a água diretamente para a rede do SADA, enquanto que as duas de 15 CV recalcam a água do reservatório inferior para o reservatório elevado de 15 m³. Através de manobras de registros, as três bombas podem funcionar, simultaneamente, alimentando a rede hidráulica automatizada. A vazão e a altura manométrica total (AMT) da bomba de 5 CV são, respectivamente, de 50 m³/h e 17 mca, enquanto que as bombas de 15 CV os valores nominais são de 162 m³/h e 17 mca, respectivamente (ver Figura 2).



Figura 2 - Sistema de bombeamento do SADA

O CPL instalado no SADA é do tipo “inteligente”, utiliza microprocessador de última geração, compatível com os instrumentos de medição e controle monitorados e/ou controlados. É composto pelos módulos de fonte de alimentação, de CPU, de entradas e saídas analógicas e digitais. O software original de programação da CPU é em português e permite que alterações possam ser feitas *on-line*, através de um computador.

O *software* supervisorio (Figura 3), através de um sistema SCADA (*Supervisory Control and Data Aquisition*), admite que sejam monitoradas e rastreadas as informações do SADA *on-line*. Tais informações são coletadas através de sensores e/ou equipamentos e, em seguida, manipulados, analisados, armazenados e, posteriormente, apresentados ao usuário.

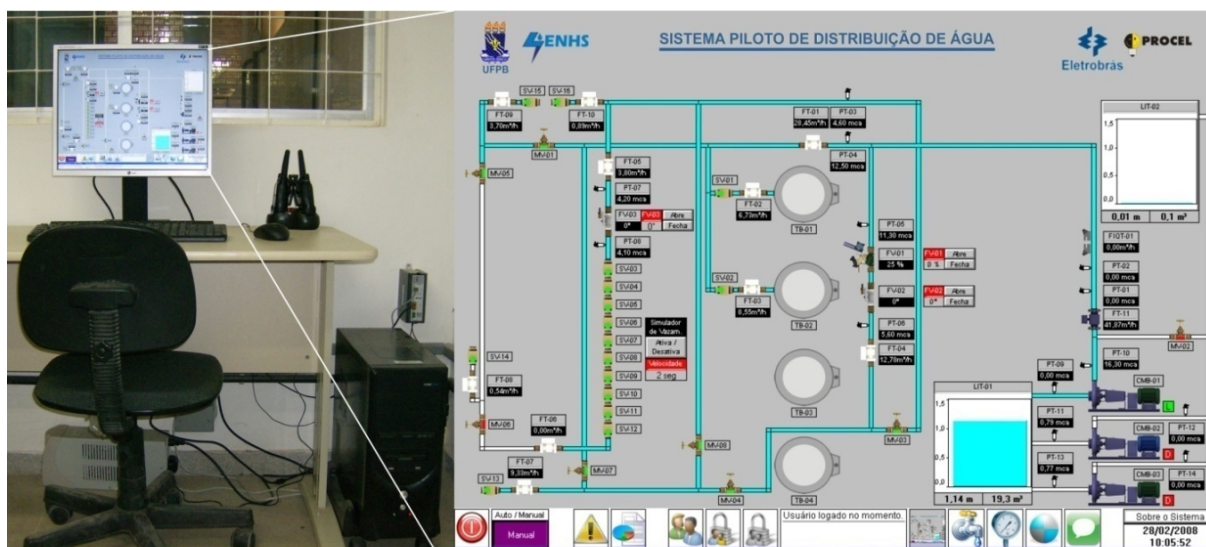


Figura 3 - Tela principal do sistema supervisorio

METODOLOGIA

Atualmente, dentre os simulados utilizados pelos projetistas, segundo BISCOS *et al.* (2003), o EPANET 2 é aceito amplamente como padrão mundial na modelagem hidráulica e de qualidade de água. Desenvolvido pela *Water Supply and Water Resources Division* (Divisão de Abastecimento de Água e Recursos Hídricos) da *U. S. Environmental Protection Agency* (Agência de Proteção Ambiental Americana), o EPANET é um programa de domínio público para simulação hidráulica, estática e dinâmica, de sistemas pressurizados de distribuição de água. O programa foi concebido para ser uma ferramenta de apoio à análise de redes hidráulicas para abastecimento urbano, sistemas de irrigação, de combate a incêndios, etc. O programa permite obter valores de vazão, pressão, nível de água nos reservatórios, concentração de elementos químicos ao longo da rede, etc. Face ao exposto, o EPANET foi o programa utilizado para auxiliar na análise dos parâmetros necessários para o processo de calibração. A Figura 4 apresenta a rede modelada no EPANET 2.00.12.

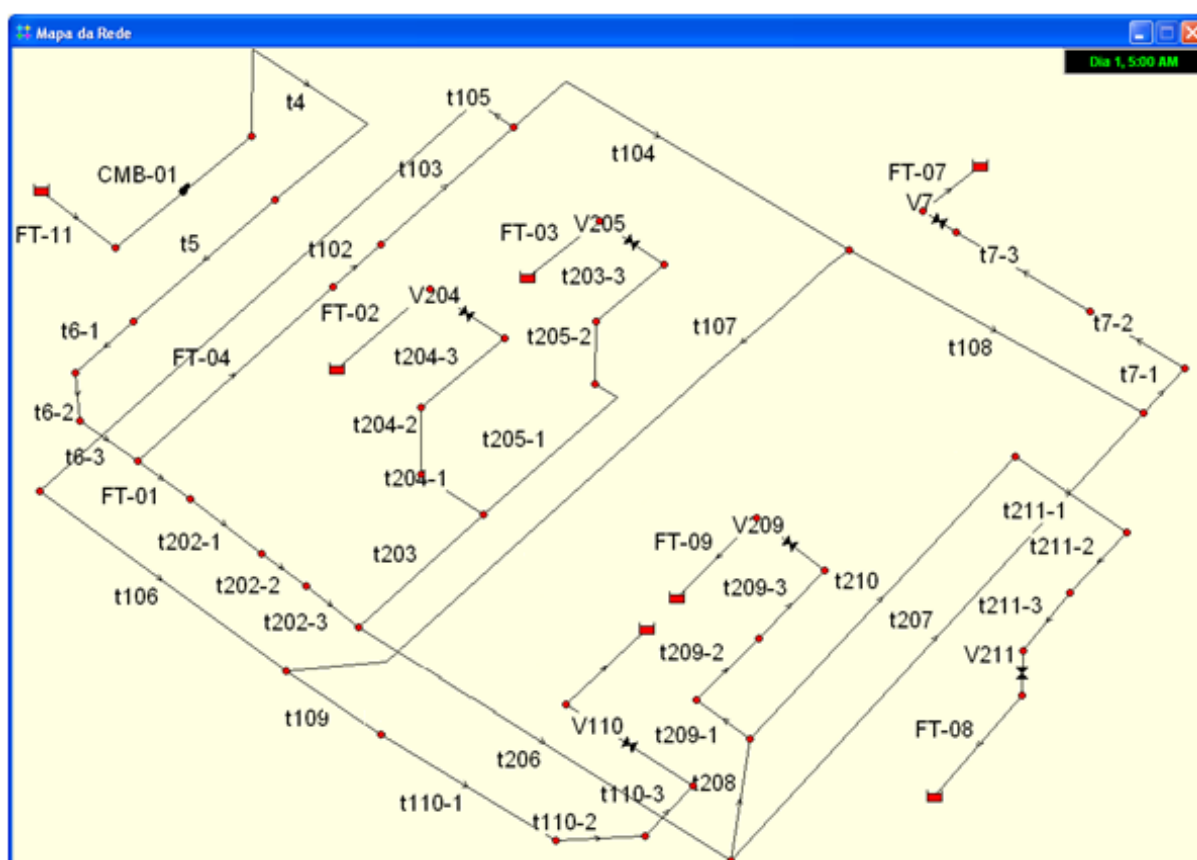


Figura 4 - Rede do LENHS UFPB modelada no EPANET 2.00.12

O método de calibração aplicado é um processo iterativo de tentativa e erro. A calibração do modelo hidráulico do SADA baseia-se na variação do parâmetro coeficiente de perda de carga localizada (K) de cada trecho, ou seja, a variável de decisão não reside no valor único de K para cada acessório, mas no somatório dos coeficientes das singularidades contidas em cada trecho. Esta simplificação será superada posteriormente com a implementação de um algoritmo de otimização.

As variáveis de estado são a vazão e a pressão. Os dados observados (reais) foram obtidos através do SCADA.

O parâmetro K foi escolhido como variável de decisão por diversos fatores, dentre eles:

- + Tubulações novas facilitando a determinação da rugosidade ϵ . Foram adotados valores de rugosidades para os tubos de acordo com as especificações do fabricante.
- + Comprimento pequeno dos tubos, tornando as perdas contínuas pouco expressivas frente às perdas singulares.
- + Grande quantidade e variedade de acessórios hidráulicos (mais de 200 conexões).
- + Vazamentos desprezíveis.

A fim de determinar coeficientes de K condizentes com a situação real da rede, foram definidos 6 (seis) cenários de operação, que foram denominados de *Modos de Operação*. Estes modos de operação foram reproduzidos no sistema SCADA e no EPANET 2.00.12.

A Figura 5 apresenta um esquema do SADA com a disposição dos equipamentos/instrumentos da rede usados na medição dos dados observados. A Tabela 2 apresenta os dados dos trechos da rede, que possui 6 saídas principais de água e cada *Modo de Operação* foi definido em função da combinação de saídas abertas. Estas combinações geram diferentes escoamentos, pois tanto as variáveis de estado, quanto o sentido do fluxo dos trechos são alterados. Cada saída da rede hidráulica possui uma válvula solenóide (SV) e um medidor de vazão eletromagnético (FT), ambos são controlados remotamente. A Tabela 1 apresenta a combinação de saídas abertas para cada Modo de operação. A Figura 6 mostra o sentido do fluxo para cada modo de operação.

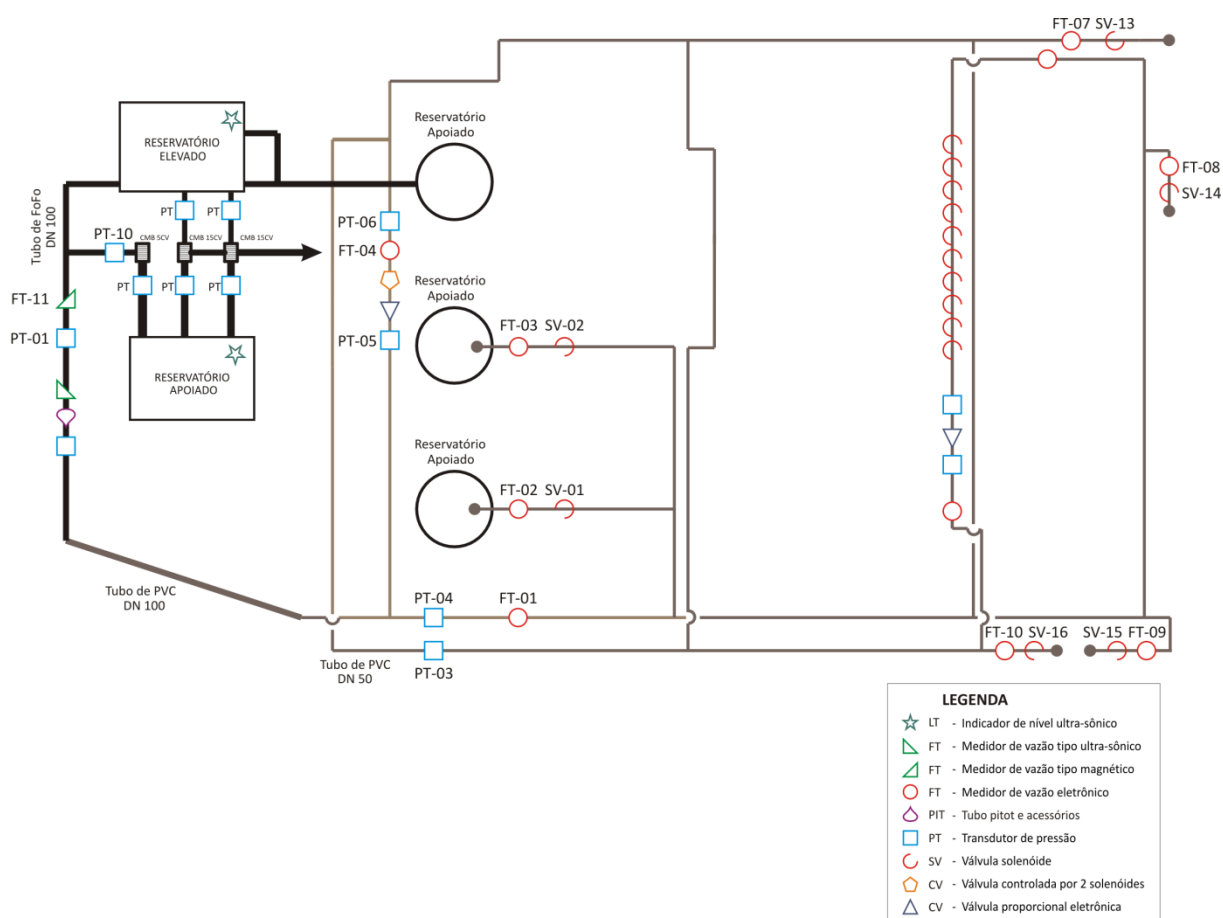


Figura 5 - Esquema do SADA - pontos de amostragem de pressão e vazão

Tabela 1 - Combinação de saídas abertas para cada cenário (modo de operação)

Modo de operação	Válvulas solenóides abertas					
	SV-01	SV-02	SV-13	SV-14	SV-15	SV-16
Mod-0			o			
Mod-1			o			o
Mod-2	o	o				o
Mod-3	o	o	o			
Mod-4	o	o			o	o
Mod-5	o	o	o	o	o	o

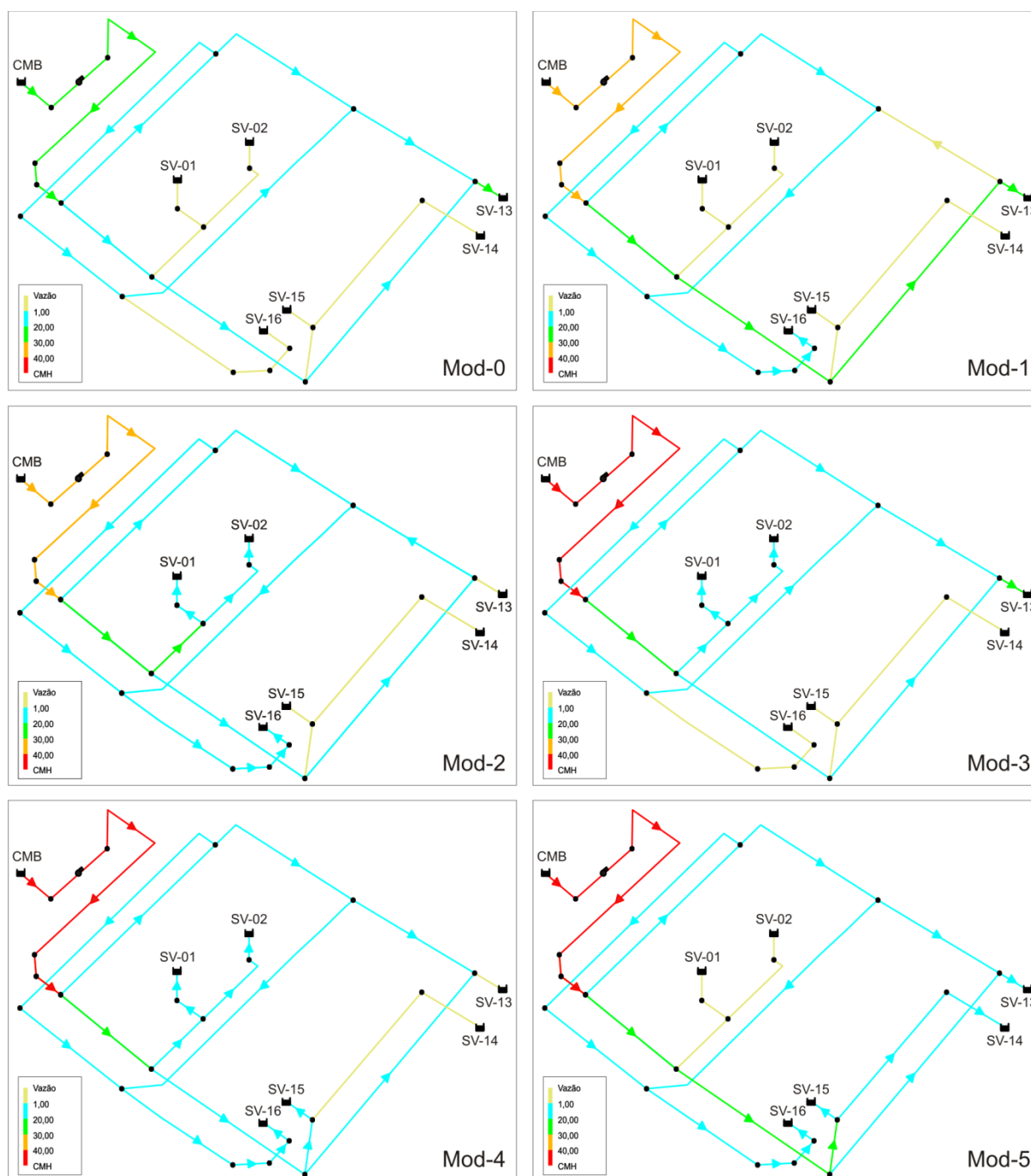


Figura 6 - Sentido do fluxo para cada modo de operação

Tabela 2 - Dados dos trechos da rede hidráulica

ID do Trecho	Comprimento (m)	Material do tubo	Diâmetro Nominal	Diâmetro Interno	Rugosidade (mm)
FT-11	1	FoFo	100	100,0	0,10
t4	2,1	FoFo	100	100,0	0,10
t5	2,7	FoFo	100	100,0	0,10
t6-1	0,4	FoFo	100	100,0	0,10
t6-2	2,7	PVC PBA	100	100,0	0,06
t6-3	0,5	PVC PBA	50	53,4	0,06
t7-1	0,2	PVC PBA	50	53,4	0,06
t7-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t7-3	1	PVC PBA	50	53,4	0,06
FT-04	4,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t102	0,0001	PVC PBA	50	53,4	0,06
t103	1,1	PVC PBA	50	53,4	0,06
t104	5,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t105	10,9	PVC PBA	50	53,4	0,06
t106	4,1	PVC PBA	50	53,4	0,06
t107	9	PVC PBA	50	53,4	0,06
t108	4,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t109	4,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t110-1	0,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t110-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t110-3	1,2	PVC PBA	50	53,4	0,06
t111-1	0,4	PVC PBA	50	53,4	0,06
t111-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t111-3	3,7	PVC PBA	50	53,4	0,06
t112	0,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
FT-01	1,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t202-1	0,2	PVC PBA	50	53,4	0,06
t202-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t202-3	2	PVC PBA	50	53,4	0,06
t203	2,1	PVC PBA	50	53,4	0,06
t204-1	3,3	PVC PBA	50	53,4	0,06
t204-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t204-3	2,4	PVC PBA	50	53,4	0,06
t205-1	4,4	PVC PBA	50	53,4	0,06
t205-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t203-3	1,8	PVC PBA	50	53,4	0,06
t206	4,5	PVC PBA	50	53,4	0,06
t207	7,6	PVC PBA	50	53,4	0,06
t208	2,8	PVC PBA	50	53,4	0,06
t209-1	0,0001	PVC PBA	50	53,4	0,06
t209-2	1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t209-3	1	PVC PBA	50	53,4	0,06
t210	7,2	PVC PBA	50	53,4	0,06
t211-1	0,7	PVC PBA	50	53,4	0,06
t211-2	1,1	PVC soldável	50	44,0	0,06
t211-3	0,4	PVC PBA	50	53,4	0,06
t212-1	0,7	PVC PBA	50	53,4	0,06
t212-2	1,4	PVC soldável	50	44,0	0,06
t212-3	2,9	PVC PBA	50	53,4	0,06

Em decorrência de a calibração ter como parâmetro o coeficiente K, fez-se necessário um levantamento mais detalhado de todos os acessórios hidráulicos instalados na rede. A Tabela 3 apresenta um resumo da quantidade de conexões/acessórios instalados na rede.

Tabela 3 - Quantidade de acessórios instalados no SADA

Singularidade	Quant.	Singularidade	Quant.
Curva 90° - DN100	04	Joelho 45° - DN60	02
Med. Vazão - DN100	01	Joelho 90° - DN60	33
Red. Excêntrica - DN(200-150)	01	Joelho 90° + Redução - DN(60-50)	06
Red. Excêntrica - DN(150-100)	01	Joelho 90° + Aumento - DN(50-60)	05
Registro de Gaveta - DN100	01	Med. Vazão - DN32	09
Registro de Gaveta - DN150	01	Med. Vazão - DN50	01
Tê de Saída Lateral - DN100	01	Redução - DN(60-50)	02
Válvula de Retenção - DN100	01	Redução - DN(100-60)	01
Adaptador FoFo-PVC - DN100	01	Tê - DN50	30
Adaptador Solda-Rosca - DN50	18	Válvula Borboleta - DN50	03
Adaptador Solda-Rosca - DN60	44	Válvula Solenóide - DN50	06
Aumento - DN(50-60)	05	Registro de Gaveta - DN50	10
Curva 90° - DN50	28	Quantidade total =	215

RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados, a seguir, os resultados da calibração do modelo, considerando como critério de análise a comparação entre valores simulados e observados de pressões e vazões, e os valores ajustados das variáveis de decisão. Seis pontos de medição de pressão (PT-10, PT-01, PT-03, PT-04, PT-05, PT-06) e nove pontos de medição de vazão (FT-11, FT-01, FT-04, FT-02, FT-03, FT-07, FT-08, FT-09, FT-10) (ver Figura 5) foram utilizados para aquisição de dados e calibração do modelo.

Após a calibração para diferentes *Modos de Operação*, atingiu-se uma solução que buscou a minimização dos erros observados e simulados dos parâmetros vazão e pressão. Os erros absolutos e relativos, médios e máximos, para cada ponto de monitoramento são apresentados na Tabela 4. O erro absoluto é dado pela diferença, em módulo, entre os valores reais e os valores das variáveis de decisão dos seis modos de operação. O erro relativo foi calculado com base na Equação (1).

$$Erro(\%) = \left| \frac{VDM - VDR}{VDR} \right| \times 100 \quad (1)$$

Onde *VDM* é o valor médio da variável de decisão e o *VDR* é o valor real da respectiva variável de decisão.

Tabela 4 - Erros resultantes da comparação entre valores de pressão e vazão simulados e observados

	Erro absoluto (m ³ /h)		Erro relativo (%)	
	média	máx.	média	máx.
FT-11	0,63	0,90	1,58	2,21
FT-01	2,02	2,80	8,04	9,99
FT-04	0,28	0,70	1,72	4,29
FT-02	0,57	1,78	8,99	37,01
FT-03	0,13	0,56	1,02	4,37
FT-07	0,42	0,90	1,97	3,26
FT-08	0,09	0,56	0,84	5,02
FT-09	0,92	3,83	6,80	27,55
FT-10	0,37	0,94	2,21	5,93

	Erro absoluto (mca)		Erro relativo (%)	
	média	máx.	média	máx.
PT-10	0,48	0,95	2,75	5,19
PT-01	0,29	0,56	1,94	3,56
PT-03	0,32	0,59	5,39	9,11
PT-04	0,88	1,12	6,42	8,26
PT-05	0,51	0,94	4,19	6,27
PT-06	0,27	0,71	3,02	8,52

As Figuras 6 e 7 mostram os valores simulados e observados das vazões e pressões, respectivamente, nos pontos de monitoramento.

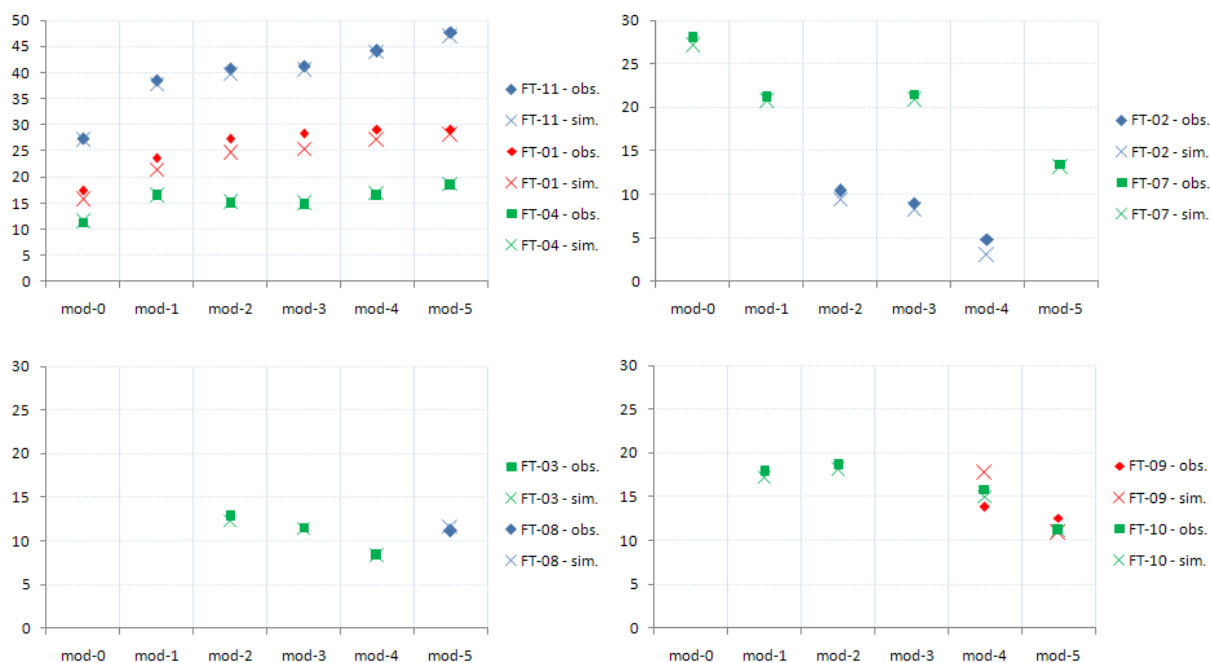


Figura 6 - Comparação entre as vazões, em m³/h, observadas e simuladas

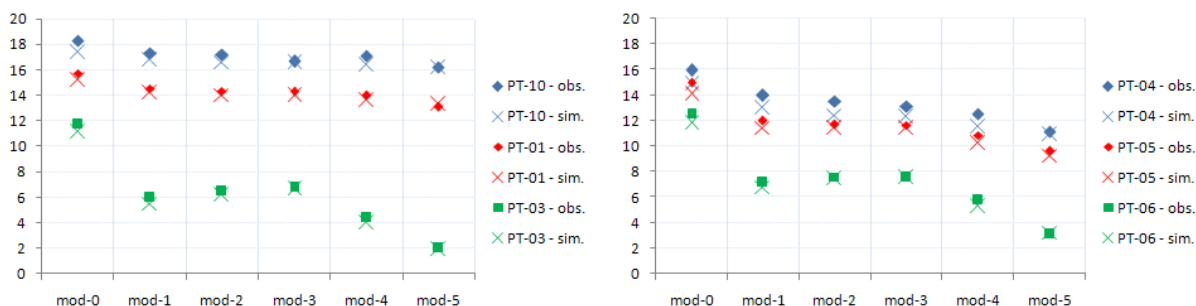


Figura 7 - Comparação entre as pressões, em mca, observadas e simuladas

A Figura 8 apresenta o ponto de trabalho da bomba para cada modo de operação.

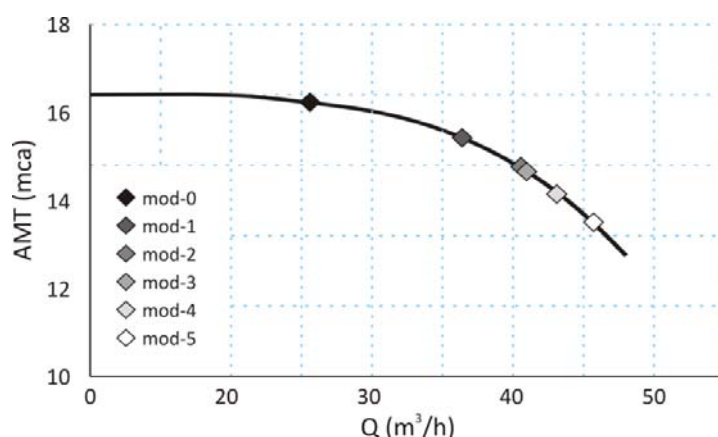


Figura 8 - Ponto de trabalho da bomba para cada modo de operação

As Figuras 9 e 10 apresentam o comportamento do erro absoluto para três condições: K igual a zero (K-nulo), K propostos na literatura (Sol. Inic.) e K calibrado (Sol. Calibrada). Observa-se que a configuração K-nulo, que despreza as perdas localizadas na rede, apresentou os valores simulados das variáveis de decisão bastante divergentes dos valores observados em campo (através do monitoramento SCADA), enquanto a solução inicial do processo, que considera os parâmetros k propostos pela literatura, apresentou uma melhora significativa da resposta, porém ainda divergente da realidade. A Tabela 5 apresenta o resultado final da calibração da rede.

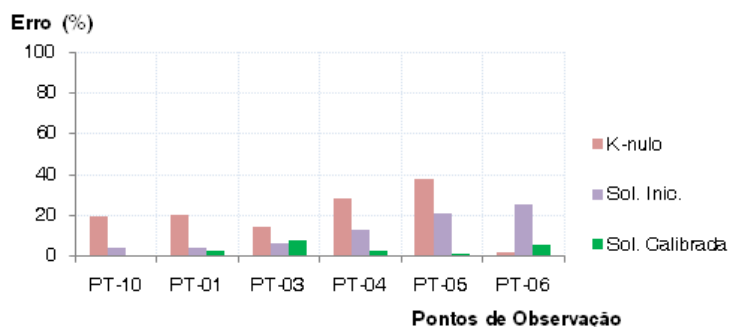


Figura 9 - Comparação dos erros relativos às observações das pressões

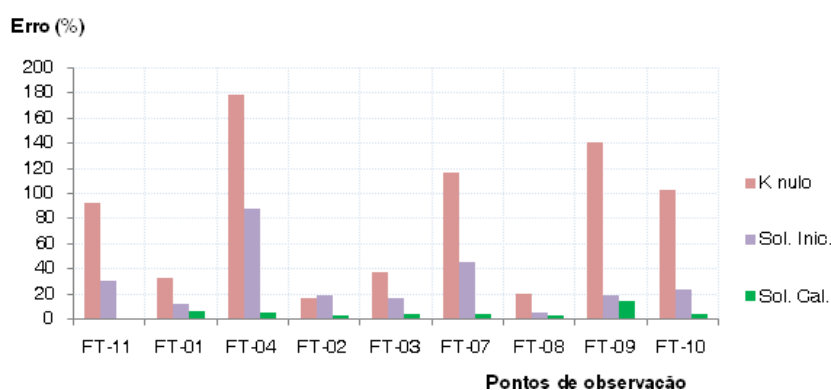


Figura 10 - Comparação dos erros relativos às observações das vazões

Tabela 5 - Resultado da calibração - valores de K para cada trecho.

ID do Trecho	K do Trecho
FT-11	5,00
t4	7,50
t5	0,00
t6-1	0,20
t6-2	0,50
t6-3	0,70
t7-1	1,00
t7-2	0,33
t7-3	17,00
FT-07	0,00
FT-04	8,00
t102	22,00
t103	1,66
t104	1,58
t105	1,39
t106	0,00
t107	6,48
t108	1,00
t109	1,00
t110-1	2,18
t110-2	1,51
t110-3	16,00
FT-10	0,00
t111-1	1,00
t111-2	1,51
t111-3	0,52
t112	0,20
FT-01	1,5

ID do Trecho	K do Trecho
t202-1	1,50
t202-2	1,51
t202-3	4,00
t203	4,00
t204-1	3,58
t204-2	0,20
t204-3	2,49
FT-02	0,00
t205-1	3,00
t205-2	0,20
t203-3	3,00
FT-03	0,00
t206	1,00
t207	1,26
t208	1,20
t209-1	3,45
t209-2	1,51
t209-3	9,00
FT-09	0,00
t210	1,20
t211-1	3,35
t211-2	1,51
t211-3	5,16
FT-08	0,00
t212-1	4,86
t212-2	0,34
t212-3	12,81

CONCLUSÃO

Um estudo de calibração, por tentativa e erro, de um modelo de redes de distribuição é apresentado neste trabalho. De maneira geral, a metodologia apresentou bons resultados, determinando o parâmetro calibrado para diferentes cenários de operação. Uma solução satisfatória foi encontrada, visto que a configuração final, calibrada, definida para os coeficientes K, produziu respostas condizentes com os dados observados.

O emprego de um algoritmo de otimização para calibração do SADA é objeto de estudos futuros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Governo do Brasil, pelo apoio financeiro concedido através das Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS), da Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico (CNPq).

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- BHAVE, P. R. (1988) “*Calibrating Water Distribution Network Models*”. Journal of Environmental Engineering, v. 114, n. 1, p. 120-136, Feb.
- BISCOS, C.; MULHOLLAND, M.; LE LANN, M. V.; BUCKLEY, C. A.; BROUCKAERT C. J. (2003) “*Optimal operation of water distribution networks by predictive control using MINLP*”. Water AS, v. 29, n. 4, p. 393-404.
- CHEUNG, P. B.; PROPATO, M.; BRÉMOND, B.; PILLER, O. (2007) “*Water quality parameter estimation in a water distribution system*”. In: Computing and Control for the Water Industry, 2007, Leicester. Water Management Challenges in Global Change.
- De SCHAETZEN, W. (2000) “*Optimal Calibration and Sampling Design for Hydraulic Network Models*”, PhD Thesis, School of Engineering and Computer Science, University of Exeter.
- KAPELAN, Z. (2002) “*Calibration of Water Distribution System Hydraulic Models*”. PhD Thesis. School of Engineering and Computer Science, University of Exeter, UK.
- KAPELAN, Z.; SAVIC, D. A.; WALTERS, G. A. (2007), “*Calibration of Water Distribution Hydraulic Models Using a Bayesian-Type Procedure*”. J. Hydr. Engrg., v. 133, n. 8, p. 927-936, Aug.
- KOPPEL, T.; VASSILJEV, A. (2009) “*Calibration of a model of an operational water distribution system containing pipes of different age*”. Advances in Engineering Software, v. 40, n. 8, p. 659-664, Aug.
- ORMSBEE, L. E. (2006) “*The History of Water Distribution Network Analysis: The Computer Age*”, Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006. In Proceedings of the 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium, Cincinnati, USA.
- ROSSMAN, L. A. (2008). EPANET 2.00.12. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- SAVIC, D. A.; WALTERS, G. A. (1995) “*Genetic Algorithm Techniques for Calibrating Network Models*”, Report No. 95/12, Centre for Systems and Control Engineering, University of Exeter, p. 41.

- SOARES, A. K. (2007) "*Calibração e Detecção de Vazamentos em Modelos de Sistemas Hidráulico no Escoamento Transitório*". Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil.
- SOARES, A. K.; CHEUNG, P. B; REIS, L. F. R. (2004) "*Análise de Calibração para Avaliação dos Vazamentos de uma Rede Real de Abastecimento de Água*". III SEREA - Seminario Hispano-Brasileño sobre Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua, ST1-41, Valencia, España.
- TANG; K.; KARNEY; B.; PENDLEBURY; M.; ZHANG; F. (1999) "*Inverse Transient Calibration of Water Distribution Systems Using Genetic Algorithms*", Proc. Water Industry Systems: Modelling and Optimisation Applications, Exeter, UK, In: D. A. SAVIC; G. A. WALTERS (eds.), v. 1, p. 317-326.
- VÍTKOVSKÝ, J. P.; SIMPSON, A. R.; LAMBERT, M. F. (2000) "*Leak Detection and Calibration Using Transients and Genetic Algorithms*". Journal of Water Resources Planning and Management, v. 126, n. 4, p. 262-265, July/Aug.
- WALSKI, T. M. (1983) "*Technique for Calibrating Network Models*". Journal of Water Resources Planning and Management, v. 109, n. 4, p. 360-372, Oct.
- WU, Z. Y. (2006) "*Optimal Calibration Method for Water Distribution Water Quality Model*", Journal of Environmental Science and Health Part A, v. 41, n. 7, p. 1363-1378.
- WU, Z. Y.; SAGE, P. (2006) "Water Loss Detection via Genetic Algorithm Optimization-Based Model Calibration". ASCE 8th Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis, Cincinnati, Ohio, Aug.

SOLUÇÃO DE PROBLEMAS MULTIOBJETIVO DE GERENCIAMENTO DA QUALIDADE DA ÁGUA ATRAVÉS DOS ALGORITMOS GENÉTICOS

Artur José Soares Matos¹, Liliane Lazzari Albertin¹, Frederico Fábio Mauad¹

Resumo – Neste artigo é proposto um modelo de otimização multiobjetivo que contribui para as tomadas de decisões nos problemas de gerenciamento da qualidade da água superficial. O modelo considera a maximização da carga lançada pelas fontes poluidoras e a minimização da magnitude das violações dos padrões de qualidade da água. Adicionalmente, ele é restrito a um índice que tem o intuito de distribuir equitativamente a eficiência do tratamento necessária entre as fontes de poluição. Sem a consideração de uma medida de equidade, a tentativa de maximizar a quantidade de efluentes lançados resultaria numa alocação de grandes quantidades de efluentes passíveis de serem lançados pelos usuários localizados mais a montante do rio, enquanto que os usuários à jusante deveriam tratar seus efluentes com um nível máximo de eficiência. O método utilizado para solucionar o problema foi o NSGA e este estudo teve sua aplicação na bacia do rio Atibaia, SP- Brasil. As soluções apresentadas pela otimização demonstram e comprovam os conflitos existentes e a competição entre os critérios considerados. O algoritmo genético demonstrou ser uma técnica efetiva para solucionar problemas de otimização multiobjetivo em aplicações de gerenciamento da qualidade da água, identificando as variáveis de decisão e a frente Pareto.

Abstract – This article proposed a multiobjective optimization model that contributes to the decision-making problems in surface water quality management. The model considers the maximization of the load released by polluting sources and minimizing the magnitude of the violations of water quality standards. Additionally, it is restricted to an index that has the intent to distribute equitably the efficiency of the treatment required between sources of pollution. Without considering equity measure, the attempt to maximize waste discharge would result in an allocation of large quantities of waste to the upstream users, while the downstream dischargers would be required to treat their effluents at levels of maximum possible efficiency. The method used to solve the problem was the NSGA and the case study was implemented in the Atibaia river basin, SP- Brazil. The solutions presented by the optimization show and prove the existing conflicts and competition among the criteria considered. The genetic algorithm has been shown to be an effective technique for solving problems of multiobjective optimization in applications of water quality management, identifying the decision variables in Pareto front.

Palavras chave: Recursos Hídricos, Gerenciamento da qualidade da água, Otimização multiobjetivo.

Keywords: Water resources, water quality management, multiobjective optimization.

1) Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo EESC-USP - Departamento de Hidráulica e Saneamento Av. Trabalhador São Carlense, 400, 13566-570, São Carlos-SP. E-mail: arturjmatos@gmail.com, liliane@sc.usp.br, mauadffm@sc.usp.br.

INTRODUÇÃO

Neste artigo é proposto um modelo de otimização multiobjetivo que contribui para as tomadas de decisões nos problemas de gerenciamento da qualidade da água superficial. Nesse modelo, é apresentado um índice que representa a equidade na alocação da carga poluente entre as fontes de poluição.

No caso multiobjetivo, há conflito entre os diferentes objetivos que requerem resolução tal que o projeto como todo ganhe. Naturalmente não é possível obter-se uma solução ótima para cada objetivo. Assim, não existe um plano ótimo, sem nenhuma ambiguidade, que é o caso do objetivo único. No caso multiobjetivo há um conjunto de soluções que pode ser considerado melhor que tantas outras soluções, chamada de conjunto não-dominado ou aquele cujos membros dominam as outras soluções.

Dentro desse enfoque, este artigo tem o intuito de contribuir para a solução dos complexos problemas relacionados ao planejamento e gerenciamento da qualidade da água. O desafio foi desenvolver um modelo baseado na análise multiobjetivo que fosse capaz de auxiliar nas tomadas de decisão, minimizando os conflitos e levando em consideração a disponibilidade hídrica, estratégias de redução na emissão de efluentes, necessidade de investimentos e objetivos de qualidade da água.

O modelo foi testado na bacia do rio Atibaia, sub-bacia do rio Piracicaba, no Estado de São Paulo, pertencente à Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos número 5 (UGRHI-05), que engloba as bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá.

Juntamente com as bacias do Turvo/Grande e Alto Tietê, a bacia do Piracicaba é atualmente classificada como crítica em relação à disponibilidade hídrica por habitante. Em contrapartida, ela é um dos sistemas hídricos essenciais ao Estado, pois, além de fornecer água para abastecimento urbano e industrial, irrigação e geração de energia elétrica, é responsável pelo fornecimento de água para a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), localizada na bacia do Alto Tietê, através do Sistema Cantareira.

O problema de otimização com um objetivo é degenerado de problemas com mais de um objetivo, mas existem diferenças fundamentais entre eles. A principal delas está na solução do problema. Por tratar de objetivos conflitantes, na otimização multiobjetivo cada objetivo corresponde a uma solução ótima. Isso faz com que esses problemas apresentem várias soluções ótimas, enquanto que algoritmos que solucionam problemas de otimização com um objetivo normalmente geram apenas uma solução ótima.

O problema de maximização do vetor de n objetivos com p variáveis de decisão e m restrições pode ser expresso por:

$$\text{Maximizar} \quad f_k(x_1, x_2, \dots, x_p) \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

$$\text{Sujeito a} \quad g_i(x_1, x_2, \dots, x_p) \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (2)$$

sendo F o vetor constituído das funções objetivos que compõem o conjunto multiobjetivo f_k , g as funções restrições, x_j ($j = 1, 2, \dots, p$) são as variáveis de decisão e i, j, k indexadores das restrições, variáveis de decisão e objetivos, respectivamente.

Em um problema multiobjetivo, pode-se investigar um conjunto de soluções consideradas melhores, pois não existe uma única solução ótima. Este conjunto de soluções denominadas não inferiores, não dominadas, de melhor compromisso ou Pareto ótimas, são determinadas com base no conceito de dominância, detalhado em Albertin (2008).

METODOLOGIA

A metodologia proposta tem o intuito de verificar a possibilidade da utilização da análise multiobjetivo no auxílio à busca de intervenções em sistemas de recursos hídricos, levando em conta benefícios econômicos e ambientais.

Para tanto foram propostos 2 modelos de otimização multiobjetivo, cada qual gerando uma relação de compromisso. Em ambos, deseja-se maximizar a carga de DBO emitida pelas fontes de poluição, de forma que a qualidade hídrica seja mantida ou melhorada.

Porém, não é justo que os usuários que se localizam mais a jusante do rio, tenham que tratar seus efluentes com uma maior eficiência, porque a água chega para eles já degradada por causa de lançamentos ocorridos à montante. Desta forma, os usuários mais à montante do rio possuem uma maior folga no lançamento. Ou então, fontes que poluem pouco necessitam tratar praticamente todo o seu efluente lançado, devido a outras fontes que poluem muito e tratam pouco já terem prejudicado o rio. Desta forma, o segundo modelo possui uma restrição que tem o intuito de se fazer justiça entre os usuários, ou seja, ela é uma medida de equidade.

Os modelos foram solucionados através dos Algoritmos Genéticos Multiobjetivo, mais precisamente, pelo método Non-dominated Sorting Genetic Algorithm e testados na bacia do rio Atibaia, SP.

3.1. Formulação do modelo

O primeiro modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar as violações nos padrões de concentração de DBO do corpo receptor. O modelo é formulado de acordo com as eq. (3) e (4).

$$\text{Maximizar} \quad Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (3)$$

$$\text{Minimizar} \quad Z_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} \quad (4)$$

$$\text{Sujeito a:} \quad 0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (5)$$

Z_1 e Z_3 representam as funções objetivo que se pretende maximizar e minimizar, respectivamente. W_j é a carga de DBO lançada pela fonte j e Q_j é a respectiva vazão de lançamento. x_j é a eficiência do tratamento e neste caso, a variável de decisão. O número de fontes de poluição é F . $DBO_{\text{padrão}}$ é a concentração máxima permissível de DBO estipulada pela legislação para uma determinada classe. DBO_i é a concentração de DBO encontrada no ponto de monitoramento i ($i = 1, 2, \dots, M$) e é determinada através de um balanço de massa. x_j se restringe aos valores na faixa de 0 a 1, uma vez que ele representa a eficiência de tratamento das operações e processos plausíveis de serem implantadas nos municípios em estudo.

O segundo modelo é igual ao primeiro, porém possui uma restrição. Esta restrição representa um índice que pretende distribuir a responsabilidade que cada fonte de lançamento tem perante a poluição que elas conferem à água. Este modelo é formulado de acordo com:

$$\text{Maximizar} \quad Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (6)$$

$$\text{Minimizar} \quad Z_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{padr\tilde{a}o} \quad (7)$$

$$\text{Sujeito a:} \quad \frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{j,k=1}^F |x_j - x_k|}{\sum_{j=1}^F x_j} = 1 \quad j \neq k \quad (8)$$

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (9)$$

Z_1 e Z_3 têm por objetivo, respectivamente, maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de concentração de DBO do corpo receptor.

O índice representado na eq. (8) tem o intuito de quantificar a equidade entre os usuários (lançamento de esgoto) da água. Sem a consideração de uma medida de equidade, a tentativa de maximizar a quantidade de efluentes lançados resultaria numa alocação de grandes quantidades de efluentes passíveis de serem lançados pelos usuários localizados mais a montante do rio, enquanto que os usuários à jusante deveriam tratar seus efluentes com um nível máximo de eficiência. Adicionalmente, à medida que se eleva o índice de justiça, a carga total de poluentes no sistema deve ser diminuída.

Na eq. 8, x representa a eficiência do tratamento necessária para cada fonte de poluição, sendo o número de fontes igual a F . O numerador é a soma do desvio absoluto entre as eficiências de cada fonte. Já o denominador é a soma das eficiências de todas as fontes de poluição. O índice representa, então, a distribuição entre as fontes de poluição do desvio relativo de suas eficiências de tratamento.

Algoritmos Genéticos Multiobjetivo

Os Algoritmos Genéticos (AGs) são métodos populacionais estocásticos de otimização por busca direta inspirados nos mecanismos de evolução das espécies, que compreendem processos da genética das populações, sobrevivência e adaptação dos indivíduos. Foram introduzidos em 1975 por John Holland, porém quem o popularizou foi um de seus alunos, David Goldberg (LACERDA e CARVALHO, 1999). Os AGs foram desenvolvidos para estudar o fenômeno da evolução natural da forma como ele ocorre na natureza, e desenvolver caminhos por meio dos quais os mecanismos desse processo pudessem ser importados para os sistemas computacionais.

Neste trabalho foi utilizado o método Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm (NSGA), proposto por Srinivas e Deb (1995).

Na otimização de objetivo único, a cada vetor solução pertencente à população corrente é associado um valor que representa seu desempenho (valor de aptidão ou fitness). Em muitos casos esse valor é o próprio valor da função objetivo. Desta maneira, o melhor indivíduo recebe o maior valor de aptidão e possivelmente será mantido na população referente à próxima geração.

Como a otimização multiobjetivo trabalha com soluções ótimas Pareto a cada geração, não é possível identificar um único melhor vetor solução desse conjunto. Os melhores valores de aptidão são dados ao conjunto de soluções não dominadas da geração corrente, que são melhores em relação aos outros vetores solução. Goldberg (1989) propôs que a função de aptidão para o conjunto de soluções não dominadas deve basear-se em um procedimento de ordenação (rank).

O NSGA segue a idéia original de Goldberg (1989), mas ele difere dos demais algoritmos genéticos multiobjetivo na maneira como classifica os vetores de soluções não dominadas e na forma com que o método de compartilhamento é considerado (espaço dos parâmetros para garantir a diversidade da população).

Antes que a seleção seja desenvolvida, é necessário classificar as soluções. O NSGA desenvolve a classificação através de frentes de dominação, sendo que todos os indivíduos pertencentes a essas frentes recebem o mesmo valor de aptidão. A classificação das soluções por frentes de dominação pelo método NSGA é exemplificado na Figura 1.

Não existe um membro melhor que outro com relação a todos os objetivos se ambos pertencerem à mesma frente. As soluções das melhores frentes não dominadas recebem maiores valores de aptidão quando comparadas com as outras frentes.

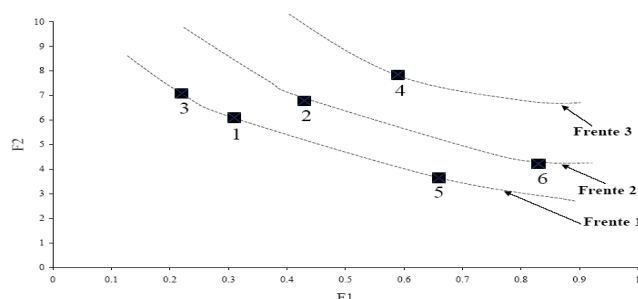


Figura 1 – Classificação das soluções por frentes de dominação do NSGA.

Impondo um melhor valor de aptidão para as soluções da frente não dominada faz com que essas soluções sejam pressionadas a serem selecionadas e permanecerem na próxima geração. Porém, a diversidade entre as soluções da frente deve ser mantida. A não ser que um mecanismo explícito para manutenção da diversidade seja usado, os AGs não a garantem.

RESULTADOS

Inicialmente, foi simulada a qualidade da água do rio Atibaia em decorrência do lançamento de efluentes para verificar os trechos em que não eram atendidos os padrões de qualidade estabelecidos na Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente CONAMA 357. A simulação foi realizada com o modelo QUAL2K (CHAPRA *et al.*, 2005 e

ALBERTIN, 2008). Os modelos de otimização foram aplicados nos trechos em que foram observadas tais violações.

De maneira resumida, para obtenção dos resultados, foram seguidos 4 passos: Calibração do modelo QUAL2K para a bacia do rio Atibaia (ALBERTIN, 2008); Escolha dos parâmetros do AG; Resolução dos modelos; Aplicação dos modelos na bacia do rio Atibaia.

O rio Atibaia possui, aproximadamente, 180 km de extensão. O trecho simulado foi desde a sua formação, na confluência dos rios Cachoeira e Atibainha, até o seu barramento no reservatório de Americana. O sistema fluvial foi dividido em trechos com características hidráulicas semelhantes, e estes trechos foram subdivididos em elementos computacionais de comprimento de 1 km cada. Este processo resultou na divisão do rio Atibaia em 18 trechos.

Para maior simplicidade na simulação do modelo QUAL2K, foi desprezada a capacidade de autodepuração dos afluentes e um ponto de lançamento pode representar uma somatória de cargas localizadas próximas, para as quais se efetuou o respectivo balanço de massa.

O diagrama unifilar do trecho do rio simulado é apresentado na Figura 2. Nela estão ilustrados a segmentação do rio em trechos, a localização dos postos fluviométricos, pontos de monitoramento da qualidade da água, fontes de captação e lançamento.

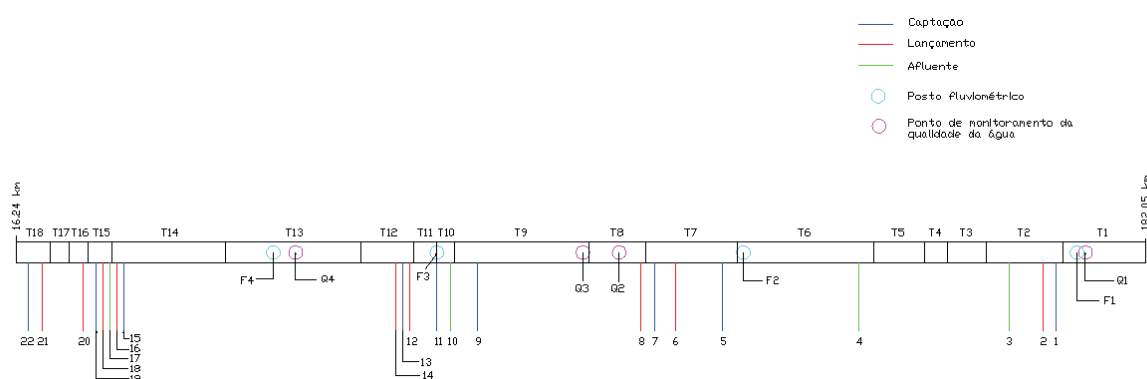


Figura 2 – Diagrama unifilar do trecho simulado do rio Atibaia

Os dados para montagem do diagrama foram extraídos de Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1999) e Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004).

O modelo foi calibrado a partir dos dados observados de monitoramento da qualidade da água da CETESB (Q1, Q2, Q3 e Q4) e de vazões dos postos fluviométricos (F1, F2, F3, F4), relacionados na Tabela 1.

Tabela 1 – Relação dos postos fluviométricos e pontos de monitoramento da qualidade da água utilizados para calibração do modelo.

Ponto	Código	Ponto	Código
F1	62670000	Q1	ATIB02010

F2	62676000	Q2	ATIB02035
F3	62680000	Q3	ATIB02065
F4	62690000	Q4	ATIB02300

Os resultados da simulação da qualidade da água do rio Atibaia são mostrados nas Figuras 3 e 4 para OD e DBO, respectivamente. Observa-se pelas figuras que não houve violação no padrão estabelecido pela resolução CONAMA 357 para o oxigênio dissolvido, porém, para a DBO, a violação ocorreu a partir de 29,87 km da foz do rio, justamente após os lançamentos dos usuários 16 e 17.

Os modelos de otimização foram então aplicados nesse trecho final do rio, onde, através da simulação, verificaram-se as violações.

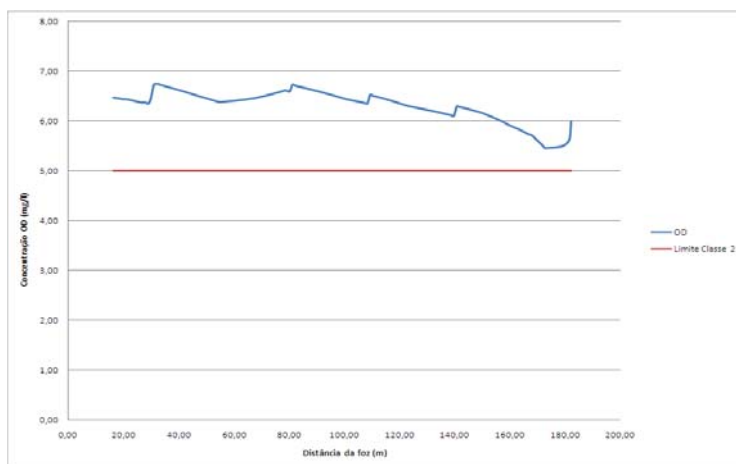


Figura 3 – Simulação de OD ao longo do rio Atibaia

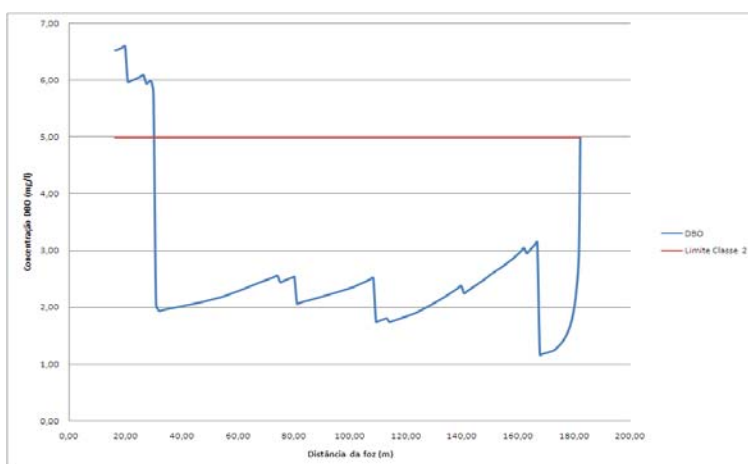


Figura 4 – Simulação DBO ao longo do rio Atibaia

4.1. Escolha dos parâmetros do AG

Foram selecionados na literatura os intervalos dos parâmetros usualmente utilizados em aplicações de AGs nos problemas de gerenciamento de qualidade da água (YANDAMURI *et al.*, 2006). Os intervalos numéricos estão relacionados na Tabela 2.

Diversas simulações foram realizadas para os modelos propostos considerando os valores mínimos, máximos e intermediários dos intervalos de cada parâmetro, totalizando 27 combinações. Para cada combinação de parâmetros foram realizadas cinco réplicas. Para cada réplica, a simulação partiu de diferentes populações iniciais (sementes aleatórias distintas), geradas aleatoriamente. A variável resposta foi definida como sendo a média das cinco simulações, para cada caso.

Tabela 2 - Intervalos numéricos dos parâmetros dos AGs

Parâmetro de entrada do AG	Intervalo numérico
Dimensão da população	30 a 100
Número máximo de gerações	200
Probabilidade de recombinação	0,5 a 1
Probabilidade de mutação	0,005 a 0,02

4.2. Simulação do Primeiro Modelo

Verificadas as violações nos padrões de DBO no trecho final do rio Atibaia, foi aplicado o primeiro modelo proposto, com o intuito de encontrar soluções que maximizem a carga lançada pelos usuários, porém, minimizem a magnitude das violações. Foram então considerados os cinco pontos de lançamento localizados no trecho final do rio Atibaia (pontos de lançamento 16, 17, 18, 20 e 21, relacionados na Tabela 3).

Tabela 3 – Pontos de lançamento

Ponto	Descrição	DBO (mg/l)
16	Lançamento Industrial	19,37
17	Ribeirão Anhumas (esgoto doméstico de Campinas)	99,80
18	Lançamento Industrial	16,49
20	Lançamento Industrial	68,72
21	Lançamento Doméstico de Paulínia	376,89

A Figura 5 apresenta os resultados de uma simulação do NSGA considerando uma população de 100 soluções, um número de gerações igual a 200, probabilidade de recombinação igual a 1 e probabilidade de mutação igual a 0,02.

Selecionaram-se cinco soluções da frente Pareto (Figura 5). À medida que a eficiência do tratamento diminui (Z_1 aumenta), maior é a magnitude da violação da qualidade da água. A solução 1 corresponde à minimização da magnitude da violação da concentração de DBO em detrimento de se lançar mais efluente (maior eficiência do tratamento). A solução 5 representa uma situação oposta. Permite-se lançar mais efluente, porém, há violações da qualidade da água, com maior magnitude. As soluções 2, 3 e 4 são situações intermediárias. As duas primeiras requerem um compromisso maior com a melhora da qualidade da água.

Os resultados para cada solução são mostrados na Tabela 4.

Os resultados das simulações realizadas no QUAL2K, considerando as eficiências de remoção da matéria orgânica apresentadas na Tabela 4, são mostrados na Figura 6.

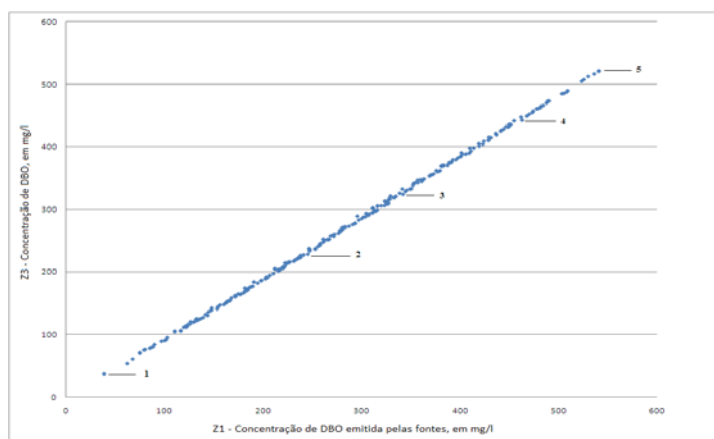


Figura 5 – Relação de compromisso – Modelo 1

Tabela 4 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 1

Solução	Z_1	Z_2	x_{16}	x_{17}	x_{18}	x_{20}	x_{21}
1	38,88	36,64	0,94	0,82	0,89	0,95	0,96
2	130,41	120,01	0,32	0,43	0,59	0,68	0,92
3	202,41	188,85	0,18	0,33	0,50	0,52	0,79
4	446,51	432,52	0,69	0,52	0,46	0,50	0,07
5	540,94	521,72	0,04	0,07	0,93	0,16	0,02

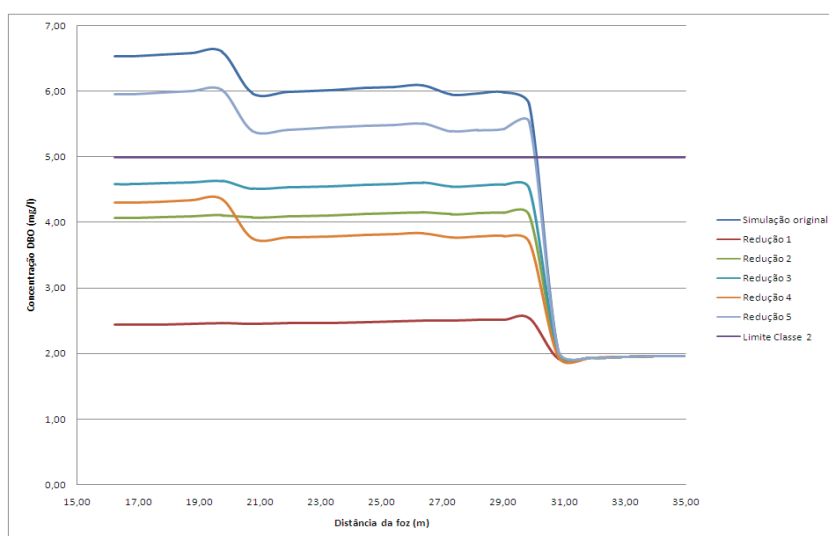


Figura 6 – Simulação da DBO no trecho final do rio Atibaia considerando as soluções encontradas pelo método NSGA

4.3. Simulação do Segundo Modelo

Pelos resultados apresentados na Tabela 4, percebe-se que à medida que se caminha pela frente não-dominada em direção à solução 5, x_j , a variável de decisão, diminui. A fonte que lança maior quantidade (concentração) de matéria orgânica é a de número 21, sendo seguida pelas de número 17, 20, 16 e 18 (Tabela 3).

A Figura 7 mostra as 5 soluções apontadas na Figura 5. À medida que se permite que ocorra desvio da concentração de DBO padrão (maior magnitude da violação), a correspondente eficiência do tratamento diminui, porém, é possível perceber que as fontes localizadas mais a montante possuem maior folga na eficiência do tratamento, enquanto que as localizadas mais a jusante devem tratar mais, para evitar que não ocorram violações no padrão de qualidade da água (solução 2 e 3). Outro caso que é possível observar é que, na solução 4, por exemplo, exige-se que as fontes mais a montante tratem mais seus efluentes, enquanto que a fonte de número 21, responsável pela maior carga de DBO lançada no rio, tem maior folga no tratamento.

O objetivo então do segundo modelo é maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de DBO do corpo receptor, porém, de forma que as frações de remoção estejam bem distribuídas entre as fontes.

Essa distribuição equitativa foi alcançada com a incorporação no modelo da restrição apresentada na eq. 8. A restrição em consideração foi introduzida na função objetivo na forma de função penalidade (ALBERTIN, 2008).

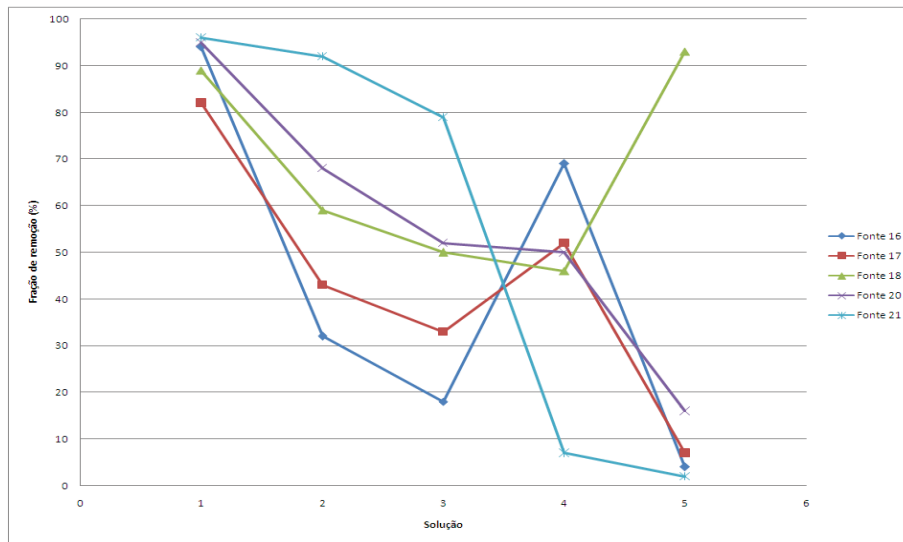


Figura 7 – Soluções selecionadas na frente Pareto – Modelo 1

As restrições dividem o espaço de busca em duas regiões: factível e infactível. Todavia, as soluções pertencentes à frente Pareto devem estar contidas no espaço de decisão factível. As soluções pertencentes à região infactível violam as restrições impostas.

As restrições foram incorporadas no modelo através de um fator penalidade. Este age diretamente no processo, não deixando que a melhor solução infactível seja superior a alguma solução factível da população.

Deste modo, o terceiro modelo de otimização torna-se:

$$\text{Maximizar } F_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) - R_1 \cdot \left(\frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{j=1}^F |x_j - x_j|}{\sum_{j=1}^F x_j} - 1 \right) \quad (10)$$

$$\text{Minimizar } F_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} + R_3 \cdot \left(\frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{j=1}^F |x_j - x_j|}{\sum_{j=1}^F x_j} - 1 \right) \quad (11)$$

$$\text{Sujeito a: } 0 \leq x_j \leq 1 \quad (\forall j) \quad (12)$$

Pela eq. (10) se tratar de uma maximização, foi subtraído o valor da função penalidade. O contrário ocorreu na eq. (11) que, por ser um caso de minimização, foi adicionado o valor da função penalidade. Como Z_1 e Z_3 possuem a mesma ordem de grandeza, os fatores penalidades (R_1 e R_3) devem possuir também a mesma ordem de grandeza das funções objetivo.

A Figura 8 apresenta os resultados de uma simulação do NSGA considerando uma população de 100 soluções, um número de gerações igual a 200, probabilidade de recombinação igual a 1, probabilidade de mutação igual a 0,02, fator penalidade igual a 100. A Figura 9 apresenta as soluções selecionadas como exemplo.

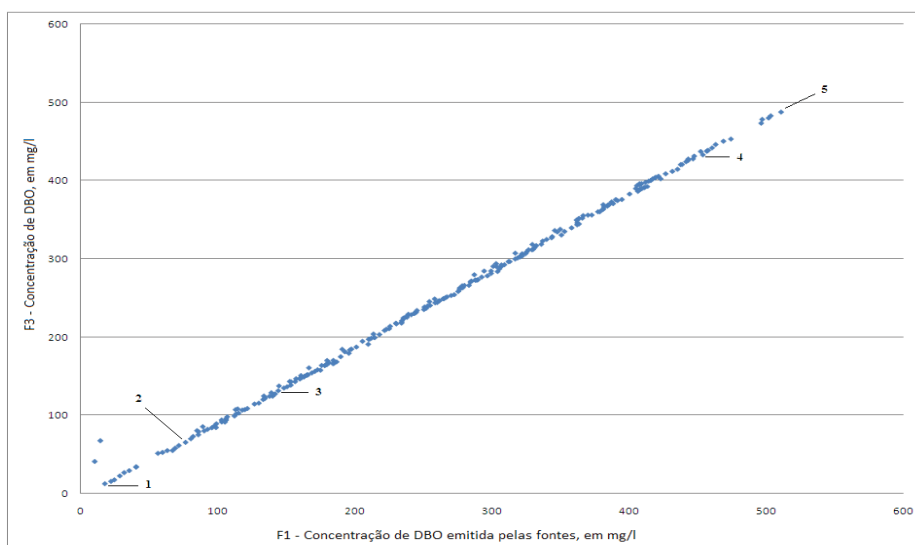


Figura 8 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 2

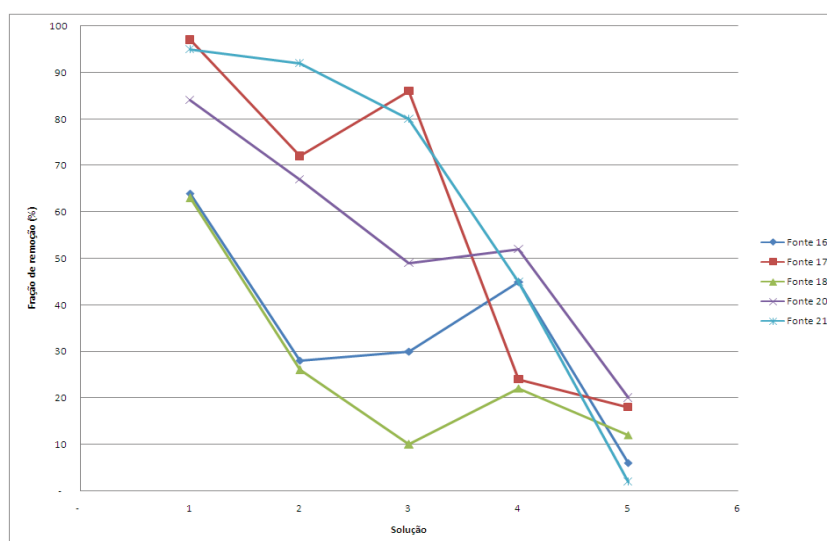


Figura 9 – Soluções selecionadas na frente Pareto – Modelo 2

A frente não dominada apresentada na Figura 8 ilustra que a medida que a magnitude das violações dos padrões de concentração de DBO diminui (F_3 diminui), menor quantidade de poluente deve ser lançado na água (F_1 diminui), conseqüentemente, maior a eficiência de remoção desejável para cada fonte. A Tabela 5 mostra os valores das funções objetivo e variáveis de decisão apontadas na Figura 8.

Tabela 5 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 3

Solução	F_1	F_3	x_{16}	x_{17}	x_{18}	x_{20}	x_{21}
1	17,79	12,90	0,64	0,97	0,63	0,84	0,95

2	76,59	65,78	0,28	0,72	0,26	0,67	0,92
3	144,15	131,81	0,30	0,86	0,10	0,49	0,80
4	451,96	437,73	0,45	0,24	0,22	0,52	0,45
5	510,53	488,14	0,06	0,18	0,12	0,20	0,02

Pela análise da Figura 9 e da Tabela 5, a distribuição equitativa das frações de remoção entre as fontes é evidenciada nas soluções 1, 2 e 3. Nelas, as fontes que poluem mais necessitam ter maior eficiência no tratamento de seus poluentes. Os usuários que emitem maior quantidade, em termos de concentração, de DBO são os de número 21 e 17, sendo seguidos pelos de número 20, 16 e 18.

A solução de número 2 do primeiro modelo (Figura 7) e a de número 3 do segundo modelo (Figura 9) possuem aproximadamente a mesma relação de compromisso entre suas funções objetivo. As variáveis de decisão encontradas para a primeira refletem o que já foi discutido com relação ao primeiro modelo, ou melhor, os usuários localizados mais a montante do rio possuem maior folga na quantidade de efluentes que eles podem lançar. Os usuários localizados mais a jusante devem tratar mais seus efluentes, uma vez que outros usuários já prejudicaram a qualidade da água.

Com relação à solução de número 3 (Modelo 2), considerando a distribuição equitativa e a localização das fontes poluidoras, são os usuários que emitem maior concentração de DBO que devem ter melhor eficiência de remoção.

Comparando agora a solução de número 1 de ambos os modelos, percebe-se que, para o Modelo 1, não ocorre explicitamente a situação de que os usuários mais à montante possuem maior folga em relação a suas frações de remoção, mas deve ser lembrado que esta solução reflete a situação de melhor compromisso com relação à qualidade da água, portanto, todas as fontes devem tratar o máximo possível para que menos efluente seja lançado na água. Já para o Modelo 2, ainda prevalece a situação de que os usuários que poluem mais devem tratar mais, além do fato de que as frações de remoção para as fontes que emitem menor quantidade de DBO são menores dos que se comparadas com o primeiro modelo.

A solução de número 4 de ambos os modelos também possuem aproximadamente o mesmo compromisso com relação às suas funções objetivo (valores próximos de Z_1 e F_1 e Z_3 e F_3). No primeiro modelo, exige-se que as fontes mais a montante tratem mais seus efluentes, dando uma folga para a fonte de número 21, responsável pela maior carga de DBO lançada no rio. No segundo modelo, considerando a medida de equidade, os valores das variáveis de decisão variam de 22% a 52%, já no segundo, esses valores variam de 7% a 69%.

À medida que se caminha para a melhor solução de compromisso com relação à função objetivo F_1 , ou seja, permite-se que mais efluente seja lançado em detrimento das violações no padrão de qualidade da água, há maior folga para todos os usuários e a distribuição equitativa não é evidenciada. Vários autores que aplicaram índice de equidade também observaram esse fato (YANDAMURI *et al.*, 2006 e MURTY *et al.*, 2006).

CONCLUSÕES

Sem a consideração de uma medida de equidade, a tentativa de maximizar a quantidade de efluentes lançados resultaria numa alocação de grandes quantidades de efluentes passíveis de serem lançados pelos usuários localizados mais a montante do rio, enquanto que os usuários à jusante deveriam tratar seus efluentes com um nível máximo de eficiência.

O modelo restrito apresentou soluções diferentes no espaço decisão das que foram encontradas para o primeiro modelo. A distribuição equitativa foi demonstrada no fato de que fontes que poluem mais devem tratar mais seus efluentes, independente de sua localização ao longo do curso d'água.

As soluções apresentadas pela otimização demonstram e comprovam os conflitos existentes e a competição entre os critérios considerados. Depois de identificadas as soluções não dominadas, a complexidade do problema se deve à escolha da melhor solução dentre um conjunto de boas soluções.

A escolha dos algoritmos genéticos deve-se às principais vantagens do método, como: não é necessário atribuir valores iniciais às variáveis de decisão, são capazes de otimizar um grande número de variáveis, podem trabalhar com variáveis de decisão discretas e funções contínuas, utilizam informação apenas da função objetivo, são de fácil implementação, são adaptados ao problema de otimização multiobjetivo por realizarem a busca a partir de uma população de pontos e não a partir de um único ponto, e pela habilidade de manter múltiplas soluções em uma única simulação e pela facilidade em se explorar regiões do espaço através do princípio da recombinação e mutação.

Uma das principais dificuldades na utilização dos AGs é determinar parâmetros de entrada adequados (dimensão da população, número máximo de gerações, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação) de forma a garantir a obtenção de uma frente não dominada. Nesse caso, deve ser feita uma análise estatística ou de sensibilidade.

A otimização multiobjetivo fornece maior flexibilidade ao tomador de decisão, uma vez que uma diversidade de alternativas é produzida e todas elas representam as melhores soluções para o problema em análise. Para que a implementação da política escolhida se torne viável, é necessária a aceitação dos usuários envolvidos. Desta forma, uma medida de equidade é fundamental, pois define a distribuição equitativa da responsabilidade econômica para o controle da poluição.

BIBLIOGRAFIA

- ALBERTIN, L. L. (2008). Técnica de gerenciamento da qualidade hídrica superficial baseada na otimização multiobjetivo. 193 f. Tese (Doutorado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- BARTH, F. T. (1987). “Fundamentos para gestão de recursos hídricos”. In: BARTH, F. T. et al. Modelos para gerenciamento de recursos hídricos. Coleção ABRH de recursos hídricos. São Paulo, Nobel/ABRH, p. 1-86.
- CARRIJO, I. B. (2004). Extração de regras operacionais ótimas de sistemas de distribuição de água através de algoritmos genéticos multiobjetivo e aprendizado de máquina. 216 f.

- Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004
- CHAPRA, S. C.; PELLETIER, G.; TAO, H. (2005). QUAL2K: a modeling framework for simulating river and stream water quality, version 2.04: Documentation and Users Manual. Civil and Environmental Engineering Dept., Tufts University, Medford, MA.
- CHEUNG, P. B. (2004). Análise de reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento via algoritmos genéticos multiobjetivo. 268 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- COMITÊ DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DOS RIOS PIRACICABA, CAPIVARI E JUNDIAÍ. Relatório da situação dos recursos hídricos das bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí. Volumes I, II, III e IV, 2004.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. Base de dados para modelagem matemática de qualidade da água do Rio Atibaia. Diretoria de Recursos Hídricos e Engenharia Ambiental – Departamento de Recursos Hídricos e Assistência Técnica – Divisão de Qualidade das Águas – Setor de Hidrologia. 42 p. Março, 1999.
- GOLDBERG, D. E. (1989). Genetic algorithms in search, optimization, and machine learning. Reading, Mass.: Addison-Wesley Pub. Co.
- MURTY, Y. S. R.; BHALLAMUDI, S. M.; SRINIVASAN, K. (2006). “Non-uniform flow effect on optimal waste load allocation in rivers”. Water Resources Management, Dordrecht, v. 20, p. 509-530.
- LACERDA, E. G. M.; CARVALHO, A. C. P. L. F. (1999). “Introdução aos algoritmos genéticos”. In: GALVÃO, C. O.; VALENÇA, M. J. S. (Org.). Sistemas inteligentes: aplicações a recursos hídricos e ciências ambientais. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, p. 97 – 150.
- LEE, C-S.; WEN, C-G. (1996). “Application of multiobjective programming to water quality management in a river basin”. Journal of Environmental Management, Amsterdã, v. 47, p. 11-26.
- SOMLYÓDY, L. (1997). “Use of optimization models in river basin water quality planning”. Water Science and Technology, Oxford, v. 36, n. 5, p. 209-218.
- SRINIVAS, K.; DEB, K. (1995). “Multiobjective optimization using Nondominated Sorting in Genetic Algorithms”. Evolutionary Computation, New York, v. 2, n. 3, p. 221-248.
- YANDAMURI, S. R. M.; SRINIVASAN, K.; BHALLAMUDI, S. M. (2006). “Multiobjective optimal waste load allocation models for rivers using nondominated sorting genetic algorithm-II”. Journal of Water Resources Planning and Management, New York, v. 132, n. 3, p. 133-143, May.

LA INTRUSIÓN A TRAVÉS DE ORIFICIOS EN TUBERÍAS, MODELO EN 3D

Jesús Mora-Rodríguez¹; Amparo López-Jiménez¹; Francisco García Mares¹;
Xitlali Delgado-Galván¹

Resumen – La intrusión a la que nos referimos se denomina *intrusión patógena* y es el fenómeno mediante el cual se degrada la calidad del agua de consumo. Para que se genere este fenómeno se requiere de la confluencia de tres factores: una fuente contaminante, una vía de entrada y un mecanismo que produzca el evento. Por otro lado, la presencia de fallos físicos en la red da una aproximación del rendimiento hidráulico; conforme una red de distribución tenga un rendimiento óptimo, ésta tendrá menos posibilidad de presentar una intrusión, mientras el rendimiento vaya bajando la posibilidad de que se presente intrusión crece. Este trabajo se enfoca a la relación entre las vías de entrada (representada con fallos en conducciones) y el mecanismo para que se genere la intrusión (presión negativa en la conducción). Se analizan los caudales de entrada en relación con la presión que genera la intrusión en una tubería mediante experimentación y modelación de CFD (Computational Fluid Dynamics). El objetivo de esta aportación es identificar mediante modelación la relación potencial entre el caudal de intrusión y la presión en la zona del fallo, representar el evento de manera numérica y mostrar el alcance de este modelo.

Abstract – The intrusion that we refer here is *the pathogen intrusion* that is a phenomenon where the quality of the drinking water is degraded. In order to generate an intrusion, it is required the confluence of three factors: a pollution source, a way of entrance and a mechanism that produce the event. Furthermore, the presence of physical failures in the water network gives an approximation of the hydraulic performance; if the network is near to the optimal performance, this will have less possibility to generate an intrusion event, while the performance goes descending the possibility to present an intrusion grows. This work is focused to the relation of the ways of entrance (represented with failures in pipes) and the mechanism that generate the intrusion (negative pressure in the pipe). The flows of water are analyzed based on the pressure that generates the intrusion in the pipe by means of experimentation and CFD modelling. The objective of this contribution is to identify by means of the model the potential relation among the intrusion flow and the pressure in the failure zone, to represent the event in a numerical way and to show the achievements of this model.

Palabras Clave: Intrusión Patógena, fallos en tubería, relación potencial de intrusión.

Keywords: Pathogen Intrusion, failure pipes, potential relation of intrusion.

¹ Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos - Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera s/n cp. 46022, Valencia – Tel: (+34) 96 387 98 90 – E-mail: josmorod@doctor.upv.es; palopez@gmmf.upv.es; fgmares@gmmf.upv.es; xitdelga@doctor.upv.es.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de distribución de agua pueden ser clasificados en base al rendimiento hidráulico de su red. Este rendimiento depende del nivel de fugas de agua que se presenten en la distribución. La forma de establecer el rendimiento de la red es variada, algunos métodos dependen del consumo de agua, además de la capacidad de instrumentación del sistema y la exactitud de la macro y micro medición (López et al, 2005). Las redes pueden acercarse a la frontera de la óptima eficiencia hidráulica o por el contrario presentar deficiencias en la distribución. Éste rendimiento está relacionado directamente con las fugas físicas de la red entre las que se encuentran fallos en tuberías, en conexiones y en válvulas. Los volúmenes de agua que se pierden vendrían siendo la fuente disponible para la presencia de la intrusión en caso de un evento adverso en la operación del sistema.

Por otro lado, el fenómeno de la intrusión patógena presenta diversas formas en las que se puede generar dicho evento (Mora et al, 2008). En este trabajo nos enfocamos a la que sucede en los fallos en las conducciones. Se ha considerado estudiar este tipo de intrusión, por la relación que presenta con el porcentaje de agua que se pierde en la red de distribución por fallos físicos (fugas de agua). A partir de estos volúmenes de agua se pueden considerar caudales de partida en los cuales podrían presentarse y desplazarse contaminantes (ya sea de tipo físico, químico o biológico), para el caso de los contaminantes biológicos, el volumen fugado puede considerarse como un medio en el que además se podría generar la reproducción y el crecimiento de la patógenos (López et al, 2008).

El motivo de este trabajo es la relación de la pérdida de agua a través de las fugas físicas en la red con respecto al mecanismo que genera intrusión mediante una bajada de presión en el tramo del fallo.

El objetivo de esta contribución es la representación del fenómeno de la intrusión patógena en las conducciones mediante la modelación, primeramente física y después de tipo numérico, centrando la modelación en el volumen de agua que se introduce por medio de un orificio de dimensiones conocidas a través del cual se produce la entrada posible de flujo exterior. Para ello se ha utilizado la modelación mediante CFD, utilizando el paquete comercial Fluent™. Con dicha herramienta se representaran los campos de velocidades y presiones tanto en el entorno y dentro de la tubería. Posteriormente se realizan diversas pruebas a los modelos para verificar su capacidad de predicción.

EL FENÓMENO DE INTRUSIÓN PATÓGENA A TRAVÉS DE FALLOS

La intrusión patógena, como se ha mencionado anteriormente es el fenómeno con el cual se altera la calidad del agua de consumo, este tipo de fenómenos presenta diversas vías de entradas, las cuales se pueden presentar desde las etapas de captación, pasando por la potabilización, el almacenamiento y la distribución. En este caso en particular, nos centramos en analizar la intrusión patógena en las conducciones de agua, pudiendo ser tanto en las aducciones como en la red de distribución.

Para que ocurra la intrusión patógena se deben presentar tres factores, una fuente contaminante exterior, una vía de entrada y un mecanismo con el cual se genere la intrusión. La intrusión patógena presenta una clasificación general (Kirmeyer et al, 2001), ésta se realiza en base a registros de que se tienen documentados de la relación entre la ocurrencia de intrusión y la capacidad de provocar una epidemia debida al consumo de agua contaminada.

La clasificación se realizó en base a cuatro criterios: volumen contaminado, frecuencia de intrusión, probabilidad de causar un brote de enfermedad relacionada con el agua de consumo y la gravedad de la enfermedad. Como resultados de dicha clasificación se generan tres rangos: rutas de alto, mediano y bajo riesgo. Entre las rutas de bajo riesgo se incluyen instalaciones de los tanques de almacenamiento cubiertos, la instalación de nuevas tuberías, resuspensión de bacterias y contaminación provocada. En las rutas de mediano riesgo se han considerado a los tanques de almacenamiento descubiertos. Finalmente las de alto riesgo son las conexiones con medios no potables, contaminación por transitorios de presión, sitios de roturas y zonas de reparación de conducciones, además de considerar la etapa durante el tratamiento de agua. En este caso, la modelación de la intrusión se realiza relacionado una ruta de alto riesgo que serían los sitios de fallos en las conducciones.

En principio, un defecto en la tubería produce una fuga de agua de manera puntual, consecutivamente a partir de un régimen de presiones negativas se puede generar la intrusión de agua hacia el interior de la conducción. El proceso de intrusión es el que se describe de forma esquemática (López et al, 2009) en la Figura 1. Debe confluír una situación de bajada de presión en la red, además de que en la zona del defecto de la conducción se presente un fluido externo con propiedades diferentes a las del agua potable en la conducción. Esta es una de las posibles rutas de entrada de la intrusión patógena (Kirmeyer et al, 2001) referidas en la bibliografía, aunque no la única, como se ha mencionado con anterioridad.

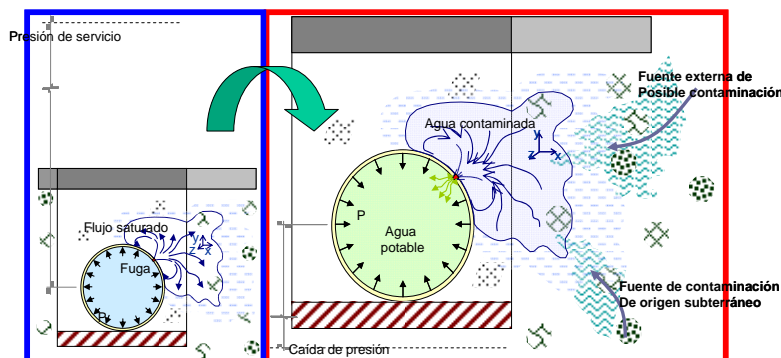


Figura 1. El proceso de intrusión patógena a modelar

El planteamiento que se propone es la observación del fenómeno de la intrusión en estado permanente mediante modelación física y matemática. Por un lado, se requiere la modelación experimental para establecer las condiciones del modelo numérico, y por otro, se utilizan las condiciones del modelo numérico para proponer diversos escenarios de posible intrusión en una conducción.

MODELACIÓN DE LA INTRUSIÓN

En este caso, se realiza el análisis hidráulico de la intrusión patógena en estado permanente. Se provoca una presión negativa de manera constante dentro de la conducción del agua en la zona del fallo. El fallo está representado por un orificio circular, por el cual circulará agua desde un depósito que rodea el tubo en la zona del fallo, la carga sobre el orificio se mantiene constante durante la intrusión.

La representación del fenómeno de intrusión se lleva a cabo mediante la modelación experimental y numérica del prototipo que se ha mostrado en la figura anterior. En este caso

se realiza un mecanismo para mantener un rango de presiones negativas y con ello obtener las relaciones con los caudales de intrusión que se generan debida a la bajada de presión y al volumen de agua exterior que se mantiene a una altura constante sobre el orificio.

Por lo que para llevar a cabo el modelo experimental se ha escenificado un caso particular controlando los parámetros hidráulicos, así como las características físicas de la tubería y del fallo. El fallo se representa con un orificio circular de pequeñas dimensiones y de pared delgada. Se simulan cinco escenarios experimentales, practicando 10 ensayos para cada uno de los escenarios valorando el tiempo de ensayo con respecto a la fiabilidad de los datos, con el objetivo de evitar errores de medición con la menor cantidad de ensayos posibles, como se ha corroborado en trabajos anteriores en el desarrollo de ésta línea de investigación, como por ejemplo en Mora et al (2009).

En lo que respecta a la modelación numérica, como se hace una simplificación trabajando en un esquema simétrico en tres dimensiones para obtener la solución numérica. Se trabaja con el programa computacional Fluent™, utilizando el modelo de turbulencia κ - ϵ RNG. Se realizan las simulaciones en régimen permanente.

Finalmente, se practican escenarios en los que se evalúa la fiabilidad del modelo físico, además se analiza el error de los elementos de medición del modelo experimental, se verifica el modelo numérico con respecto al experimental basando el análisis en el criterio de eficiencia de Nash-Sutcliffe y valorando la relación potencial entre el caudal de intrusión con respecto al gradiente negativo de presión en la zona del fallo.

Modelo Físico

La modelación física que se realiza en este trabajo se lleva a cabo para tener elementos que nos permitan relacionar un prototipo con características semejantes a las condiciones que se pudieran presentar en campo, basando el análisis en la relación potencial entre el caudal de intrusión con el gradiente de presión negativa; además, obtener un modelo numérico válido para hacer diversas consideraciones para representar el fenómeno de intrusión a través de los fallos en las conducciones.

El modelo a escala reducida se planteó de manera que la construcción de éste se asemeje al prototipo especificado con anterioridad, el cual se mostró en la Figura 1. Por ahora la simplificación que se realiza en esta etapa es la consideración de que se presenta un medio completamente líquido alrededor de la tubería donde se presenta el fallo. En el caso de las conducciones de agua en la red de distribución, se presenta una gama amplia tanto de diámetros, así como de las profundidades a la que se encuentran enterradas las tuberías, además de las variaciones y relaciones de caudales y presiones. Los datos que se manejan en la modelación se pueden considerar dentro de las leyes de similitud cinemática y dinámica debido a los rangos en los que se llevan a cabo los escenarios en regímenes de número de Reynolds del orden de $2,7 \times 10^4$.

Se ha desarrollado un modelo físico en el que se dan las circunstancias de presión negativa de forma controlada. La zona del orificio se encuentra dentro de un depósito que se mantiene con un nivel constante y a partir del cual se genera la entrada de caudal a través del defecto. De esta forma, se construye un dispositivo de laboratorio (Figura 2) que cumple con los objetivos de diseño y se dota de la instrumentación necesaria para el registro de la presión y del caudal circulante de las zonas de la conducción involucradas.



Figura 2. Modelo Físico construido en laboratorio

Las características del tubo que representa la conducción de agua son las siguientes; se utiliza una tubería de PVC de diámetro nominal DN=32mm, presenta un espesor, $e=2,4\text{mm}$. Se realiza un orificio circular de 1,5mm de diámetro.

Aguas arriba del orificio se conecta un depósito de alimentación a la conducción de agua. Se realiza un circuito cerrado, salvo por el orificio en la tubería que de igual manera presenta un sistema de recirculación de agua para mantener un caudal constante. Aguas abajo del orificio se conecta la tubería a un equipo de bombeo, mediante el cual se lleva el agua al depósito de alimentación de la conducción. El fluido que se introduce por el orificio hacia la conducción de agua llega hasta el depósito de alimentación de la conducción, debido a que este caudal es un excedente del sistema de recirculación, éste es vertido para cuantificar el caudal que se introduce por el orificio.

Las presiones negativas se registran aguas abajo del fallo mediante un transductor de presión; el caudal total, que es la suma de los caudales tanto de circulación de la tubería principal como del que se introduce se contabiliza por medio de un contador que se ubica después del equipo de bombeo y antes de la descarga del depósito de alimentación de la conducción. La medición de la presión y del caudal total se registra de manera electrónica utilizando el programa Labview™.

Ensayos experimentales

El objetivo de la modelación experimental es obtener la relación potencial entre la presión negativa y el caudal de intrusión, inverso al evento de las fugas, el cual se representa por la analogía con la descarga hidráulica a través de orificios. En este caso se establecen cinco escenarios de distintas presiones negativas.

Los ensayos experimentales se realizan para obtener el caudal de intrusión de manera volumétrica para cada uno de los cinco escenarios. En un determinado tiempo se capta el agua que se vierte del depósito principal. Para cerciorarse de que se cuantifica de manera adecuada el caudal de intrusión, se realizan diversos ensayos para cada uno de los escenarios del caudal de intrusión, considerando como un total de diez ensayos en cada escenario.

El rango de los escenarios va desde -2,3 hasta 5,7mca para caudales de circulación en la tubería de $6,0 \times 10^{-4}$ a $5,7 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. Los caudales de intrusión que se obtienen en este rango de trabajo son entre $9,6 \times 10^{-6}$ a $1,5 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. En la figura 3 se muestra un escenario como se ha trabajado con respecto a las simulaciones experimentales; en la misma figura se puede observar la relación gráfica entre el peso del agua que se introduce con respecto al tiempo de simulación.

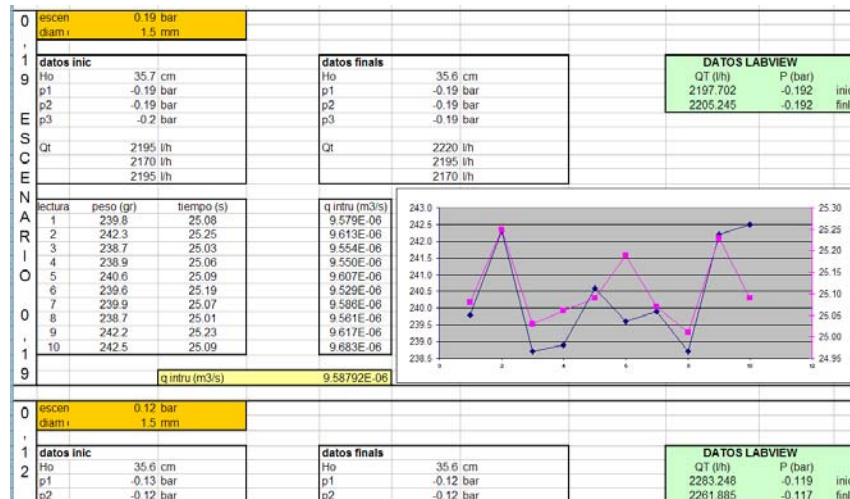


Figura 3. Escenario del modelo experimental

Finalmente al obtener los caudales de intrusión, más los datos a partir del programa Labview™, tanto la presión negativa dentro de la tubería como el caudal total, se consiguen los parámetros del modelo experimental para obtener la relación potencial (Figura 4), y con ello representar el modelo numérico. En teoría el valor del exponente debe ser 0,5; en este caso para los cinco escenarios, en las condiciones que se ha modelado, la relación potencial es de 0,48.

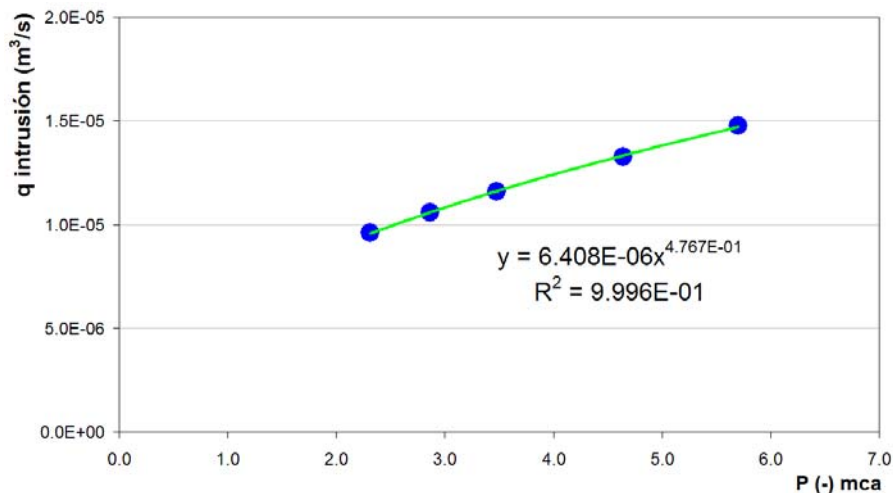


Figura 4. Resultados experimentales de la relación potencial de intrusión

Modelo Computacional

La modelación de la dinámica de fluidos computacional se lleva a cabo en el programa Fluent™. Con la herramienta de CFD es posible resolver las ecuaciones de la mecánica de fluidos considerando fenómenos turbulentos. Para simular la turbulencia, se ha elegido el método de κ - ϵ RNG. El código resuelve el fenómeno hidrodinámico, en donde el método numérico se basa en discretizar el espacio mediante volúmenes finitos. Las ecuaciones pueden ser representadas de la siguiente manera, en el caso de la conservación de la masa:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \rho \vec{v} = S_m \quad (1)$$

Donde ρ es la densidad, v la velocidad, y S_m es la posible fuente de masa contenida en el volumen de control. De otro lado, la ecuación de cantidad de movimiento

$$\frac{\partial(\rho \vec{v})}{\partial t} + \nabla \rho(\vec{v} \vec{v}) = -\nabla p + \nabla \vec{\tau} + \rho \vec{g} + \vec{F} \quad (2)$$

Donde p es la presión estática, $\vec{\tau}$ es el tensor de tensiones; $\rho \vec{g}$ y \vec{F} las fuerzas gravitacionales y exteriores definidas sobre el volumen de control.

Antes de comenzar la modelación se especifica el volumen de control en el que se realizará la discretización para llevar a cabo el cálculo numérico. En este caso, el modelo se ha simplificado para resolver el evento del prototipo en un volumen de control de forma simétrica en tres dimensiones. Por lo que el volumen de control se realiza a escala 1:1 con respecto al modelo físico, el esquema es a partir de un corte longitudinal sobre el eje de la tubería; Se construye un mallado irregular, generando mayor densidad de elementos hacia la zona de la intrusión (debido al mayor gradiente en el caudal y la presión, y la zona de mayor interés del trabajo).

Consecutivamente se establece el mallado, para lo cual se utiliza el programa Gambit™, en este programa se establece el volumen de control, se fijan los elementos que conformarán al modelo, tanto condiciones de frontera como material sólido y líquido del elemento de control, definiendo de esta manera el dominio computacional. Se plantea trabajar con elementos hexaedros, gráficamente se presenta en la Figura 3. El mallado está conformado aproximadamente por 600.000 elementos, con más de 1.240.000 caras y casi 130.000 nodos.

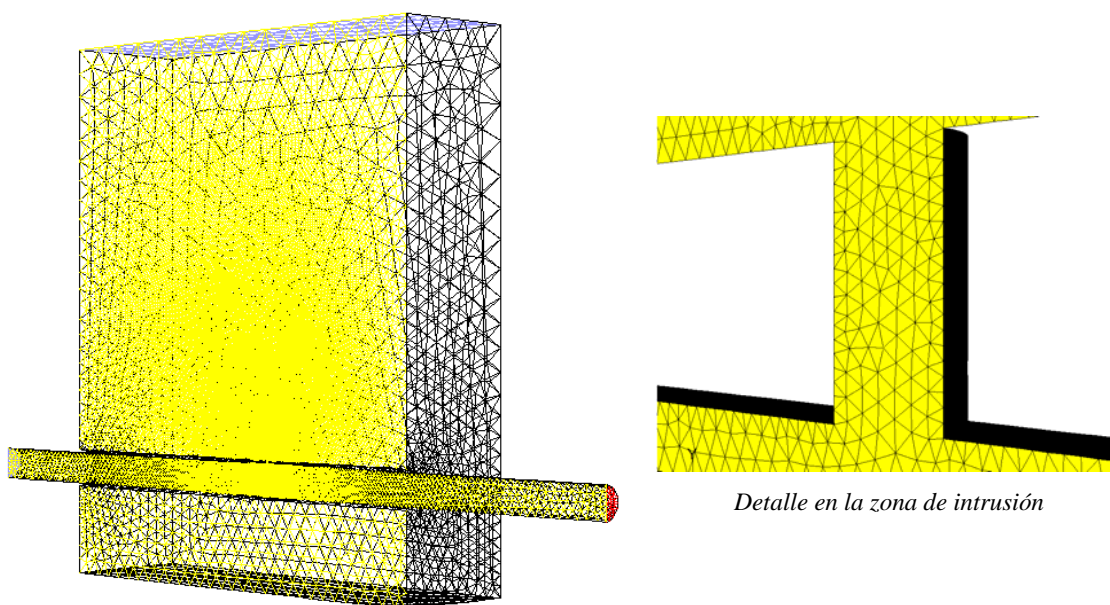


Figura 5. Volumen de control, mallado y condiciones de frontera

Se especifican tres fronteras; una entrada de caudal, representada con la velocidad del flujo, en la salida una frontera de presión y la frontera de la superficie libre del agua en el exterior de la tubería, además de considerar los parámetros de turbulencia en ambas fronteras, para ello se escogió el método basado en el diámetro hidráulico y en el porcentaje de intensidad de la propia turbulencia, calculada a partir del número de Reynolds. Obteniendo valores de intensidad de turbulencia alrededor de 4,46%; considerando que el porcentaje de intensidad si es menor a 1% es una turbulencia baja y si la intensidad es mayor a 10%, la intensidad se considera alta (Fluent, 2005).

Para resolver el flujo turbulento se ha elegido trabajar con el modelo *Renormalization Group*, ya que dentro de sus características, considera un término que mejora sensiblemente la exactitud para los flujos que se filtran rápidamente, resuelve con mayor exactitud el fenómeno de los vórtices en el flujo y proporciona una fórmula analítica para los números turbulentos de Prandtl, además de presentar una teoría en la que se obtiene una fórmula diferencial para la viscosidad efectiva que considera los efectos de números pequeños de Reynolds. Las constantes que se emplean en el modelo RNG son las siguientes:

$$C_{\mu} = 0,0845 \quad (3)$$

$$C1-\varepsilon = 1,42 \quad (4)$$

$$C2-\varepsilon = 1,68 \quad (5)$$

Finalmente, el modelo se calcula de manera segregada, el gradiente basado en los nodos y en estado permanente, las características del agua son; densidad de $998,2 \text{ kg/m}^3$ y la viscosidad dinámica es de $0,001003 \text{ kg/m}\cdot\text{s}$ (valores por defecto). Después de realizar las simulaciones se pueden conseguir resultantes en los planos donde se requiera como por ejemplo las configuraciones y los vectores de velocidad con el mayor caudal de intrusión.

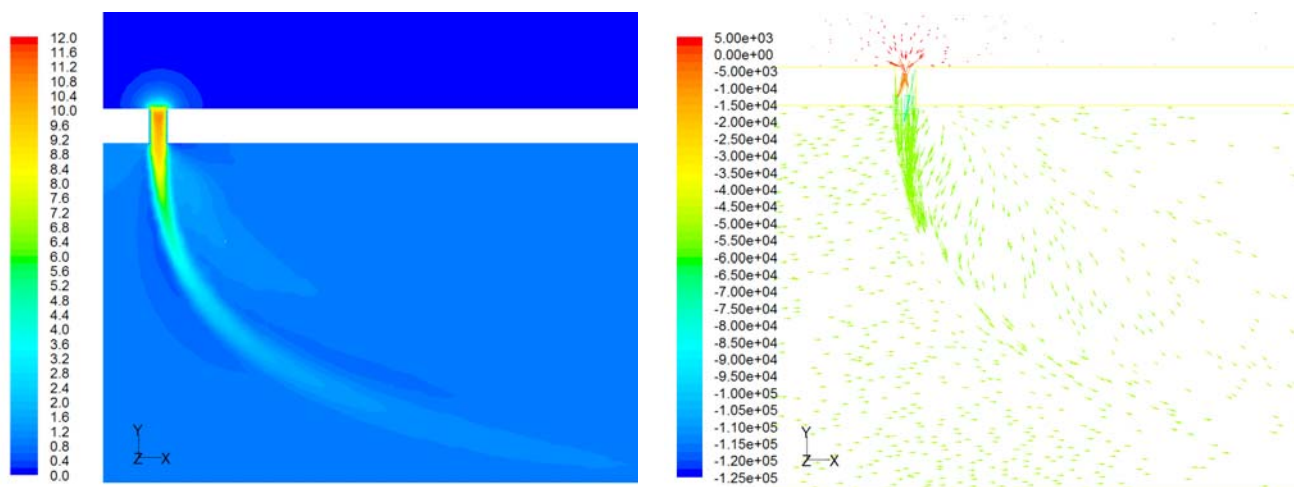


Figura 6. Configuración y vectores (rango de presión en pascales) de velocidad (m/s)

RESULTADOS

Como resultados, presentamos en primer lugar la verificación del modelo experimental, se realizan dos escenarios más con valores de presión negativa de 1,6 y 1,1mca, obteniendo caudales de intrusión de $8,1 \times 10^{-6}$ y de $6,8 \times 10^{-6}$ m³/s. además se realiza la validación del experimento, con el mayor caudal en la conducción generando una presión máxima y una mínima y de igual forma, generando un caudal mínimo para la conducción con las presiones máxima y mínima en la tubería. La figura 7 muestra el ajuste de manera gráfica, validando de esta forma el experimento.

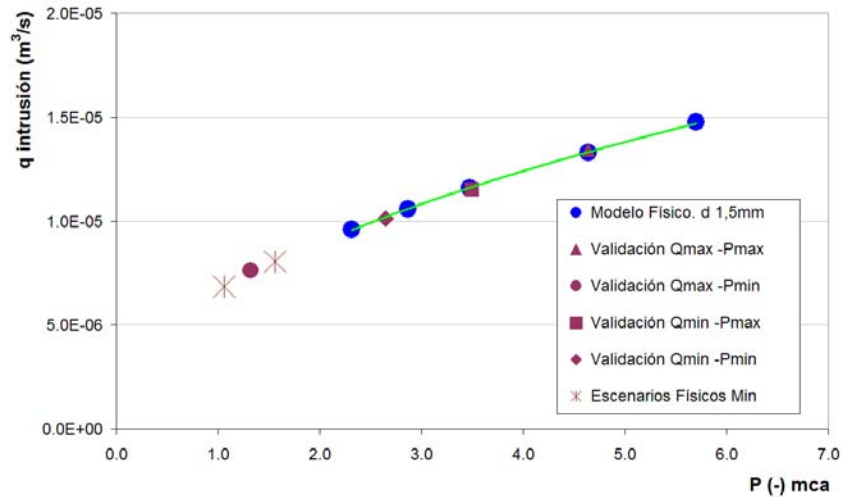


Figura 7. Configuración y vectores (rango de presión en pascales) de velocidad (m/s)

Consecutivamente se verifica el ajuste entre el modelo físico y el modelo numérico en las zonas donde se puede contrastar la modelación, así como la zona de intrusión, verificando la relación potencial del modelo numérico (figura 8). El exponente del modelo numérico es 0,45; menor en tres centésimas con respecto al modelo experimental, a continuación se calcula el error del modelo.

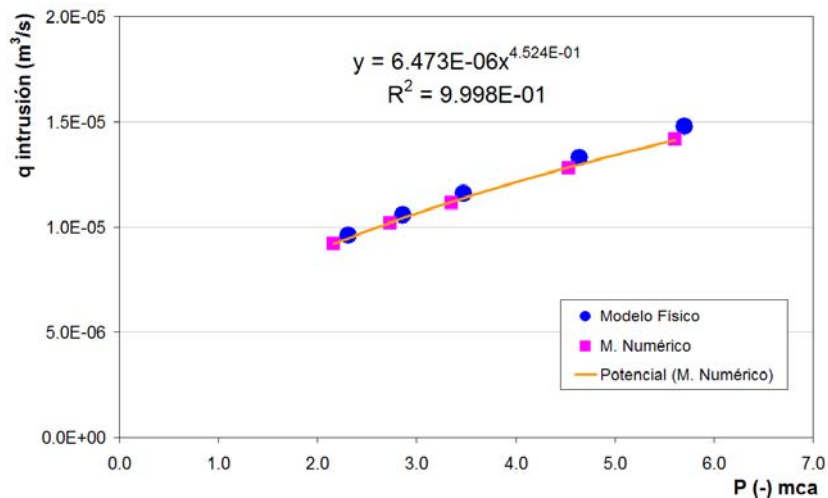


Figura 8. Relación potencial del modelo numérico

La verificación se realiza mediante el criterio de eficiencia de Nash-Sutcliffe. Con ello se evalúa el modelo computacional con respecto al modelo experimental construido en laboratorio, de esa manera se proporciona una estimación cuantitativa de la capacidad del modelo numérico para reproducir el comportamiento del experimento.

El criterio de Eficiencia (E) se define como: uno menos la suma de la diferencia entre los valores observados y calculados al cuadrado, normalizados por la varianza de los valores observados durante el periodo de experimentación (Krause et al, 2005) y es calculado de la siguiente manera:

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \quad (6)$$

Donde O_i son los valores observados en la experimentación. P_i , son los valores que se obtienen del modelo numérico y \bar{O} es la media de los valores observados. La eficiencia E puede presentar valores entre $-\infty$ y 1. Básicamente, cuanto más cerca el modelo de eficiencia es 1, mejor representación del modelo numérico. En el presente análisis se evalúan los valores medios de la presión en la frontera de entrada del modelo, la velocidad en la frontera de salida, así como la velocidad y la presión en la sección media del fallo, los resultados se muestran en la tabla 1.

Tabla 1- Valores del criterio de eficiencia en las zonas de evaluación

PLANO DE COMPARACIÓN	PARÁMETRO A EVALUAR	VALOR DE E
FRONTERA DE ENTRADA	PRESIÓN	1
FRONTERA DE SALIDA	VELOCIDAD	0,9895
EN LA MITAD DEL FALLO	VELOCIDAD	0,9985
EN LA MITAD DEL FALLO	PRESIÓN	0,9896

Los resultados obtenidos muestran un ajuste óptimo de eficiencia, lo cual respalda las consideraciones realizadas en el modelo numérico, tanto en el mallado, como en el mallado, como en el modelo de turbulencia, aun con este ajuste que se compara solamente en unas sección se ha observado una diferencia de la relación potencial experimental de 0,48 a 0,45 en la numérica.

Además del criterio de eficiencia se realiza la validación del modelo con respecto al error del contador de agua, en base a las características metrológicas y los datos de fabricación el error es del 2%, el cual se aplica al caudal de la tubería principal, haciendo variar los caudales de entrada entre para los escenarios con el caudal mínimo y el caudal máximo. Con los nuevos valores de velocidad de entrada se obtienen los resultados y se muestran gráficamente, En la figura 9 se puede observar que la variación del 2% en el caudal de la conducción no afecta de manera considerable en los valores de caudal y presión en la intrusión (Figura 9).

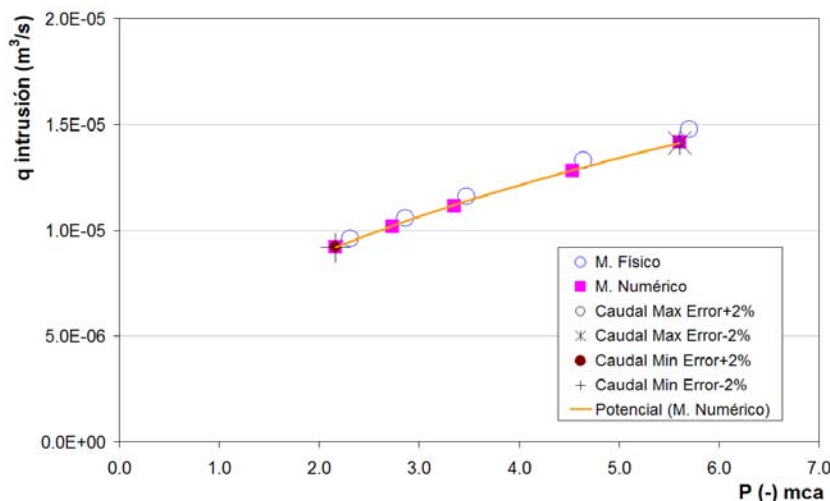


Figura 9. Verificación del modelo numérico con respecto al contador

Con estos resultados podemos considerar que basados tanto en el modelo experimental como el modelo numérico la relación potencial que se maneja en los caudales fugados presentan un comportamiento análogo para los caudales de intrusión, la relación potencial que se obtienen de los modelos ronda el valor de 0,50 que teóricamente se demuestra para descargas libres. Con la verificación y el ajuste de las modelaciones se considera representativos para llegar a realizar escenarios semejantes a los que se pueden presentar en campo.

CONCLUSIONES

Mediante la modelación exponencial y matemática se ha representado un evento de intrusión que se presenta en conducciones de agua. Verificando el modelo, y revisando el ajuste entre ambos modelos, así como el posible error que pudieran provocar los elementos de medición.

En base al criterio de eficiencia de Nash-Sutcliffe, el ajuste del modelo numérico con respecto al modelo experimental ha sido satisfactorio. Por lo que las consideraciones realizadas en la modelación numérica han sido adecuadas para la representación del fenómeno de intrusión. Considerando que para ello, el diseño geométrico que se modela es hasta cierto punto sencillo en términos de mecánica de fluidos, con lo cual se llegan a obtener ajustes adecuados, no obstante la relación potencial entre ambas modelaciones muestra una subestimación del exponente obtenido de manera numérica de un 5%.

La validación de los elementos de medición, se llevó a cabo considerando el equipo que presentaba mayor porcentaje de error. En base a los datos de fabricación, el contador de agua genera mayor variación en los datos experimentales. Se simularon escenarios considerando la velocidad de entrada con un $\pm 2\%$ del valor experimental. Los resultados en la zona de interés muestran que el error del medidor, no representa una afectación considerable, ni en el valor de presión en la zona del fallo, ni en el caudal de intrusión.

Estos resultados nos dan elementos para poder realizar modelos más complejos en los que se puedan generar situaciones en casos no permanentes y además considerando medios

porosos alrededor del fallo así como diferentes fluidos tanto en la conducción como en el medio exterior, todas estas incorporaciones llevarán consigo un porcentaje de error por lo que se deben ajustar en lo mejor posible la modelación numérica a la experimental. Este proyecto lleva un proceso, el cual se va desarrollando hasta alcanzar la mayor semejanza en los casos en los que se pueda llegar a generar un evento de intrusión en redes de abastecimiento de agua.

AGRADECIMIENTOS

Esta contribución se enmarca en el seno de los trabajos desarrollados en el marco del Proyecto de investigación “DANAIDES. Desarrollo de herramientas de simulación para la caracterización hidráulica de redes de abastecimiento a través de indicadores de calidad del agua. Ministerio de Educación y Ciencia de España. REF. DPI2007-63424.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Fluent (2005), *User's Guide*, Fluent 6.2, © Fluent Inc. Enero.
- Kirmeyer G. J., Friedman M., Martel K., Howie D., LeChevalier, M., Abbaszadegan M., Karim M., Funk J., Harbour J. (2001) “*Pathogen Intrusion Into Distribution Systems*”, American Water Works Association Research Foundation (AWWARF), USA y United States Environmental Protection Agency. Publicado por la AWWA Research Foundation y la American Water Works Association, Impreso en Estados Unidos,.
- Krause, P., Boyle, D. P., Båse, F., (2005) “*Comparison of Different Efficiency Criteria for Hydrological Model Assessment*”, *Advances in Geosciences*, 5. 89-97pp.
- López, P.A.; Martínez, F.J. López, G.; Iglesias, P.L. (2005) *Calibración de los modelos de redes de abastecimiento. Una estrategia de gestión*. Revista Tecnología del Agua. Num.262. Julio 2005. Pp 50-57.
- López, P.A.; Mora, J.J.; Martínez, F.J.; López, G. (2008) *Modelación del impacto del fenómeno de intrusión patógena sobre la calidad del agua de distribución*. Capítulo del libro: *Alterações Climáticas e Gestao da Agua e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem*. ISBN: 978-989-95838-1-8. Vol 1. Pp 506-517.
- López, P.A.; Mora, J.J.; García F.J.; López, G. (2009) *Simulation of external contamination into water distribution systems through defects in pipes*. European Geosciences Union (EGU) General Assembly, abril de 2009, *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 11, EGU2009-3355-1.
- Mora, J.J. ; López, P.A., Martínez Solano, J.; López Patiño, G. (2008) *Estudio sobre la modelación de defectos en tuberías*. Capítulo del libro: *Alterações Climáticas e Gestao da Agua e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem*. ISBN: 978-989-95838-1-8. Vol 1. Pp 506-517.
- Mora, J.J.; López, P.A.; García, F.; Delgado, X.V. (2009) *CFD model of Flow Intrusion through a flailure inside a pipe caused by negative pressure*. *Actas de IWEH09: International Worskshop on Environmental Hydraulics*, octubre de 2009 Lopez et al, Eds.

ESTIMACIÓN DE VOLUMEN DE INTRUSIÓN EN RÉGIMEN TRANSITORIO EN UNA CONDUCCIÓN

P. Amparo López-Jiménez¹, Jesús Mora-Rodríguez¹, Vicente S. Fuertes Miquel¹,
F. Javier Martínez-Solano¹

Resumen – El presente trabajo proporciona una estimación del volumen que atravesará una conducción a través de un defecto en régimen no permanente. Uno de los más recientes y reconocidos estudios del fenómeno lo proporciona May (1994) quien desarrolló la teoría FAVAD (Fixed And Variable Area Discharge paths) basada en lo que llama los “trayectos de descarga de área fija y variable” demostrando que el área transversal de algunos tipos de fugas podría variar también con la presión, mientras la velocidad del flujo seguía variando con la raíz cuadrada de la presión: $Q_{intr}=K\Delta p^x$, donde x es un exponente que puede variar entre 0,5 y 2,5. Esta parametrización del fenómeno de la fuga sirve asimismo para el caso de que ocurra la intrusión: esto es, la entrada de posible fluido externo a la conducción desde la envolvente de la misma como consecuencia de un gradiente negativo de presión. Los trabajos llevados a cabo por los investigadores del CMMF han determinado en muchos casos, la expresión explícita que relaciona el caudal que atraviesa un defecto en el caso de una intrusión patógena externa a una conducción y el caudal que le atraviesa. En la contribución que aquí se presenta, se describirá una metodología para cuantificar asimismo el volumen de fluido que atraviesa dicho defecto cuando se produce una brusca variación de presión debido a la acción de un evento transitorio en una conducción.

Abstract – This paper provides an estimation of the volume passing through a pipe with a defect in a transient simulation. One of the most recent and recognized studies of the phenomenon is provided by May (1994) who developed the theory FAVAD, showing that the cross sectional area of some types of leaks could also vary with pressure, while the flow rate continue varying with the square root of pressure $Q_{intr}=K\Delta p^x$ where x can vary between 0,5 and 2,5. This expression can be used also for pathogen intrusion: when external fluid comes into the pipes due to a negative inside pressure. The work carried out by researchers from CMMF identified in many cases, the explicit expression relating the flow rate through a defect in the case of an external pathogen intrusion and the flow through main pipe. In the contribution presented here, a methodology will be described to further quantify the volume of fluid passing through the defect when a sudden pressure change due to the action of a transient event occurs in a main.

Palabras clave: Calidad del agua, intrusión patógena, régimen no permanente

Keywords: Water quality, pathogen intrusion, transient simulation

¹ Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos - Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera s/n cp. 46022, Valencia – Tel: (+34) 96 387 98 90 – E-mail: palopez@gmmf.upv.es; josmorod@doctor.upv.es; vfuertes@gmmf.upv.es; jmsolano@gmmf.upv.es.

INTRODUCCIÓN

En las redes de distribución de agua, todo el volumen de agua que entra, no coincide exactamente con la cantidad de agua suministrada a los usuarios. La relación entre esta agua que entra en la red y la consumida es lo que constituye el rendimiento hidráulico de la red. La disminución de rendimiento en las redes de abastecimiento de agua tiene tres componentes: las pérdidas físicas, los fraudes y el subcontaje en los aparatos de medida. A este respecto, la bibliografía es profusa en estudios sobre los fenómenos de las fugas haciendo hincapié en las pérdidas volumétricas y de presión que van a suponer en la red y en fin, en la estanqueidad y estado de conservación de la misma. La operación de las redes no está exenta de maniobras que pueden alterar la calidad del agua a través de las fugas o alterar los defectos de las redes. Las paradas y arranques en las conducciones, los cortes de suministro debido a restricciones y las situaciones de sequía favorecen transitorios hidráulicos en los que la presión sube primero y baja después, favoreciendo la entrada de contaminantes por un lado debido a intrusiones a través de las fugas; y de aire por otro, que pueden dañar elementos de la red, disminuyendo la fiabilidad (Fuertes, 2002).

La comunidad internacional por medio del grupo de trabajo en Biotecnología para Usos del Agua y su Conservación de la Organización para la Cooperación Económica y el Desarrollo (OECD, siglas en inglés) reconoció en 1996, la necesidad de lograr una mayor comprensión del papel que juega el agua en la transmisión de enfermedades infecciosas (Hunter et al, 2003). Así, el problema de la intrusión patógena debe ser considerado como uno de los posibles factores de riesgo.

La Agencia Estadounidense “Environmental Protection Agency” (EPA) ha destinado importantes recursos al tema de la intrusión patógena a través del proyecto Microbial Risk in Drinking Water (FY 2001 Science to achieve results (STAR) program); el agua potable constituye una de las áreas prioritarias para la EPA, mostrando como objetivo reducir al máximo los posibles riesgos para la salud pública.

En específico, en Estados Unidos los CDCP relacionan los casos de enfermedades gastrointestinales con la ingestión de agua supuestamente potable. Según la EPA son necesarios datos, estudios, metodologías y herramientas analíticas para conocer mejor el fenómeno, determinar las causas que lo provocan y poder así predecirlo y prevenirlo con antelación.

En el proyecto “Intrusión Patógena en los Sistemas de Distribución” (Pathogen Intrusión into Distribution Systems, Project #436) se ha desarrollado un paquete informático KYPIPE para el análisis de redes en régimen permanente o periodo extendido (transitorios lentos) y el SURGE para el análisis de transitorios, con el cual se simula el fenómeno de la intrusión patógena relacionado con las fugas del sistema. En el estudio se tomaron muestras de material que se encuentra alrededor de las tuberías en diferentes localidades de Estados Unidos, con el objetivo de identificar agentes contaminantes microorganismos e indicadores biológicos que pudieran entrar en la red y alterar la calidad, además de poderlos considerar como indicadores del estado de conservación de la instalación (Van Lieverloo, 2006).

Entre otros proyectos, se plantean objetivos como el de determinar la presencia de los microorganismos indicadores y patógenos en la cercanía de las tuberías y evaluar la posibilidad de la intrusión atribuible a los cambios de presión en los transitorios de los sistemas de distribución. Se demuestra que microorganismos indicadores y virus fueron

detectados en muestras de agua y suelo alrededor de las conducciones de los sistemas de distribución. Mientras que en el análisis hidráulico, se obtiene que los transitorios de presión ocurren frecuentemente, aunque solo en una ocasión se presentó presión negativa; sugiriendo que la oportunidad de intrusión patógena puede existir (Karim, 2003). Por lo cual, se propone tener un mejor conocimiento de los peligros potenciales para los sistemas de distribución y con ello tomar decisiones de gestión más adecuadas para minimizar dichos riesgos.

En esa misma línea en julio de 2004, Boyd et al publican dos artículos en los cuales se presenta un modelo a escala de un sistema de distribución de agua (Figura 1) para simular el comportamiento de la intrusión mediante transitorios hidráulicos provocados por un cierre rápido de válvula o por un encendido o apagado incontrolado del equipo de bombeo, con lo cual se determinó el volumen introducido por dos distintos orificios circulares y con ello demostraron que en condiciones similares de presiones y flujos preferenciales en un sistema de distribución de agua, se podrían introducir agentes patógenos que se pueden encontrar en suelos y agua alrededor de la tubería durante eventos cortos de transitorios de presión; en la segunda parte del proyecto se compararon los resultados obtenidos usando métodos volumétrico y por trazadores químicos, con respecto a cálculos teóricos, con lo cual resultó que la aproximación volumétrica de la intrusión puede estar subestimada en un 50%.

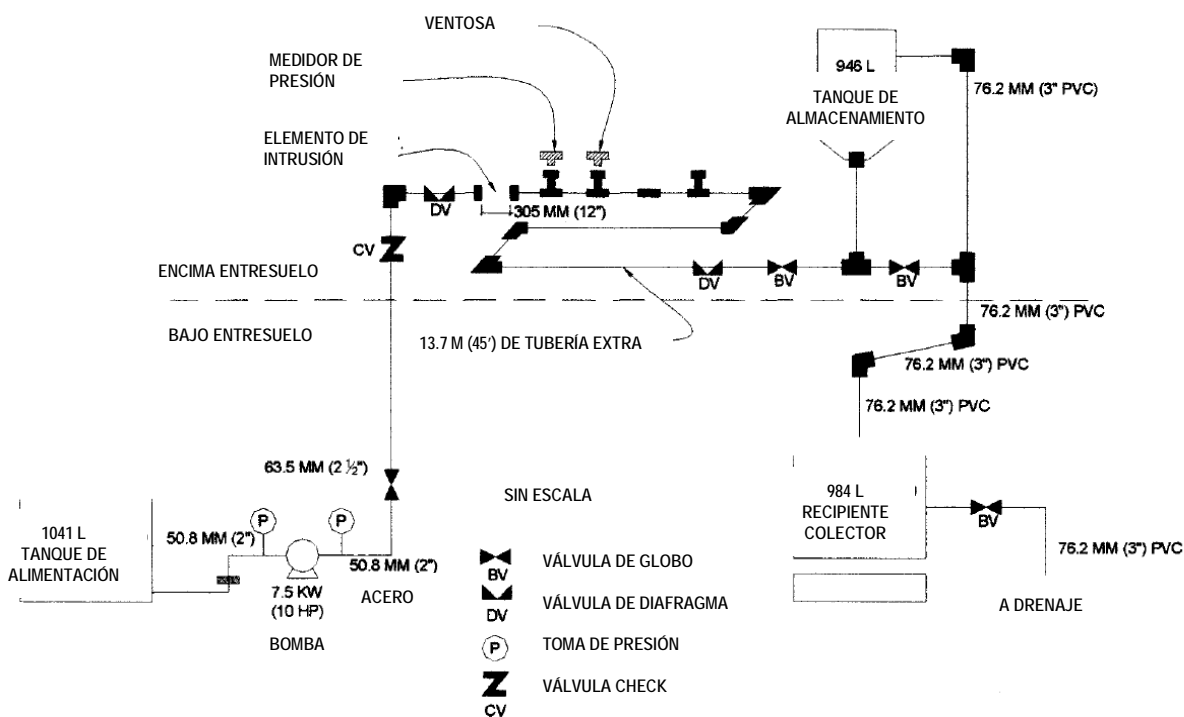


Figura 1. Esquema de un modelo de intrusión (Boyd et al, 2004)

Los sistemas de distribución se vuelven vulnerables cuando se presentan deficiencias durante la construcción y reparación de la red. La operación del sistema no está exenta de maniobras que pueden alterar la calidad del agua. Es por ello que se realizará una revisión de las diversas vías por las cuales se podría generar la entrada de los patógenos que contaminan al agua. Estas vías existirán en la red, pero para que se produzca el fenómeno de intrusión

debe asimismo darse la circunstancia de una caída de presión en el entorno del defecto para que ambas probabilidades se conjuguen en un mismo fenómeno, como muestra la Figura 2.

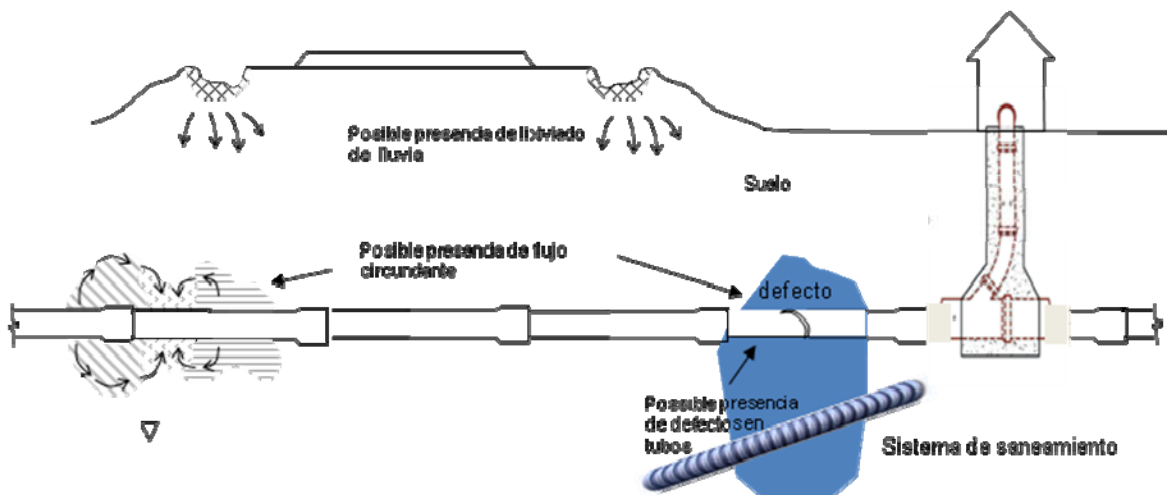


Figura 2. Confluencia esquemática de los factores que afectan al fenómeno de la intrusión patógena.

Las experiencias de Boyd tienen por objetivo conocer el volumen en una intrusión a través de un defecto en un caso sintético en laboratorio con una red conocida de pequeño tamaño. En este caso, y siguiendo la estela de este experimento, se propone en la presente contribución un modelo que conjugue las experiencias en laboratorio y computacionales desarrolladas por los autores para la determinación de las relaciones analíticas entre el caudal y la presión de entrada en la red a través del defecto, con un modelo computacional del establecimiento de las condiciones en régimen no permanente en una conducción simple. Con ello se pretende proponer una metodología para la cuantificación, simple pero eficiente, que permita la determinación del caudal de intrusión externa que ocurriría a través de un defecto presente en una conducción donde se produzca el evento transitorio.

ESTABLECIMIENTO DEL PROBLEMA

Los eventos de contaminación transitoria ocurren cuando una presión baja o negativa en el sistema de distribución permite el ingreso de agua sin tratar en las conducciones de distribución. Estos eventos de contaminación pueden no ser detectado a través de pruebas tradicionales de bacterias coliformes o como una pérdida de desinfectante residual, y puede ocurrir con suficiente frecuencia, en diversos tramos de tubería. Hay una serie de causas que generan las condiciones de flujo transitorio, operaciones del equipo de bombeo, además de la falta de energía eléctrica, la operación de los hidrantes de incendios, pérdida de carga en tanques de almacenamiento, operaciones de válvulas así como un mal funcionamiento de las mismas, operaciones de enjuague, roturas de tuberías o cambios repentinos en la demanda.

Las condiciones de intrusión se ven favorables cuando se presentan los siguiente casos: grietas en las tuberías que pueden desarrollarse con el tiempo, deformaciones en los

acoplamientos flexibles, fugas en las juntas cuando las presiones externas son mayores que en la presión interna, un nivel freático somero del agua subterránea puede generar una presión diferencial al interior y exterior de la tubería y el suministro intermitente de servicio de agua de potable. En algunos casos los elementos de prevención de sobrepresión como tanques de alivio pueden ser fuentes de contaminación debido al estancamiento del agua en estos elementos y que durante un evento de depresión esta agua puede introducirse. Válvulas de inyección y expulsión de aire pueden también ser fuentes de contaminación.

Los eventos transitorios hidráulicos son alteraciones en el agua causados durante un cambio de estado, típicamente efectuando una transición de un estado o una condición de equilibrio a otro. Los principales componentes de las alteraciones son los cambios de presión y flujo en el punto donde se causa la propagación de ondas de presión a través del sistema de distribución. Las ondas de presión viajan a velocidades sónicas, dependiendo de la elasticidad del agua y de las propiedades elásticas (por ejemplo material y espesor de la pared) de la tubería. Al propagarse estas ondas, se crea un ajuste transitorio de las condiciones de presión y de flujo a través del sistema. Al paso del tiempo, la presencia de las pérdidas y la fricción reduce las ondas hasta que el sistema se estabiliza en un nuevo estado estacionario. Usualmente solo la regulación del flujo extremadamente lento puede resultar en transitorios aparentemente suaves desde un estado estacionario a otro sin fluctuaciones obvias en presión o flujo (Boulos et al, 2005).

En el caso de que se tenga alguna fuga en la tubería (Figura 3) y se presente un transitorio hidráulico, se puede generar una intrusión en las fases de supresión durante el proceso del transitorio, siempre y cuando el decremento de la presión se presente por debajo de la cota de la tubería generando una presión negativa. El origen de estos eventos es provocado por los cambios abruptos en la velocidad del fluido (Kirmeyer et al, 2001), lo que genera una transformación de la energía cinética que arrastra el líquido en energía elástica, esta energía es adquirida por las paredes de la tubería y el propio fluido; lo cual acontece en un fenómeno cíclico con períodos de sobrepresión y depresión (Iglesias et al, 2001). La duración de estos eventos es corta aunque además de favorecer la entrada de contaminantes, provoca también la entrada de aire que pueden dañar elementos de la red, disminuyendo la fiabilidad.

En general, cualquier alteración en el agua causada durante un cambio en condiciones adversas al flujo, inicia una serie de presiones transitorias en el sistema de distribución de agua. Las alteraciones se originan de cambios o acciones que generan los dispositivos hidráulicos o condiciones de frontera. Los eventos típicos en donde se presentan consideraciones transitorias, se incluyen los siguientes casos: encendido o apagado del equipo de bombeo, apertura o cierre de válvulas (variación en la sección transversal del área de flujo), variación de la presión en las fronteras (por ejemplo vaciado de tanques elevados de almacenamiento, ajuste en el nivel de agua de los embalses, variación de presión en tanques, etc.), cambios rápidos en las condiciones de demanda, cambios en las condiciones de transmisión (roturas o conducciones congeladas) y llenado o vaciado de tuberías.



Figura 3. La presencia de fugas en las redes

Los eventos transitorios pueden tener significativa implicación en la calidad del agua y la salud. Un evento transitorio de baja presión, por ejemplo, un fallo en la impulsión o la rotura de una tubería, tiene el potencial de causar la intrusión de agua contaminada del subsuelo hacia la tubería por los fugas en juntas o roturas. Las presiones negativas inducen el retorno de agua no potable (en la Figura 4 se muestra diversos casos de transitorios); En este caso, las conducciones en un momento u otro de la operación, pueden presentar situaciones de depresión si no se toman las medidas de protección adecuadas contra los eventos transitorio. La presión en el interior puede llegar a alcanzar valores hasta de cavitación.

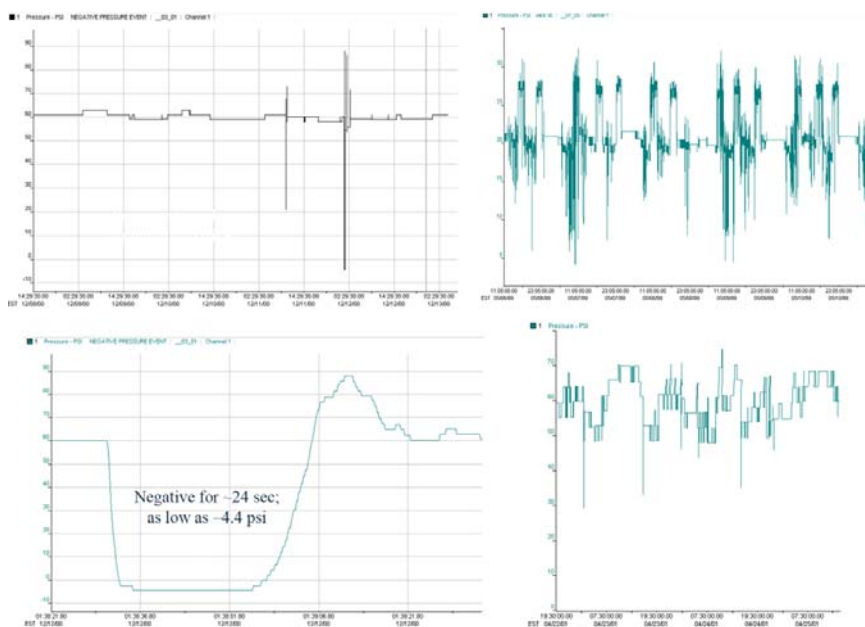


Figura 4. Registro de transitorios de presión por diversas causas (Friedman et al, 2004)

Las paradas y arranques en las conducciones, los cortes de suministro debido a restricciones y las situaciones de sequía favorecen transitorios hidráulicos que dan lugar a depresiones con carácter no permanente pero que generan la mayoría de entrada de flujo externo en las redes de distribución (López et al, 2005).

Debido a que los patógenos existen en diversos ambientes, tanto acuáticos como terrestres, hay posibilidades de que estos microorganismos contaminen el sistema de distribución en las conexiones, retornos y eventos de intrusión. La atención se incrementa con la presencia de presiones negativas de los eventos transitorios en las conducciones de los sistemas de distribución causados por cambios repentinos en la velocidad del agua (LeChevallier et al, 2003). Durante un evento negativo de presión, el agua contaminada y los suelos exteriores a la tubería pueden entrar en el sistema de distribución a través de grietas, juntas, fallos o roturas en las tuberías. Karim et al (2003) reportó en un estudio la evaluación de 66 suelos y muestras de agua colectadas desde ocho sitios en seis estados de Estados Unidos. Las muestras fueron colectadas de suelos inmediatos a la tubería de agua para determinar la presencia de contaminantes microbianos en el entorno de la tubería. Bacterias de coliformes totales y coliformes fecales fueron detectadas en cerca de la mitad de las muestras de agua y suelo, indicando la presencia de contaminación fecal. Se detectaron virus en 56% de las muestras. Aunque las muestras en este estudio no fueron analizadas para bacterias, es probable que las fugas de la red de alcantarillado puedan proporcionar un ambiente altamente orgánico favorable para su crecimiento (Pedley et al, 2004).

Así pues, en la metodología de cálculo del volumen de intrusión que se propone en la presente contribución, se muestran dos fenómenos que deben ser considerados con detalle:

De un lado la relación entre la presión en el interior de la conducción y el caudal que puede entrar desde el exterior a través del defecto. Este problema está siendo analizado mediante modelación experimental y computacional por los autores, y se utilizarán las correlaciones proporcionadas por los mismos.

De otro lado, debe modelarse la presión en el interior de la conducción mediante un modelo de cálculo en régimen no permanente, para ser utilizado en la determinación del volumen de entrada a través del defecto. Para ello se utiliza el modelo computacional DYAGATS también desarrollado en el seno del grupo investigador de los autores firmantes de la presente contribución.

MODELACION MATEMÁTICA

Así pues, dos son los aspectos matemáticamente a considerar por la metodología que aquí se presenta. De un lado las correlaciones entre los niveles de presión en el interior de la conducción y el caudal o flujo desde el exterior que entrará en las mismas.

Los trabajos de Mora et al (2009 a y b) y López et al (2008b) justifican la expresión que van a ser utilizada en este sentido:

$$Q_{\text{intr}}=6,227 \cdot 10^{-5} \Delta p^{0.5037} \quad (1)$$

Esta expresión ha sido obtenida para un caso particular de defecto en una conducción de PVC de diámetro nominal de 32mm y espesor de pared de 2mm. El defecto se realizó con un diámetro de 5mm (López et al, 2007, López et al, 2008 a y b).

Utilizando esta caracterización matemática apoyada sobre la teoría FAVAD y las expresiones de Torricelli, se utiliza la modelación que propone DYAGATS para régimen no permanente para conocer la presión en el interior de una conducción de tubería simple.

El modelo DYAGATS sirve para predecir el comportamiento de instalaciones con tubería simple en una situación no permanente en cuanto al caudal que circula por la misma y la presión que va a alcanzarse en su interior. Es capaz de combinar diversos elementos (bombas, válvulas, elementos de protección), variando su ubicación y características, proporcionando las presiones a lo largo del tiempo en cualesquiera puntos de la instalación sencilla considerada.

Los fenómenos transitorios (golpe de ariete) que se dan en una tubería por perturbaciones que desvían al sistema de su régimen estacionario suponen una importante amenaza para la integridad del mismo. Evitar las peligrosas consecuencias del golpe de ariete es posible con un diseño adecuado de los elementos de protección correspondientes. DYAGATS permite simular el comportamiento del sistema optimizando el diseño, con la certeza de que la instalación está protegida. En este caso, la aplicación que se utilizará del modelo es sencilla pero crucial: se requiere saber el comportamiento de una tubería simple en la que se considera un defecto virtual.

La presencia de este defecto en la conducción no supone variación importante en el flujo o niveles de presión en la misma, por lo que el análisis del régimen transitorio se aborda como si el defecto no existiese, con el régimen de presiones así obtenido, vamos a conocer las presiones en el interior y relacionar mediante la expresión (1) los caudales de intrusión a lo largo del tiempo que serán integrados para conocer el volumen total que puede entrar (y salir en situaciones de presión positiva) y por lo tanto la representación del fenómeno de la intrusión patógena en régimen no permanente.

CASO DE ESTUDIO: SIMULACIÓN DE DEFECTO EN TUBERÍA SIMPLE CON CIERRE RÁPIDO DE VÁLVULA.

La Figura 5 muestra el caso sintético que se propone en la presente contribución para considerar el caudal y el volumen de entrada a través de un defecto en régimen no permanente.

Se ha supuesto una tubería conectada a un depósito superior que finaliza en una válvula. A mitad de su longitud se considera la presencia de un defecto, de las características que se han presentado en laboratorio, para la estimación del flujo externo que podría entrar cuando se diera la situación de depresión en el interior de la citada conducción como consecuencia del cierre rápido de la válvula situada al final de la conducción.

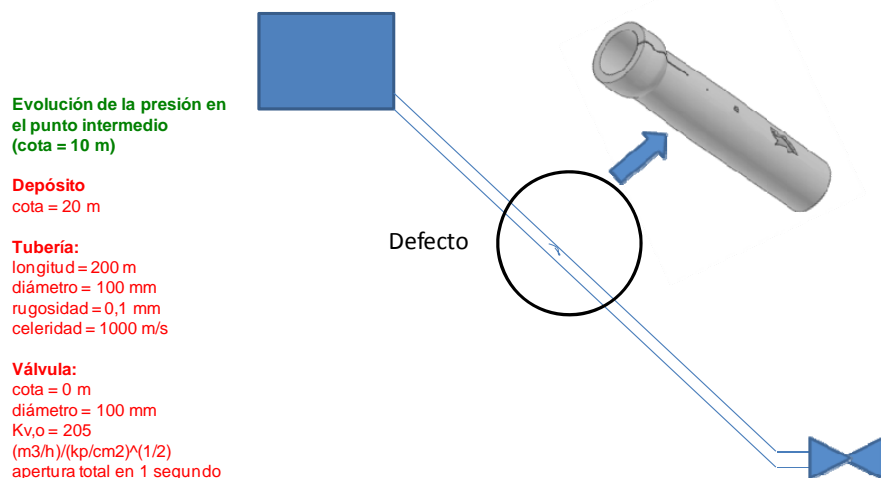


Figura 5. Situación esquemática para la representación del fenómeno de intrusión en tubería simple.

En estas circunstancias, se ha estudiado la presión que se experimenta en el transitorio generado por la acción de la válvula. Situación en la que la presión fluctuará proporcionando valores positivos y negativos, como se muestra en la Figura 6, en la que se presenta en abscisas el tiempo en segundos y en la ordenada al origen la presión en metros columna de agua.

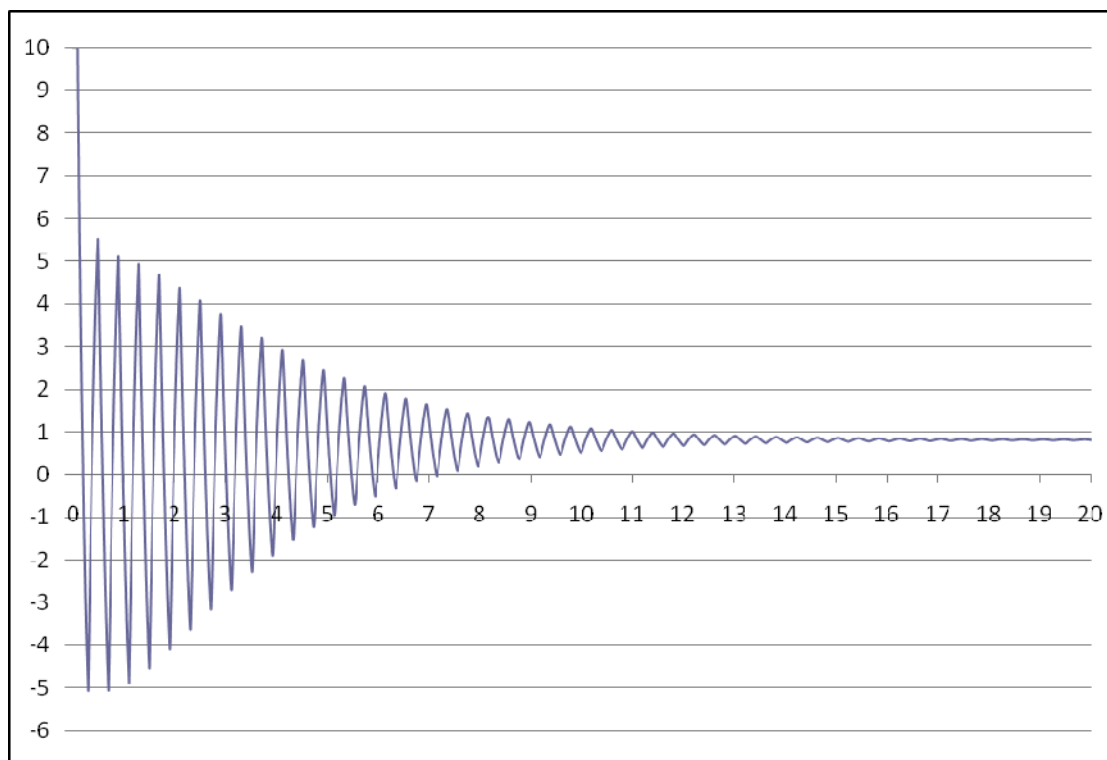


Figura 6. Régimen de presiones resultante de la simulación del transitorio en un punto intermedio de la conducción.

RESULTADOS

Los resultados que se obtienen de esta modelación son los siguientes. De un lado, la Figura 7 muestra el caudal que ha entrado a través del defecto en este punto de la conducción. Este caudal, como era de esperar, sigue una forma similar a la de la presión. En este caso, se considera positivo el caudal cuando es saliente de la conducción y negativo cuando es entrante en la misma. En la citada figura en abscisas se observa el tiempo y en ordenadas el caudal de entrada en metros cúbicos por segundo.

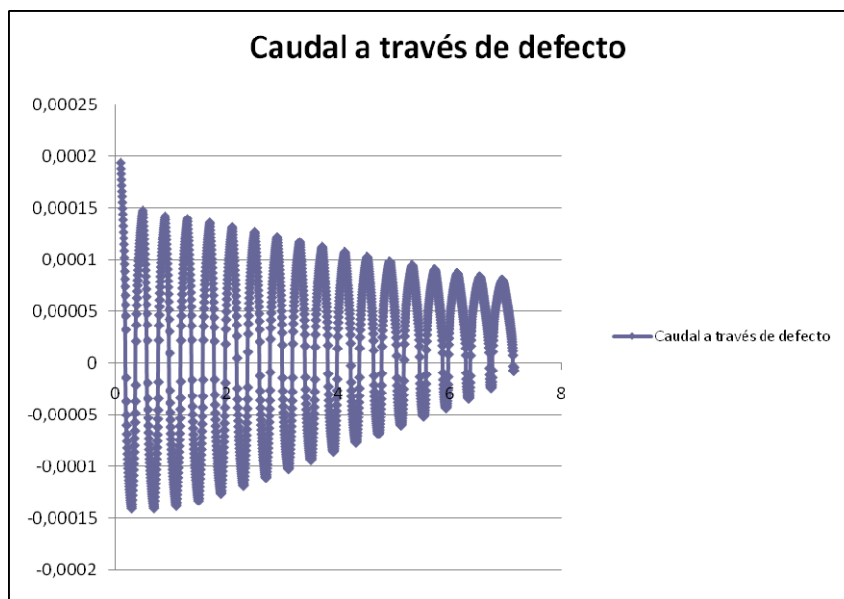


Figura 7. Variación del caudal en la intrusión a lo largo del tiempo.

De otro lado, la Figura 8 muestra el volumen de entrada que, como consecuencia de la integración de este caudal, atraviesa el defecto en el punto considerado. De esta manera puede conocerse el volumen total que en cada intervalo de tiempo ha entrado o salido de la tubería considerada en la modelación, representando el volumen en metros cúbicos que entraría (negativo) o saldría (positivo) de la conducción a lo largo del transitorio.

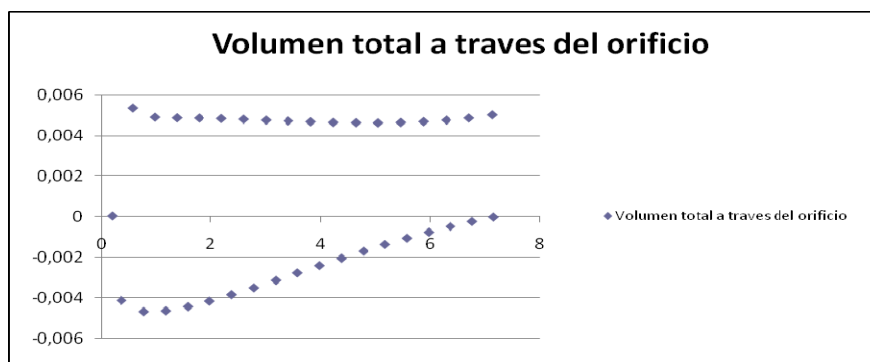


Figura 8. Volumen que atraviesa el orificio simulando el defecto a lo largo del tiempo de simulación.

De la misma forma que antes, cuando se trata de caudal entrante en la conducción se consideran valores negativos y cuando es caudal saliente valores positivos.

Así, puede observarse que debido al régimen final de presiones positivas que aparecen en la conducción, mantienen un volumen constante que tiende a ser de salida netamente, puesto que el defecto en régimen permante tiene como consecuencia una fuga del caudal desde la conducción. Sin embargo, al tratarse de un comportamiento transitorio, los contaminantes desde el exterior se encontrarán en circulación en el interior de la conducción transportados por la corriente en la misma desde que entran a ella. Hay que tener en cuenta que en este caso, no se ha considerado de forma simultánea el caudal que circula por la conducción principal mientras se está produciendo el evento transitorio, pero este también sufrirá fluctuaciones importantes de sentido, que serán consideradas en futuras simulaciones.

CONCLUSIONES

En la presente contribución se ha presentado un análisis preliminar dirigido a determinar el volumen de entrada en una conducción como consecuencia de un evento de intrusión patógena en régimen no permanente. Este evento tiene que hacer coincidir las circunstancias de la bajada de presión junto con la presencia de defecto y de fluido contaminante en la envolvente externa del defecto.

El análisis que aquí se presenta es una modelación numérica para la determinación del volumen de intrusión en cuestión. Conjuga dos técnicas computacionales aplicadas al fenómeno de la intrusión patógena. De un lado se consideran las expresiones para la relación entre el caudal de entrada a través de un defecto en una conducción (dependientes de la características del defecto y de la conducción) con la presión en el interior de la misma. Estas expresiones se han obtenido tras una meticulosa modelación experimental y computacional realizada por los autores de la presente contribución y basadas en la teoría de pérdidas de carga a través de un orificio y la teoría FAVAD. De otro lado se utiliza el modelo DYAGATS para la modelación del evento con defecto en la tubería en régimen no permanente cuando el caudal de entrada no disturba el caudal principal, obteniendo así los caudales instantáneos de entrada o salida a través del defecto y el volumen total que se deriva de la integración de estos caudales en los instantes de tiempo en los que ocurren.

La estimación que aquí se ha descrito para el caudal y volumen en la intrusión es novedosa y permitiría en condiciones en las que se conozca bien el tipo de defecto y el régimen de presiones, evaluar el volumen total de entrada de fluido desde la envolvente posiblemente contaminada en un evento transitorio. Este volumen es pequeño, especialmente en defectos de menores dimensiones, con una duración breve o un régimen de presiones no muy abrupto, pero sin embargo frecuente en las conducciones. Se observa con la citada metodología que puede conocerse cuanto fluido externo entraría en la conducción y que si el caudal sigue circulando por la misma, los contaminantes que hubieran entrado se desplazarían hacia el conjunto de la red.

Esta es la primera aproximación a la estimación computacional que se propone. Quedan pendiente los desarrollos futuros en los que se añada otros aspectos que se han considerado importantes en esta modelación: el análisis simultáneo del caudal que circula por la conducción, la modelación de las concentraciones de contaminantes introducidos en la red en función de los diferentes patógenos contaminantes que pudiese haber en la envolvente fluida del defecto, la estimación de la dispersión de contaminantes en el interior de la conducción; y

la posible consideración de la porosidad del terreno circundante que puede encontrarse saturado o insaturado del fluido contaminante. Sin embargo, es una estimación que de forma sencilla, permite al modelador determinar cuantitativamente un efecto como la intrusión patógena de forma novedosa y consecuente con una amplia modelación experimental.

AGRADECIMIENTOS

Esta contribución se enmarca en el seno de los trabajos desarrollados en el marco del Proyecto de investigación “DANAIDES. Desarrollo de herramientas de simulación para la caracterización hidráulica de redes de abastecimiento a través de indicadores de calidad del agua. Ministerio de Educación y Ciencia de España. REF. DPI2007-63424.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Boulos F. P., Karney W. B., Wood J. D., Lingireddy S. (2005) *Hydraulic transient guidelines for protecting water distribution systems*, American Water Works Association, 97:5 Journal AWWA, Mayo de 2005. pp. 111-124
- Boyd G. R., Wang H., Britton M. D., Howie D. C, Wood D. J., Funk J, E., Friedman M. J. (2004) *Intrusion within a simulated water distribution system due to hydraulic transients I: Description of test rig and chemical tracer method*. Journal of Environmental Engineering 130(7), ASCE, Julio de 2004, pp. 774-777.
- Fuertes, V.S.; García-Serra, J.; Iglesias, P.L.; López, G.; Martínez, F.J.; y Pérez, R. (2002) *Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua*”, Grupo Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia.
- Iglesias P.; Fuertes V.; Pérez R. (2001) *Fluidos Incompresibles, Flujos Transitorios en Conductos Cerrados*”, Editorial Universidad Politécnica de Valencia, ISBN 84-9705-104-1, pp. 181.
- López, P.A.; Martínez, F.J. López, G.; Iglesias, P.L. (2005) *Calibración de los modelos de redes de abastecimiento. Una estrategia de gestión*. Revista Tecnología del Agua. Num.262. Julio 2005. Pp 50-57.
- López P. A., Martínez S. J., López P. G., Lara L. B. (2007) *Modelación computacional del fenómeno de una fuga en tubería de abastecimiento*, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXII – Nº 2, Junio de 2007, pp. 43-53.
- López P.A.; Mora, J.J.; Martínez, F.J.; Pérez, R. (2008a) *Modelación hidrodinámica del fenómeno de intrusión en tubería de abastecimiento*. Revista: Ingeniería del Agua en México ISSN 0211-8173. Vol XXIII. Nº 4. Octubre-Diciembre de 2008, pp 103-110.

- López, P.A.; Mora, J.J.; Martínez, F.J.; López, G. (2008b) *Modelación del impacto del fenómeno de intrusión patógena sobre la calidad del agua de distribución*. Capítulo del libro: Alterações Climáticas e Gestao da Agua e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. ISBN: 978-989-95838-1-8. Vol 1. Pp 506-517.
- Hunter P. R., Waite M., Ronchi E. (2003) *“Drinking Water and Infectious Disease, Establishing the Links”*, CRC Press, IWA publishing.
- Karim M. R., Abbaszadegan M. y LeChevallier M. (2003) *“Potencial for Pathogen Intrusión during Pressure Transients”*, Journal WWA 95:5, American Water Works Association Mayo de 2003, pp. 134-146.
- Kirmeyer G. J., Friedman M., Martel K., Howie D., LeChevalier, M., Abbaszadegan M., Karim M., Funk J., Harbour J. (2001) *“Pathogen Intrusion Into Distribution Systems”*, American Water Works Association Research Foundation (AWWARF), USA y United States Environmental Protection Agency. Publicado por la AWWA Research Foundation y la American Water Works Association, Impreso en Estados Unidos.
- May J., (1994) *“Pressure dependent leakage”*, World Water and Environmental Engineering, Octubre de 1994, p. 10.
- Mora, J.J.; López P.A.; Fuertes V.S.; Delgado X.V. (2008) *Modelación de la intrusión patógena en redes de agua potable*. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena de Indias. Colombia, Septiembre de 2008.
- Mora, J.J.; López, P.A.; García, F.; Delgado, X.V. (2009a) *CFD model of Flow Intrusion through a flailure inside a pipe caused by negative pressure*. Actas de IWEH09: International Worskshop on Environmental Hydraulics, Lopez et al. Eds.
- Mora, J.J.; López, P.A. (2009b) *La intrusión patógena simulada con un modelo de cfd*. Jornadas de Ingeniería del Agua JIA 2009. International Association for Hydro-Environment Engineering and Research, ISBN: 978-90-78046-10-3, pp.147-148.
- Pedley S., Bartram J., Rees G., Dufour A., Cotruvo J. A. (2004) *“Pathogenic Mycobacteria in Water, a Guide to Public Health Consequences, Monitoring and Management”*, World Health Organization, International Water Assosiation IWA Publishing.
- Van Lieverloo J. H., Mirjam Blokker E. J., Medema G. (2006) *“Contamination during distribution”*, Microbial Risk Assessment: a scientific basis for managing drinking water safety from source to tap, Microrisk; http://www.microrisk.com/uploads/microrisk_distribution_assessment.pdf , abril de 2006, p. 67.

Sesión Técnica 5

Estudio de dispositivos para redes

ESTACIONES DE BOMBEO: EVOLUCIÓN Y FUTURO

Ramón Huguet Esteve¹; Yaset Martínez Valdés²

Resumen – Se presentan de manera amena los avances actuales y el papel de las nuevas tecnologías en el diseño y construcción de estaciones de bombeo. Se presentan los últimos adelantos en las esferas técnica y teórica relacionada con el diseño y operación de los equipos de bombeo. Se hace hincapié en los adelantos e innovaciones en la gestión de la operación en consonancia con la optimización energética en dichas instalaciones. El rol imprescindible de los programas informáticos y el salto cualitativo que han logrado en la ayuda para la selección, análisis y diseño de variantes de proyectos para estaciones de bombeo, es abordado también en este trabajo.

Abstract – The current advances and the role of the new technologies in the design and construction of pumping station are presented in an interesting way in this paper. The last advances in the spheres technique and theoretical related with the design and operation of the pumps is presented. Stress is made in the advances and innovations in the administration of the operation, in consonance with the energy optimization in these installations. The indispensable role of the specialized softwares and the qualitative jump that is achieved in the help for the selection, analysis and design of projects advances for pumping station, are also approached.

Palabras Clave: estaciones de bombeo

Keywords: dumping stations

¹ Ingeniero Mecánico. Director de Proyectos y Fabricación de Bombas Ideal S.A. Bombas Ideal, P. Ind. Mediterráneo CID – 8, 46560 Massalfassar, Valencia, España. Tel.: 902 203 400, Fax: 902 733 818. Email: central@bombas-ideal.com

² Ingeniero Hidráulico, Profesor Instructor. Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Instituto Superior Politécnico "José Antonio Echeverría", calle 114 # 11901 e/ 119 y 127, Marianao, Ciudad de La Habana, Cuba. Tel.: (537) 266 3469, Fax: (537) 267 2013. Email: yaset@cih.cujae.edu.cu

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de bombeo suponen hoy en la actualidad casi un 20% de la demanda de energía eléctrica mundial y entre el 25 y 50% del consumo de energía en ciertas instalaciones industriales.

Dentro de estos sistemas, la proyección de una estación de bombeo representa un cúmulo de preguntas y problemas a resolver, tanto de ingeniería hidráulica, mecánica, eléctrica, electrónica etc., así como de índole económica y ambiental.

Pretendemos tratar hoy aquí no tanto la resolución de muchos de estos problemas, aunque inevitablemente hablaremos de ellos, si no orientar los planteamientos en el diseño de las estaciones de bombeo hacia las corrientes renovadoras que sobre ellos se están produciendo.

A través de nuestra dilatada experiencia en múltiples instalaciones en todo el mundo hemos podido constatar con algunos importantes detalles que intentaremos transmitir en este trabajo.

DESARROLLO

Factores de la evolución:

Metalurgia

La calidad y precisión de la metalurgia actual, desde la generalización de los hornos eléctricos de inducción frente a los cubilotes anteriores, junto con los analizadores espectrométricos que permiten saber con exactitud la composición química de los metales de fusión en el momento de la colada, han conseguido una gran fiabilidad mecánica tanto en bombas, válvulas y otros accesorios hidráulicos.

Esta mejora de los materiales ha permitido un mejor desarrollo hidráulico de estos equipos, una mejora de rendimientos, un incremento de las prestaciones de caudal y presión, dando al traste con una gran fiabilidad mecánica e hidráulica de estos equipos y por ende de las instalaciones de bombeo, reduciendo así de esta manera el número de incidencias y averías.

Mantenimiento

Una mejora en el mantenimiento de los equipos es una garantía de duración y calidad del servicio de las estaciones de bombeo.

La diferencia entre un buen mantenimiento y un mal mantenimiento, puede representar multiplicar por 10 la duración de estos equipos. Este aspecto, a menudo olvidado en muchos países, por desgracia, se refleja en un incremento sustancial de los costos de mantenimiento, máxime cuando no se hace de la manera más adecuada.

Un buen mantenimiento no se rige por el principio de tener más repuestos de las piezas de desgaste de los necesarios, si no que se basa en aquel, en que se promueve fundamentalmente, la formación intensiva del personal a cargo de la estación y en un plan sistemático de revisión de parámetros y de mantenimientos preventivos.

Este plan de revisión debe contemplar el registro sistemático y periódico de distintas variables como son: presión, consumo eléctrico, temperaturas en puntos claves, vibraciones en puntos de interés, etc., así como llevar un registro de incidencias y sus soluciones.

La limpieza, preparación del personal y los libros de registro actualizados, son sinónimos de calidad en el mantenimiento.

Ahorro de energía (Bombas Ideal S.A, 2005; HI, 1998; HI, Europump, DOE, 2004; HI, 2006; HI, 2008; Bombas Ideal S.A, 2008)

La reducción del consumo de energía es uno de los objetivos principales a tener en cuenta desde un principio en el diseño de una estación de bombeo.

El consumo de energía en una instalación de bombeo, podrá reducirse analizando de manera conjunta varios parámetros, como son:

1. Rendimiento de las bombas.
2. Eliminación de pérdidas volumétricas innecesarias en las tuberías de aspiración e impulsión.
3. Adecuando a las máquinas motrices (motor eléctrico o diesel) a sus parámetros de mejor rendimiento.
4. Evitando transformaciones innecesarias en los equipos.
5. Adecuando las bombas a los parámetros de consumo de los usuarios:
 - a. Estudiando las necesidades de los usuarios por horas y días.
 - b. Estudiando las necesidades de los usuarios por estaciones.
 - c. Ampliando el número de bombas para el bombeo de forma que se ajusten al consumo puntual real
6. Empleando variadores de frecuencia y/o arrancadores suaves:
 - a. Elimina consumos punta en el arranque.
 - b. Ajustar los datos de las bombas al consumo real.
 - c. Evitar los golpes de ariete.
7. Adecuando los riegos a las necesidades de los cultivos (no programaciones fijas) utilizando sondas detectoras de humedad.

Electrónica e informática (Bombas Ideal S.A, 2008)

Los considerables avances de la electrónica y la informática en estos últimos años, junto con la disminución de los precios de estas tecnologías, están resultando definitivos para la implantación en las estaciones de bombeo.

Las mediciones de los parámetros fundamentales de los equipos de bombeo, tanto de servicio como de mantenimiento, así como programas expertos que tomen decisiones de una forma lógica partiendo de estas mediciones de telecontrol, están resultando imprescindibles en la operación de una estación de bombeo.

Estas mediciones electrónicas junto con el control informático de las estaciones de bombeo pueden:

1. Reducir las cargas de trabajo de explotación.
2. Reducir las cargas de trabajo de mantenimiento.
3. Optimizar las condiciones de explotación, aparejado a una considerable disminución del consumo de energía en estos sistemas.

4. Evitar maniobras equivocadas y peligrosas por parte del personal de operación.
5. Permitir la centralización en un solo puesto de control de la operatividad y necesidades de mantenimiento de varias estaciones de bombeo.

Futuro de las estaciones de bombeo:

Generalidades

Un proyecto de estación de bombeo requerirá de una serie de consideraciones y estudios previos (Bombas Ideal S.A, 2005):

1. Determinación de los caudales necesarios por días y por horas.
2. Determinación de estos caudales en el tiempo por estaciones.
3. Determinación del emplazamiento.
4. Determinación de las conexiones con otras estaciones.
5. Determinación de los datos hidráulicos de cada estación y de cada bomba dentro de las estaciones.
6. Determinación del riesgo potencial de los cultivos y/o servicios que atiende para definir los parámetros de seguridad necesarios.
7. Determinación del emplazamiento del puesto de control.

Proyecto (HI, 2006; HI, 2008; Bombas Ideal S.A, 2008)

En la actualidad, los proyectos de estaciones de bombeo contarán con más apoyo por parte de la tecnología e introducción de nuevos conceptos y normativas que ayudarán a los especialistas a tomar decisiones y variantes con más eficacia.

Por una parte la utilización cada vez más creciente por los especialistas involucrados, de los programas informáticos de selección de equipos ha elevado la calidad y ganancia del recurso tiempo en la proyección de estas instalaciones. Bombas Ideal cuenta su propio programa de selección de equipos BIPS en su última versión 1.2.14 con buenos resultados de aplicación tanto en la esfera profesional como docente.

En cuanto a nuevos conceptos en la tarea de proyección, se impone cada día más a nivel internacional la utilización de la normativa LCC (Life Cycle Cost) en todos los nuevos proyectos que se contratan.

El costo del ciclo de vida de cualquier equipo es el coste total durante su vida útil, que incluye la compra, instalación, funcionamiento, mantenimiento y retirada del equipo. Determinar este costo implica seguir una metodología que identifique y cuantifique todos los componentes que forman la ecuación de este costo. Al utilizarla como herramienta comparativa entre el posible diseño u otras alternativas examinadas, este método hará que sea posible obtener la solución más rentable dentro de los límites de los parámetros disponibles (Sanz, 2003).

Emplazamiento y obra civil (Bombas Ideal S.A, 2008)

1. Es muy importante elegir cuidadosamente el emplazamiento de la estación de bombeo, pues su situación puede influir de forma importante en el funcionamiento y en los costos de construcción y mantenimiento.

2. Si su captación es de pozo sobre un manto freático uniforme, habrá que elegir su perforación en las proximidades de las vías de comunicación, caminos, líneas eléctricas, conductos de circulación de conexión con otras estaciones.
3. Si la captación es de ríos, pantanos, embalses, deberán, además de las consideraciones anteriores, situarse lo más cerca posible del agua a captar, incluso si fuese posible sobre ella. Los conductos de aspiración deben de reducirse en la medida de lo posible. La variante de las bombas verticales se impondrá por sobre el uso de las bombas horizontales ya que estas succionan desde dentro del nivel de agua. Este tipo de bomba se hace imprescindible cuando se trata de una gran estación de bombeo.
4. La obra civil debe reducirse en lo posible pues no olvidemos que es una parte muy importante del costo de la estación. La tecnología permite que tanto bombas como motores trabajen a la intemperie o con una ligera protección. Sin embargo deberán protegerse muy bien de los elementos atmosféricos, sol, lluvia, etc., los dispositivos de medición y control, ya que la precisión y durabilidad de estos equipos electrónicos depende en gran medida del grado de protección bajo el cual estén.
5. Se protegerán en su perímetro las instalaciones para evitar riesgos de manipulación inadecuada de los equipos o de actos de vandálicos.

Aspiraciones (Bombas Ideal S.A, 2005; HI, 1998; Bombas Ideal S.A, 2008)

1. En las captaciones naturales de ríos la velocidad del agua de aproximación a las tomas de aspiración o bomba debe estar próxima a 0.25 m/s.
2. Deben situarse de forma lateral a la corriente en el caso de los ríos para evitar la acumulación de elementos flotantes o de arrastre.
3. Es muy conveniente situar fosas de decantación tanto de flotantes, como de sólidos.
4. En las tomas sobre caudales decantados bastará con proteger a la bomba de la corriente con la reja de protección y situar la estación de bombeo sobre el caudal o de forma lateral lo más junto posible a él.
5. En las tomas de pequeños embalses o piscinas bastarán con la protección de las bombas coladores, etc.
6. Las tuberías de aspiración deberán ser siempre ascendentes hacia la bomba, no permitiendo descensos de nivel, ni para los conos de encuentro con las bocas de la bomba que deberán ser excéntricos.
7. La velocidad en la tubería de aspiración sería deseable fuese de alrededor de 1 m/s.
8. Las altas velocidades disminuyen las capacidades de aspiración de las bombas considerablemente y provocan muchos problemas de destrucción prematura por cavitación.
9. Recordar siempre los siguientes términos y la condición:
 - a. Capacidad de succión de la bomba ($NPSH_r$)
 - b. Capacidad disponible de succión en la instalación ($NPSH_d$)
 - c. $NPSH_d > NPSH_r$ o destrucción de la bomba.
10. Aplicación de las nuevas normativas con relación a los márgenes de seguridad contra la cavitación atendiendo al tipo e importancia de la estación.

Impulsiones (Bombas Ideal S.A, 2005; HI, 1998; Bombas Ideal S.A, 2008)

1. Tuberías lo suficiente amplias con velocidades que no deben superar los 3 m/s en las salidas de las bombas, y ser lo más bajos económicamente posibles en las redes de distribución.
2. Si la velocidad baja de 0.8 m/s tendremos problemas de sedimentos lo cual tampoco es conveniente.
3. Las uniones con otros colectores generales o con otras redes serán siempre cónicas de gran longitud y con uniones en el sentido de la corriente, nunca en contra de ellas.
4. Las válvulas de regulación serán del mismo tamaño que las conducciones, y las de retención a ser posible de un tamaño superior.
5. En la reelevaciones se evitarán los depósitos o balsas intermedias.
6. Todas las tomas de elementos de medida estarán protegidas y permitirán su desmontaje y revisión sin el paro de la estación.

Bombas (Bombas Ideal S.A, 2005; HI, 1998; Bombas Ideal S.A, 2008)

1. Todas permitirán el desmontaje y la revisión sin el paro de la estación y sin la desconexión de las tuberías.
2. Seleccionadas con el máximo rendimiento.
3. Ajustadas a los datos de servicio.
4. Con bajo mantenimiento, sellos mecánicos, etc.
5. Con sensores de temperatura en rodamientos en las grandes estaciones.

Máquinas motrices (Bombas Ideal S.A, 2005)

1. Los motores serán acoplados directamente a las bombas evitando elementos intermedios (reductores, poleas, correas, etc.), siempre que fuese posible.
2. Los motores eléctricos serán con protección para intemperie (IP-55) y se diseñará la estación para este tipo de motor evitando la obra civil, en las grandes estaciones estos motores deberán llevar sondas térmicas en los bobinados y en los rodamientos para poder realizar un mantenimiento preventivo.
3. Los motores diesel serán refrigerados por aire en pequeñas potencias hasta un máximo de 80/100 CV y por agua con intercambiadores en motores mayores y deberán llevar protección y sensores de control de temperatura, niveles y presión de aceite, velocidad, nivel de carga de las baterías, arranque, confirmación de arranque, lectura de la velocidad, etc.
4. Se deberán instalar grupos de emergencia (grupos de electrógenos) en los casos donde realmente se justifique dicha inversión para garantizar el servicio continuo a los usuarios.

Elementos de medida y control (Bombas Ideal S.A, 2005; Bombas Ideal S.A, 2008)

Además de las mediciones en las máquinas motrices de cada bomba se debe controlar al menos presión en servicio, caudal de servicio o al menos en su defecto sensor de caudal.

Lo deseable sería controlar siempre de forma permanente:

- Presión de servicio.
- Caudal.
- Temperatura de rodamientos.

De forma periódica deberíamos poder controlar vibraciones en los puntos fundamentales.

Es importante que todas las mediciones se anoten bien en un libro de registro bien en un registro informático.

Centro de control (Bombas Ideal S.A, 2005; Bombas Ideal S.A, 2008)

- En el futuro de las estaciones de bombeo tanto agrícolas como de abastecimiento a las ciudades e industrias, sus costos serán elevados en el momento de la inversión inicial, pero sus ventajas en cuanto a duración de los equipos, optimización de los mismos, reducción de las intervenciones de mantenimiento, etc., hacen en la mayoría de los lugares que esta inversión, se compense con creces a lo largo de la vida útil de la instalación.
- Los centros de control se refieren siempre por supuesto al multicontrol de varias estaciones deseablemente conectables entre sí, pero no siempre absolutamente necesarios (figura 1).

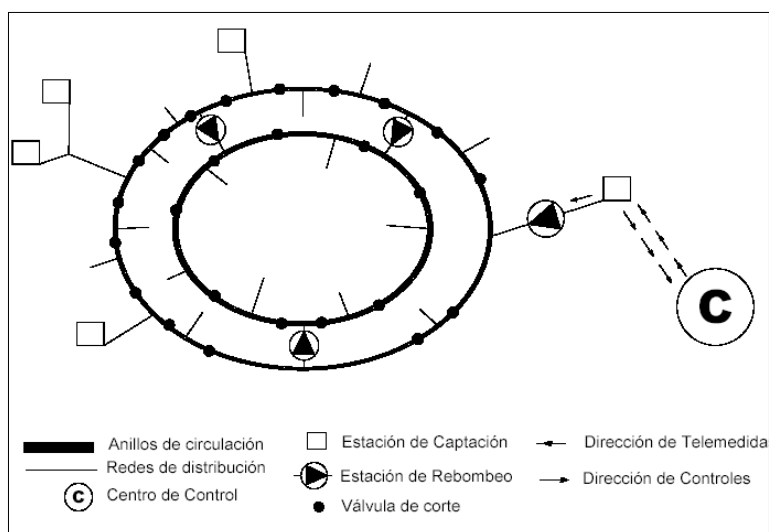


Figura 1. Esquema de operación de un centro de control de mando con varias estaciones de bombeo conectadas.

CONCLUSIONES

A modo de resumen las estaciones de bombeo deben diseñarse teniendo siempre en cuenta los siguientes parámetros:

1. Estudio muy profundo de las demandas requeridas de bombeo.
2. Mínimo mantenimiento.
3. Reducción del tamaño de las bombas para lograr una mejor adaptación a la demanda.
4. Implementación de la automatización electrónica, telemedida, telecontrol y centros de control.
5. Unión de las estaciones de captación y rebombeo en redes para alcanzar una mejor garantía en el servicio.
6. Introducir los variadores de frecuencia, para obtener reducciones del consumo de energía y del coste de las redes.
7. Simplificación de las conducciones de aspiración e impulsión.
8. Considerar siempre la variante de bombas y motores para trabajo en intemperie siempre que sea posible.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bombas Ideal S.A (2005) “Datos técnicos de Hidráulica. Bombas”, Oficina de Ingeniería Bombas Ideal S.A, Ed. Signo Gráfico, S.L., Massalfassar, Valencia, España.
- Hydraulic Institute (HI) (1998), “Hydraulic Institute Standards HI: 9.61”, Iowa, USA.
- Hydraulic Institute (HI), European Association of Pump Manufacturers (Europump) and Department of Energy (DOE) (2004) “Variable Speed Pumping: A Guide to Successful Applications”, HI, Iowa, USA, may 2004.
- Hydraulic Institute (HI) (2006) “Improving pumping system performance, a sourcebook for industry”, 2nd Edition, HI, Iowa, USA, may, 2006.
- Hydraulic Institute (HI) (2008) “Optimizing Pumping Systems: A Guide for Improved Energy Efficiency, Reliability & Profitability”, HI, Iowa, USA, january, 2008.
- Bombas Ideal S.A (2008) “Manual técnico”, Oficina de Ingeniería Bombas Ideal S.A, Massalfassar, Valencia, España.
- Sanz Fernández, I. (2003): “El coste de ciclo de vida en las bombas”, Anales de Mecánica y Electricidad, Revista de la Asociación de Ingenieros de la I.C.A.I., N° 20, septiembre – octubre, pp. 16 – 24. Madrid, España, 2003.

VÁLVULAS DE CONTROLO AUTOMÁTICO EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO

Nuno A. Melo¹; Helena M. Ramos²

Resumo – As válvulas de controlo automático, são equipamentos hidromecânicos específicos da maior importância na segurança e gestão operacional dos sistemas de abastecimento, designadamente no controlo das pressões e caudais.

O conhecimento do comportamento dinâmico das válvulas de controlo automático é de grande interesse dado que o seu funcionamento pode induzir variações significativas de pressão que se propagam ao longo do circuito hidráulico, podendo por em causa a integridade da tubagem ou dos equipamentos hidromecânicos. Com o objectivo de minimizar esses efeitos, o tipo de válvula, o tempo de fecho e a lei de variação do caudal, devem ser convenientemente considerados.

Apresenta-se um estudo sobre o comportamento de válvulas e sua influência no desempenho dos sistemas, apoiado por ensaios de campo e simulações computacionais para dois casos de estudo reais, com principal enfoque no controlo da pressão e detecção e localização de fugas.

Abstract – The automatic control valves, are specific hydromechanical equipments of great importance for the safety and operational management of water supply systems, namely in the control of pressures and flows.

The knowledge of the dynamic behaviour of the automatic control valves is very significant since its operation can induces major variations of pressure which are propagated along the hydraulic circuit, which can put in risk the integrity of the pipes or hydromechanical equipment. In order to minimize these effects, the type of valve, the time closure, the flow variation law must be properly considered.

On the behaviour of hydraulic valves a study is presented, and its influence on the performance of the systems, supported through field tests and computational simulations applied to two real case studies with main focus on the control pressure, detection and location of leaks.

Palavras chave: Válvulas de controlo automático, sistemas de abastecimento, controlo de pressão, redução de fugas, transitórios hidráulicos, detecção e localização de fugas.

Keywords: automatic control valves, supply systems, pressure control, leakage reduction, hydraulic transients, detection and location of leaks.

¹ Instituto Politécnico da Guarda (IPG) – Escola Superior de Tecnologia e Gestão (ESTG) – Unidade técnico-Ciêntífica de Engenharia e Tecnologia – Assistente - Av. Dr. Francisco Sá Carneiro 50, 6300-559 Gurada, Portugal – Tel: (+351) 271 220165 – Fax: (+351) 271 220150 – E-mail: nuno_melo@ipg.pt

² Instituto Superior Técnico (IST) – Universidade Técnica de Lisboa (UTL) – Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura – Professor Associado - Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal - Tel: (+351) 21 8418151 – Fax: (+351) 21 8497650 – E-mail: hr@civil.ist.utl.pt

INTRODUÇÃO

As instalações hidráulicas são constituídas por vários elementos que incluem tubagens, válvulas, grupos elevatórios, medidores de caudal e outros elementos necessários à gestão operacional, controlo e segurança dos sistemas.

O objectivo deste estudo é caracterizar e analisar o comportamento de válvulas de controlo automático, com o objectivo de melhorar as condições de pressão e controlo de perdas relacionadas com a segurança e gestão operacional dos sistemas de abastecimento de água (ARAUJO et al. 2006 e NUNO et al., 2009), bem como minimizar as variações de pressão provocadas pelo fechamento de válvulas ou paragem de bombas e a detecção e localização de fugas através da resposta dinâmica dos sistemas. Com esse objectivo, foi realizada uma análise detalhada sobre as características de equipamentos de controlo automático de caudal, com o objectivo de avaliar o seu comportamento, através de aplicação a sistemas reais (sistemas gravítico e por bombagem).

Dado a modelação matemática ser uma importante ferramenta de apoio ao projecto e análise do comportamento dos sistemas, dois modelos computacionais foram utilizados, para simular os diversos cenários operacionais dos casos de estudo.

DISPOSITIVOS DE CONTROLO DO ESCOAMENTO

Válvulas redutoras de pressão

As válvulas redutoras de pressão, geralmente, funcionam da seguinte forma:

- Quando a pressão a jusante é demasiado elevada o dispositivo obturador é activado, com o objectivo de aumentar a perda de carga no sistema, reduzindo a pressão a jusante para o valor desejado (valor chamado de carga de referência da válvula redutora de pressão, H_{VRP}).
- No entanto, se a pressão a jusante cair abaixo de um determinado valor a válvula abre e a pressão a jusante atinge o valor desejado. Este modo de operação, no qual a válvula provoca uma perda de carga no sistema, reduzindo o valor da pressão a jusante, é chamado de estado activo da válvula (Figura 1 - (i)).
- Se a pressão a montante é insuficiente e menor que o valor da carga de referência da válvula redutora de pressão, a válvula abre completamente, mantendo a pressão a montante e a jusante igual - estado passivo com a válvula aberta (Figura 1 - (ii)). Com o objectivo de minimizar a perda de carga da válvula aberta, esta deve ser concebida de modo que a sua capacidade quando totalmente aberta seja maior do que o caudal no sistema.
- Se, por qualquer motivo, a pressão a jusante é maior do que a pressão a montante, a válvula fecha totalmente impedindo a inversão do caudal - estado passivo com a válvula fechada (Figura 1 - (iii)).

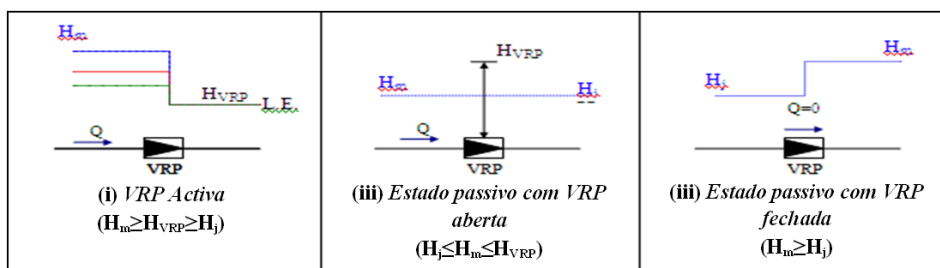


Figura 1 – Operação típica de válvulas redutoras de pressão (COVAS e RAMOS 1998).

As VRP's podem ser controladas mecanicamente ou por via electrónica, com o objectivo de funcionarem, não apenas para um único valor de pressão, mas para diferentes níveis de pressão, de acordo com as alterações de consumo. Isto permite uma gestão mais eficiente dos níveis de serviço e um melhor desempenho dos sistemas hidráulicos.

Existem, basicamente, quatro tipos de válvulas redutoras de pressão:

- VRP com carga constante a jusante - A válvula reduz e estabiliza a pressão a jusante da mesma, mantendo a pressão constante e igual a um determinado valor (H_{VRP}), independentemente da pressão a montante e do valor de caudal no sistema (Figura 2 - (i)).
- VRP com perda de carga constante - A válvula reduz a pressão a jusante da mesma, através da introdução de uma perda de carga constante, independentemente da pressão a montante, de modo que a pressão a jusante da válvula varie com a pressão a montante, mantendo-se constante a diferença entre elas, ΔH (Figura 2 - (ii)).
- VRP com carga constante, mas variável no tempo - O comportamento deste sistema é semelhante ao da VRP com carga constantes a jusante, porém, a pressão é mantida constante durante intervalos de tempo pré-definidos (Figura 2 - (iii)). A situação mais comum é o uso de dois níveis de pressão: um para o período diurno e outro para o nocturno.
- VRP com carga ajustável automaticamente de acordo com a evolução do consumo - A válvula reduz a pressão a jusante com base no valor de caudal ou na variação de pressão em pontos críticos da rede (secções com pressões mais baixas). Se a pressão é controlada pelo caudal, é necessário equipar a válvula com um sistema que permita a medição do caudal, de modo a que qualquer variação deste possa ser acompanhada pela correspondente mudança de pressão a jusante. Se a pressão é controlada pela pressão em secções críticas a jusante, é necessário monitorizar a pressão nesses locais, através de um sistema remoto, juntamente com a activação da válvula redutora de pressão (Figura 2 - (iv)).

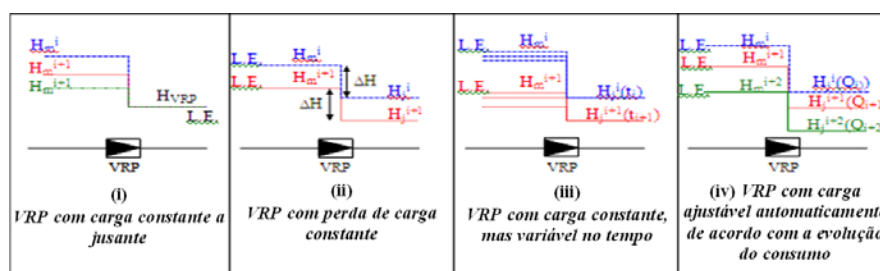


Figura 2 – Diferentes tipos de válvulas redutoras de pressão (COVAS e RAMOS 1998).

Manobras de controlo de válvulas

A manobra dos dispositivos de controlo do escoamento induz a mudança de caudal no sistema, o que depende da lei de variação no tempo e do tipo de válvula (Figura 3).

À variação do caudal, estão associados efeitos dinâmicos transitórios que podem induzir grandes picos de pressão. Este fenómeno ocorre em sistemas hidráulicos em pressão, sendo correntemente designado por choque hidráulico, onda de choque hidráulico ou transitório hidráulico, e tem sido objecto de vários estudos e de uma grande atenção por parte dos projectistas e investigadores.

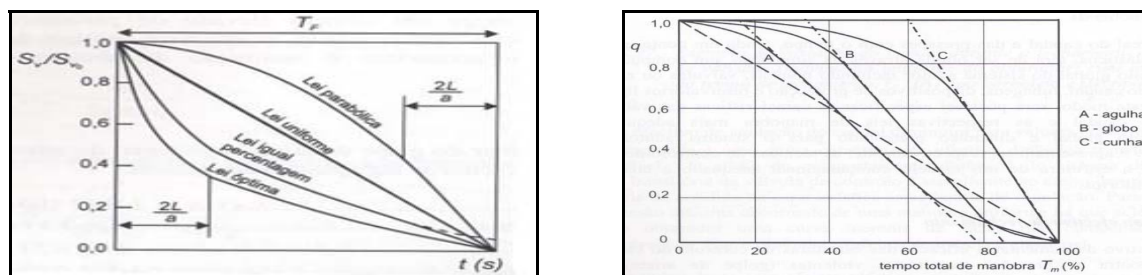


Figura 3 – Leis de fecho de válvulas de acordo com o caudal e o tipo de válvula (ALMEIDA e MARTINS 1999).

Válvulas em sistemas de abastecimento de água

Relação entre pressão e fugas

Todos os sistemas de abastecimento de água estão sujeitos à existência de fugas e à ocorrência de roturas. De entre os diversos factores responsáveis pela ocorrência destes fenómenos, a pressão é o parâmetro mais facilmente controlável. As VRP's emergem como um dos mais importantes e eficientes dispositivos para a padronização e controlo da pressão em sistemas de abastecimento de água (Figura 4).

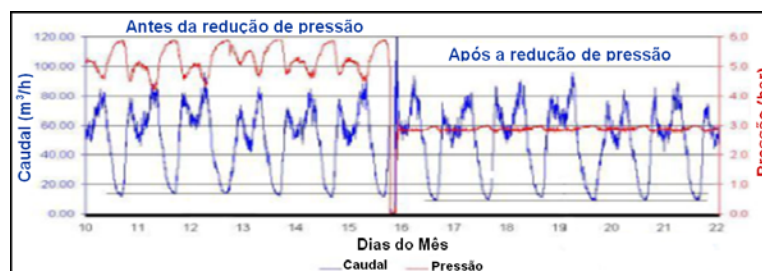


Figura 4 – Efeito das VRP's no controlo da pressão (CHARALAMBOUS 2005)

A instalação de VRP's para reduzir e controlar a pressão é a forma mais simples e com resultados imediatos para reduzir as perdas de água nos sistemas de abastecimento. A instalação de VRP's, traz então vantagens ao nível da redução do volume perdido através de fugas e ocorrência de roturas. O controlo da pressão reduz também o risco de ruptura por fadiga das tubagens, e contribui para um fornecimento uniforme (grandes variações na pressão ao longo do dia podem induzir um fraco abastecimento e elevados níveis de fuga).

Fugas nos sistemas de abastecimento de água

Com o tempo, as infra-estruturas de abastecimento de água ficam cada vez mais sujeitas a acções que causam a deterioração da integridade estrutural das tubagens e acessórios, resultando muitas vezes no colapso dessas estruturas. Grande parte desses efeitos é devido ao tempo de uso, variações de pressão induzidas por alterações no consumo e através de manobras de equipamentos hidromecânicos. As perdas de água podem ser classificadas como físicas e não físicas. As perdas físicas são fugas nos sistemas de condutas, redes e ramais, além disso os procedimentos operacionais como a lavagem de filtros e descargas de redes, quando estas provocam consumos superiores ao estritamente necessário para a operação, são também consideradas perdas físicas. As perdas não físicas resultam dos consumos não autorizados ou não medidos, consistindo em ligações clandestinas ou imprecisões nas medições de caudais.

SISTEMAS HIDRÁULICOS ANALISADOS

Sistema de abastecimento gravítico

Na Figura 5 apresenta-se uma rede de abastecimento real, na qual são analisadas as consequências da inserção de válvulas redutoras de pressão, com o objectivo de minimizar fugas e consumos desnecessários, sem que seja posto em causa o desempenho hidráulico do sistema e o nível de serviço aos consumidores.

A análise foi realizada com base na simulação de diferentes cenários, para permitir a reprodução de condições de regime permanente e variável, utilizando para o efeito os modelos de simulação dinâmica.

Em termos regulamentares, a pressão em cada nó da rede não pode exceder 60 m, nem ser inferior a 20 m. Nesta conformidade, foram identificados dois pontos críticos (nós 27 e 31), dado encontrarem-se nas zonas de menor cota da rede (11 m e 12 m, respectivamente) apresentando portanto níveis de pressão mais elevados (Figura 6).

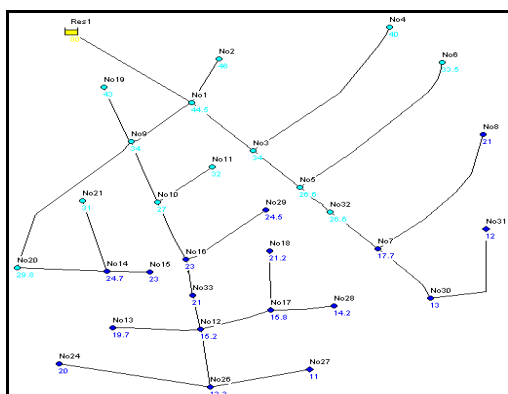


Figura 5 – Nós e altitudes do sistema de abastecimento de água.

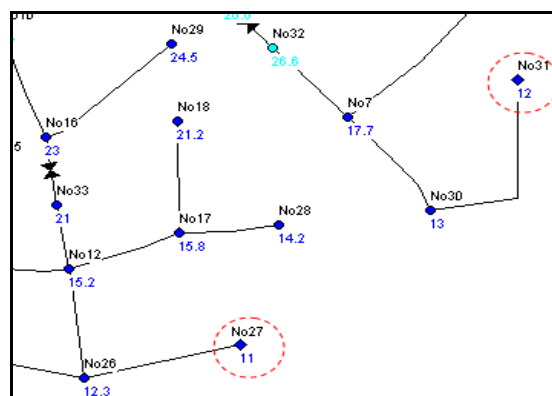


Figura 6 – Localização dos nós com maior pressão.

Sistema elevatório

Na Figura 7 apresenta-se o sistema elevatório que abastece a cidade da Guarda e que é explorado pela empresa Águas do Zêzere e Côa. O sistema em questão tem um desenvolvimento total de 2246,15 m, materializado por quatro conjuntos de tubagens, o

primeiro (conduta de compressão) constituído por condutas de Ferro Fundido Dúctil (FFD) Ø300 mm com um comprimento de 11,38 m, o segundo (conduta principal) constituído por condutas de FFD Ø500 mm com um comprimento de 2218,62 m, o terceiro constituído por condutas de PVC Ø400 mm com 7,25 m de comprimento e por último, as condutas que alimentam as três células do reservatório de chegada, sendo estas de PVC Ø200 mm, tendo cada uma delas em média 8,9 m de comprimento.

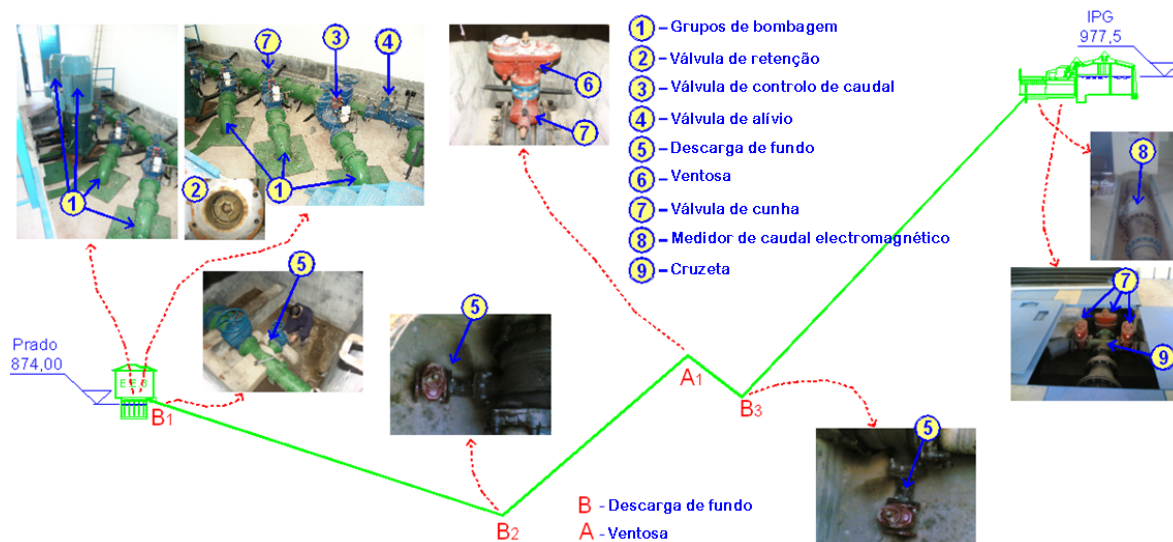


Figura 7 – Esquema simplificado do sistema elevatório Prado-IPG (adaptado de MELO 2009).

A estação elevatória (EE) do Prado é constituída por cinco grupos electrobomba dotados de válvula de retenção própria, estando instaladas em cada ligação destes à conduta de compressão, uma válvula de controlo de caudal e uma válvula de cunha. Para além dos equipamentos referidos, no interior da estação elevatória, está ainda instalada uma válvula de alívio que é antecedida por uma válvula de cunha.

Na zona onde é efectuada a transição da conduta de compressão para a conduta principal existe uma descarga de fundo e ao longo do desenvolvimento da conduta principal estão instaladas mais duas descargas de fundo e uma ventosa de triplo efeito. No interior do reservatório do IPG, na zona da transição da conduta principal para a conduta de PVC Ø400mm o sistema tem instalado um medidor de caudal electromagnético e no extremo de jusante da conduta de PVC Ø400mm, a sua transição para as condutas que alimentam as células do reservatório do IPG é efectuada através de uma cruzeta equipada com válvulas de cunha em cada uma das saídas.

O sistema elevatório foi ensaiado, com o objectivo de se obter e analisar a resposta deste a diferentes situações de operação, tais como: presença de fuga no sistema quando se provoca um regime transitório a montante desta, através da paragem dos grupos elevatórios ou, presença de fuga no sistema quando se provoca um regime transitório a jusante desta, através do fechamento rápido da válvula de jusante do sistema.

No que respeita à função de cada um dos equipamentos de controlo do escoamento, cabe referir que:

- a válvula de retenção que se encontra incorporada na parte superior dos grupos de bombagem, tem como função, impedir a inversão do escoamento através da bomba, fechando-se esta automaticamente sempre que o escoamento tenta inverter.

- a válvula de controlo de caudal, tem como função assegurar que a bomba arranque e que após esta ter atingido a sua velocidade de rotação nominal, a válvula se abra gradualmente para evitar sobrepressões significativas na conduta. É também sua função garantir que quando os grupos param, o tempo de fecho da válvula seja inferior ao tempo de reflexão elástica do sistema.
- a válvula de alívio é um dispositivo de protecção às sobrepressões que possam ocorrer no sistema, motivadas por situações normais de funcionamento ou anómalas, entrado em funcionamento automaticamente, sempre que a pressão no sistema é maior que o valor para o qual esta se encontra regulada.
- as descargas de fundo têm como função permitirem o esvaziamento da conduta para operações de manutenção, reparação ou limpeza.
- a ventosa tem como função permitir a saída do ar do sistema quando se está a efectuar a operação de enchimento da conduta, ou purgar o ar que se vai acumulando nos pontos altos do sistema durante o seu normal funcionamento. Para além disso a ventosa permite a entrada de ar no sistema quando se está a esvaziar a conduta ou quando nesse ponto se verificam pressões inferiores à pressão atmosférica.
- as válvulas de cunha permitem o fecho das partes do circuito hidráulico onde elas estão instaladas, quando tal é necessário.

APLICAÇÕES

Sistema de abastecimento gravítico

Com base nos resultados de simulação, foi desenvolvida uma análise do comportamento da pressão e perdas de água no sistema gravítico nas horas de maior e menor consumo, reportada a dois pontos críticos (nós 27 e 31) (Figura 6).

Nestes sistemas sem qualquer tipo de protecção de perda de água, durante a hora de maior consumo (Figura 8 - (i)), 23,3% do comprimento total do sistema, apresenta uma pressão que excede 60 m, 71,7% apresenta uma pressão entre 35 e 60 m e 5% uma pressão inferior a 35 m. Durante a hora de menor consumo, 30% do comprimento total do sistema de abastecimento de água tem uma pressão que excede 60 m, 68% tem uma pressão que varia entre 35 e 60 metros e apenas 2% da totalidade do sistema, apresenta uma pressão menor do que 35 m (Figura 8 - (ii)).

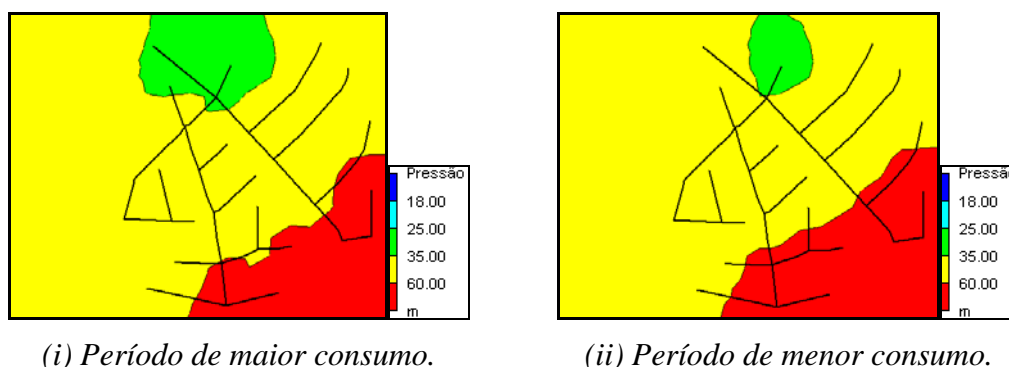


Figura 8 – Áreas de igual valor de pressão no sistema de abastecimento gravítico sem VRP's instaladas, para as horas de menor e maior consumo.

Durante o dia o nó 27 apresenta sempre uma pressão superior à máxima regulamentar (60 m), com uma oscilação entre 63,5 m e 67,8 m. A pressão média neste nó é de 66 m (Figura 9). Devido às altas pressões verificadas no sistema durante todo o dia, o nó 27 apresenta perdas físicas de água que variam entre 57% e 43%, apresentando este nó uma perda média de 50% do abastecimento de água (Figura 10).

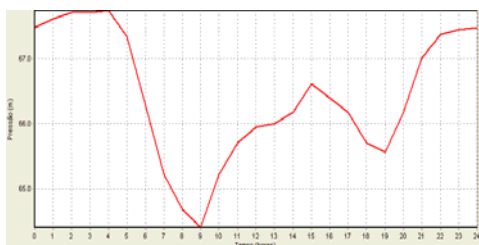


Figura 9 – Variação de pressão no nó 27.

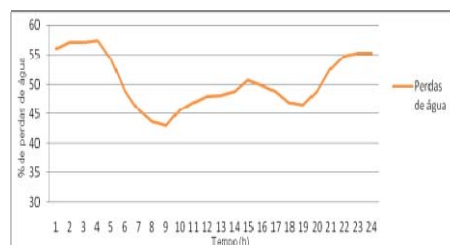


Figura 10 – Percentagem de perdas de água no nó 27.

O nó 31 apresenta uma variação de pressão, com valores que variam entre 65,3 m e 67,4 m, onde a média diária, é de 66,6 m (Figura 11). Devido aos elevados níveis de pressão a que este nó está sujeito ao longo do dia, resulta neste uma perda média de água de aproximadamente 68% (Figura 12).

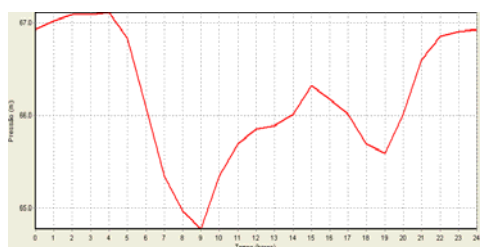


Figura 11 – Variação de pressão no nó 31.

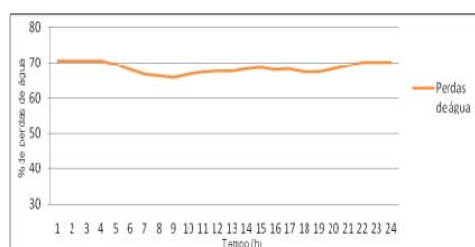


Figura 12 – Percentagem de perdas de água no nó 31.

Com o objectivo de melhorar o desempenho do sistema de abastecimento de água relativamente às altas pressões e perdas de água, foram inseridas duas válvulas redutoras de pressão (Figura 13) em localizações estratégicas.

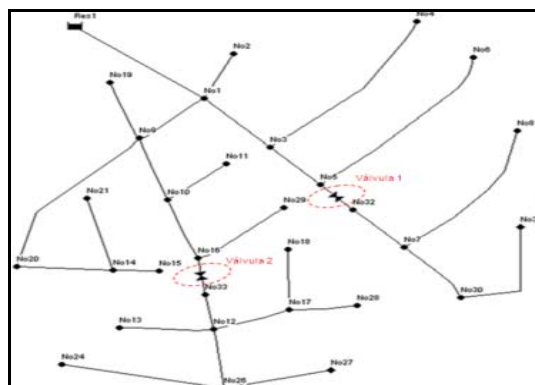


Figura 13 – Localização das duas VRP's instaladas.

Considerando-se a presença das VRP's com carga constante a jusante, verificam-se muitos benefícios para o sistema de abastecimento de água. Para a hora de maior consumo, 47% de todo o comprimento do sistema apresenta uma pressão entre 35 e 60 m, 37% uma pressão entre 25 m e 35 m e 16% com uma pressão menor do que 25 m (Figura 14). Para a hora de menor consumo (Figura 15), 51% de todo o sistema tem uma pressão que varia entre 35 e 60 m, 33% uma pressão entre 25 m e 35 m e 16% uma pressão menor que 25 m.



Figura 14 - Distribuição da pressão num sistema de abastecimento de água na hora de maior consumo.



Figura 15 - Distribuição da pressão num sistema de abastecimento de água na hora de menor consumo.

Comparando esta situação com a efectuada sem qualquer dispositivo de controlo de pressão, constata-se que o uso das VRP's reduziu o valor da pressão em cerca de 50%. Como resultado da redução de pressão ao longo do dia no nó 27, a taxa de perdas neste nó desceu para 10,9% (um decréscimo de 39,1% comparado com a taxa de perdas do sistema sem VRP's). Neste cenário, ainda para este nó, as perdas de água físicas representam uma média de 11% do total do caudal abastecido, comparativamente com os 51%, que caracterizam as perdas no sistema sem controlo de pressão (Figura 16). No nó 31 as perdas de água foram reduzidas em aproximadamente 30% (de 69% para 40,8%). Em média 42% do volume de água abastecida ao nó 31 é devido às fugas, em vez dos 68% apresentados no sistema sem controlo de pressão (Figura 17).

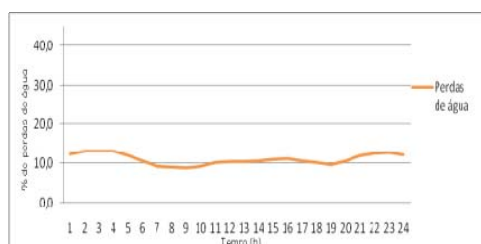


Figura 16 - Percentagem de perdas de água no nó 27.

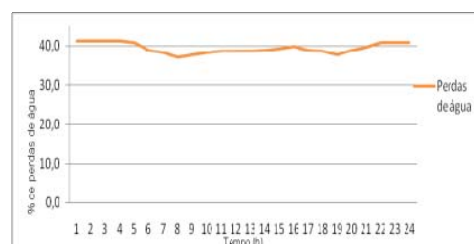


Figura 17 - Percentagem de perdas de água no nó 31.

Dado que a rede de abastecimento de água pode ser afectada por acidentes ou rupturas, a manobra de válvulas pode ser induzida com o objectivo de controlar a pressão ou mesmo isolar algumas partes do sistema (RAMOS et al. 2006). Então foi analisado o comportamento dinâmico do sistema à ocorrência de transitórios hidráulicos induzidos pelo fechamento da válvula 1, em 10 s e considerando que o sistema ramificado foi transformado numa rede malhada como se mostra na (Figura 18).

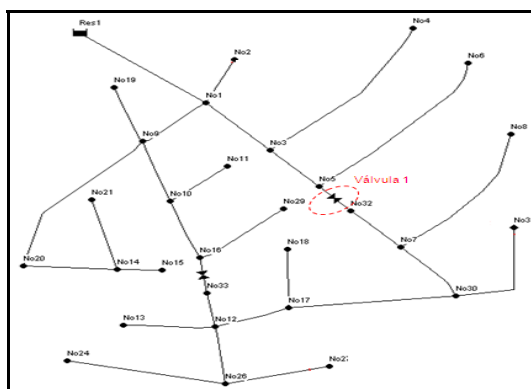


Figura 18 – Localização da VRP na rede.

Os resultados das envolventes da piezométrica foram obtidos ao longo da conduta principal (Figura 19). A altura piezométrica a montante da válvula não apresenta nenhum problema especial, no entanto, a jusante da válvula podem ocorrer valores de cota piezométrica de 12,5 m, induzindo problemas de cavitação no sistema (Figura 19).

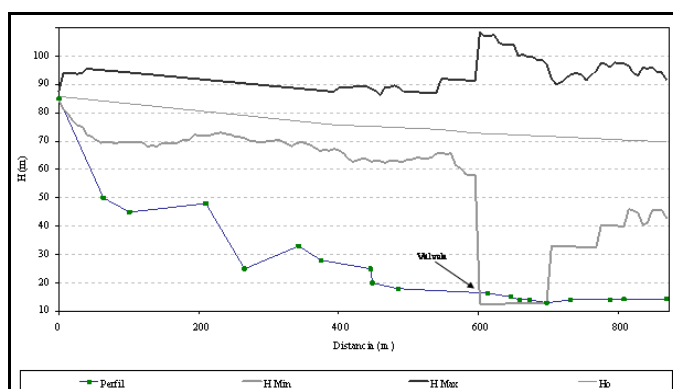


Figura 19 – Variação da altura piezométrica a montante e a jusante da válvula.

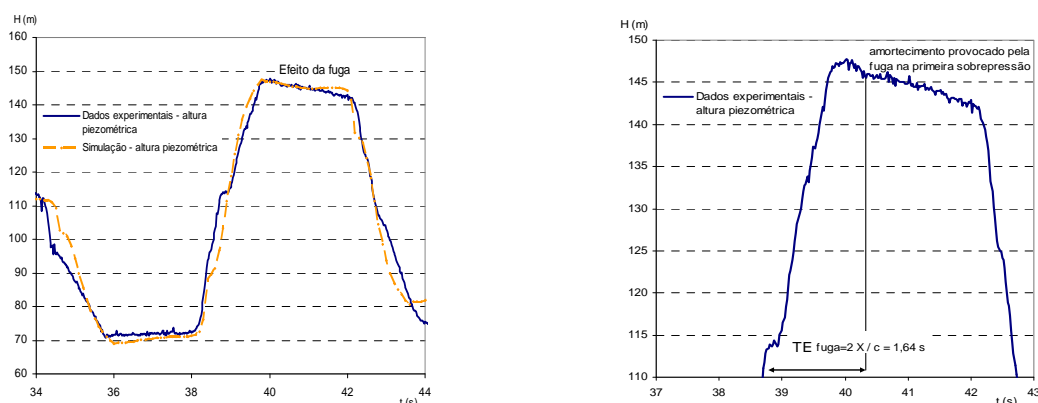
3.2. Sistema elevatório

Com o objectivo de analisar a resposta dinâmica do sistema elevatório, quando existe uma fuga, para diferentes localizações desta em relação ao ponto onde é provocado o transitório e onde são recolhidos os dados, foram realizados os seguintes ensaios:

- paragem do grupo elevatório nº 1 ($Q_0 = 0,078 \text{ m}^3/\text{s}$) com uma fuga no sistema situada a 892 m a jusante da estação elevatória, ponto onde foram também recolhidos os dados do ensaio (Figura 20);
- fecho da válvula de jusante do sistema, partindo-se de uma posição semi-fechada ($Q_0 = 0,036 \text{ m}^3/\text{s}$) e com fuga no sistema situada a 1300 m a montante da válvula de jusante, local onde foram também recolhidos os dados do ensaio (Figura 21).

A análise dos resultados dos ensaios foi realizada, comparando estes com as simulações numéricas realizadas no modelo de regimes transitórios (análise inversa de transitórios) e aplicando o método de análise no domínio do tempo para a detecção e localização de fugas (COVAS e RAMOS 1999; COVAS et al. 2004). Analisando as Figura 20 (i) e (ii) é possível visualizar a variação da altura piezométrica, medida na estação elevatória, quando uma fuga

de 18% de Q_0 é considerada, sendo também possível identifica-la e localiza-la através do amortecimento localizado de pressão induzido por esta.



- i) *Influência da fuga na onda de pressão.* ii) *Localização da influência da fuga.*

Figura 20 – Variação da pressão na EE induzida pela paragem do grupo 1, na situação com fuga de $0,014 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para a localização da fuga foi necessário estimar o valor da celeridade com base em ensaios sem fuga, sendo este de 1112 m/s. Com base na propagação da onda elástica estimou-se que a fuga se encontrava a uma distância de 900m em relação ao ponto de medição na estação elevatória. Para a análise do ensaio realizado com fecho de válvula a jusante (Figura 21) o modelo de calibração mostrou a existência de alguns efeitos dissipativos adicionais na parte de jusante da conduta, o que induziu à consideração de pequenas bolhas de ar distribuídas no interior da conduta, bem como a modificação da velocidade da onda de pressão dado que o cadastro do sistema é bem conhecido. A existência de pequenas bolhas de ar no interior da conduta pode ser motivada pela cavitação verificada no extremo de jusante da conduta, devido à sua configuração em termos de perfil. Quando a válvula de jusante é fechada rapidamente, a altura manométrica aumenta, e aparece um pico de pressão com onda reflectida produzida pela fuga (Figura 21). Isto é diferente da situação de se ter um reservatório em vez de uma estação elevatória.

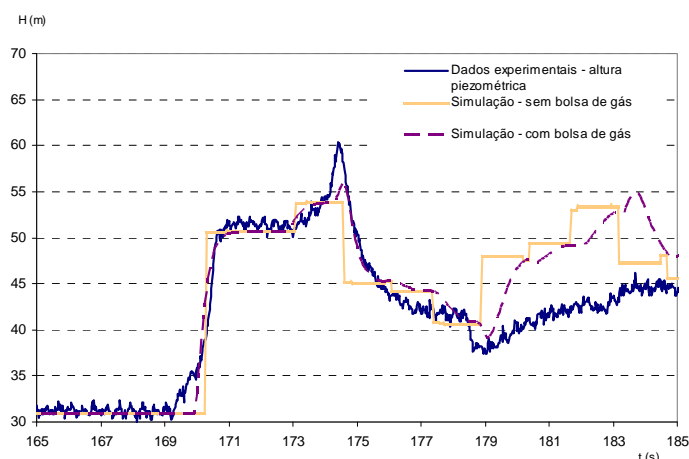


Figura 21 – Variação de pressão induzida pelo fecho rápido da válvula de jusante, com fuga a 1300 m, e comparação com simulações numéricas.

A localização da fuga X foi estimada com base na onda elástica induzida pela fuga para a nova velocidade da onda de $c=960\text{m/s}$, o que dá uma distância até ao ponto de medição de cerca de 1300m. A posição da fuga no sistema real é bem conhecida e igual a 1330,96m.

Apesar de todas estas incertezas foi obtido um bom ajustamento para a paragem do grupo 1 com fuga a jusante, bem como para o segundo ensaio (fecho da válvula de jusante do sistema com fuga a montante).

CONCLUSÕES

Os sistemas de abastecimento de água são controlados por equipamentos hidromecânicos do tipo válvulas de controlo automático, cuja operação é complexa dependendo das condições de escoamento e das características de cada sistema.

O uso de válvulas redutoras de pressão, permite aos gestores implementar uma gestão otimizada das pressões, o que representa uma melhoria significativa no desempenho do sistema, nomeadamente a diminuição das perdas de água. As VRP's emergem como um dos dispositivos mais eficiente e facilmente aplicáveis para uniformizar a pressão em redes de abastecimento de água e levar ao consequente benefício na redução de fugas e rupturas.

Depois de analisar os efeitos dinâmicos induzidos em diferentes sistemas de abastecimento, é de notar que a operação de fechamento de válvulas ou paragem de bombas provoca variações da cota piezométrica que podem assumir valores extremos muito significativos. No entanto, o tipo de válvula, a lei de variação de caudal e o tempo de fecho, devem ser adequadamente estudados, para evitar ondas de pressão significativas, que possam colocar em risco infra-estruturas estratégicas de transporte de fluidos (e.g., sistemas de abastecimento de água, oleodutos e gasodutos, sistemas de drenagem, circuitos hidráulicos de aproveitamentos hidroeléctricos, sistemas de rega).

A análise inversa de transitórios, apesar da dificuldade de aplicação a sistemas reais, permite diagnosticar efeitos dinâmicos não convencionais que de outra forma dificilmente seriam compreendidos (SOARES et al. 2006).

O método de análise no domínio do tempo permitiu identificar fugas e determinar o seu posicionamento mesmo em situações reais: (i) não anulação total de caudal na estação elevatória devido à inércia dos grupos durante a paragem; ii) manobra rápida só para fecho parcial de caudal; iii) pequenos valores de fuga; iv) verificação do efeito da fuga na primeira onda de pressão negativa, o que é uma situação nunca antes testada; v) manobra a montante da fuga, na estação elevatória; vi) fechamento de válvula a jusante num sistema elevatório com a EE em funcionamento.

AGARDECIEMNTOS

Os autores agradecem à FCT pelo suporte financeiro dos projectos PPCDT/ECM/58375/2004 e PTDC/ECM/65731/2006 bem como à Águas do Zêzere e Côa e ao CEHDRO pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, A. B.; MARTINS, S. C. (1999). *Controlo Hidráulico – Operacional de Sistemas Aduores*. IST/DEcivil, EPAL, Lisboa.

- ARAUJO, L. S., RAMOS, H.; COELHO, S. T. (2006). *Pressure control for Leakage Minimisation in Water Distribution Systems Management*. *Water Research Management, Kluwer Academic Publishers*, ISSN: 0920-4741, Vol. 20, Number 1, February 2006, pp.133 - 149.
- CHARALAMBOUS, B. (2005). *Effective Pressure Management of District Metered Areas*. Halifax. Canada.
- COVAS, D., RAMOS, H. (1999). *Leakage Detection in Single Pipelines Using Pressure Wave Behaviour*. Proc., CCWI 99 - Computing and Control for the Water Industry, Dragan A Savic and Godfrey A Walters, University of Exeter, UK. pp. 287-299.
- COVAS, D.; RAMOS, H. (1998). *A Utilização de Válvulas Redutoras de Pressão no Controlo e Redução de Fugas em Sistemas de Distribuição de Água*. 8º Encontro Nacional de Saneamento Básico, Barcelos, Outubro 27 - 30.
- COVAS, D., RAMOS, H., YOUNG, A. (2004). *Leak detection in water trunk mains using transient pressure signals: field tests in Scottish Water*. Proc., 9th International Conference on Pressure Surges – The Practical Application of Surge Analysis for Design and Operation, Chester, UK, Vol. 1, BHR Group Ltd., Bedfordshire, UK, pp. 185-198.
- MELO, N. (2009). *Diagnostico e Monitorização Para a Detecção de Fugas utilizando Transitórios Hidráulicos – Aplicação ao sistema adutor principal da cidade da Guarda*. Dissertação (Mestrado) - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- MELO, N.; A. Bairos; RAMOS, H. (2009). *Automatic Control Valves in the Operational Management of Fluid-Pipe Systems*. In: 33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, Vancouver, British Columbia, August 9-14.
- RAMOS, H., BORGA, A., COVAS, D., ALMEIDA, A. B. (2006). *Efeitos inerciais associados aos transitórios hidráulicos em pressão*. 8º Congresso da Água - Água, Sede de Sustentabilidade. Figueira da Foz. Portugal.
- SOARES, A., MELO, N., GONÇALVES, F., COVAS, D., RAMOS, H. (2008). *Field tests and numerical modelling of pressure transients in a water pipeline system*. Proc., 4th International Conference on Water and Wastewater Pumping Stations, Cranfield, UK.

INSTALACIÓN DE APARATOS REDUCTORES DE PRESIÓN EN REDES DE TUBERÍAS

Ismene Libertad América Rosales Plascencia¹; Faustino De Luna Cruz¹;
Óscar Arturo Fuentes Mariles¹

Resumen- Las redes de tuberías de agua potable con frecuencia, presentan un funcionamiento hidráulico distinto al previsto en su diseño original. Por ejemplo, cuando la demanda de agua en algunas partes de las redes ha aumentado, debido al incremento la densidad de población o bien porque se ha ampliado el área de servicio. En las zonas con topografía accidentada, es posible tener una distribución de presiones que no cumplan los límites permisibles establecidos, trayendo consigo varios problemas de distinto tipo, por ejemplo, cuando se tienen cargas de presión elevadas existe una mayor cantidad de fugas en las tuberías de la red y en sus accesorios. Por otro lado, al no cumplir con la carga mínima recomendada en el sistema se tiene un servicio de distribución de agua potable deficiente.

Se presenta una metodología para determinar la ubicación de aparatos reductores de presión, evaluando un beneficio en la distribución de presiones en toda la red de tuberías. En el método propuesto se permite instalar un aparato a la vez, de tal forma que se pueden determinar tantos aparatos como sean necesarios hasta obtener las cargas de presión deseadas.

Abstract – Networks of piping water supply frequently presented a different hydraulic operation than expected in its original design. For example, when the demand for water in some parts of networks has increased, because of the increase in the population density or because the service area has been expanded. Even, in a difficult topography zone, it is possible to have a distribution of pressures that do not meet the permissible limits, resulting in several kind of problems, for example, when the sistem has high pressure loads there are a greater number of leaks in piping network and its accessories. On the other hand, when the system does not meet the minimum pressure loads recommended it has a poor drinking water distribution service.

It is presented a methodology to determine the location of pressure reducing equipment, evaluating a benefit in pressure piping network-wide distribution. The proposed method lets install only one device at the same time, so many devices can be determined as necessary to obtain the desired pressure loads.

Palabras clave - Redes de tuberías, Válvulas reductoras de presión

Keywords – Pipeline networks, Pressure valve control

1 Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) – Instituto de Ingeniería – Circuito Escolar s/n Ciudad Universitaria, Coyoacán C.P. 04510 – México D.F. Tel: +52 (55) 5623 3600 ext. 8612 – E-mail: irosalesp@iingen.unam.mx, fluc@pumas.iingen.unam.mx; ofm@pumas.iingen.unam.mx

ANTECEDENTES

El constante crecimiento de algunas zonas urbanas en los países de Latinoamérica, así como la falta de planeación en las mismas, traen consigo la necesidad de la modificación ó ampliación de la infraestructura, tal es el caso de los sistemas de distribución de agua potable.

Cabe recordar que el diseño de una red de tuberías debe atender diversos parámetros especificados en la reglamentación emitida por el organismo encargado para tal fin; es el caso de las presiones mínimas y máximas.

En el caso de México, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través de su Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS), especifica que las cargas de presión pueden variar entre 10 y 50 mca. Cuando se incrementan los gastos de demanda, o bien cuando es necesario dar servicio a zonas más alejadas o áreas que por su topografía compliquen la distribución de presiones en todo el sistema, en general, se requerirá aumentar las cargas de presión en los puntos de alimentación, lo que origina cambios en las presiones de las tuberías de la red. Dependiendo del arreglo de tuberías, los valores de presión en los diferentes nudos de la red pueden no cumplir los límites permisibles de carga de presión, dando lugar a un mal funcionamiento de la red y en el caso de tener presiones por encima de las permisibles es probable que se originen inconvenientes en el servicio como, deterioro de válvulas, no sólo de la red secundaria sino incluso al interior de los domicilios, provocando además fugas.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido a lo anterior, es necesario plantear algunas acciones que mejoren el funcionamiento hidráulico de la red como sería la instalación de Aparatos Reguladores de Presión (ARP) o válvulas reguladoras de presión cuya función sea precisamente adecuar las presiones en todo el sistema a ciertos valores. Como incógnitas a resolver son la ubicación de estos aparatos, así como la cantidad requerida de ellos; su localización debe ser tal que se aporte una solución integral y no sólo que resuelva la situación de forma local generando dificultades en otras áreas de servicio.

Para la aplicación del método propuesto, se obtiene el comportamiento hidráulico de la red de tuberías tantas veces como sea necesario, en función del número de arreglos que se propongan, por lo cual se utiliza la metodología de cálculo de redes de tuberías planteada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Sánchez y Fuentes, 1991).

Una vez que se cuenta con los datos necesarios como: el trazo, la topografía, la ubicación del o los puntos de alimentación y su respectiva elevación, el tipo de material, diámetro de tuberías, las demandas en los nudos, etc.; se lleva a cabo un primer análisis hidráulico de la red de tuberías. Del análisis, se obtendrá el gasto que circula a través de cada tubería así como las cargas de presión existentes en los nudos, por lo cual es posible determinar otros parámetros tales como: la velocidad, el número de Reynolds, las pérdidas de carga debidas al esfuerzo cortante, etc.

Las revisiones hidráulicas que se lleven a cabo de la red de tuberías para la instalación de ARP, deben hacerse bajo la condición de gastos mínimos de demanda (De Luna, 1999), ya que es cuando se espera que las tuberías estén sometidas a presiones más elevadas.

ORDEN DE PRIORIDAD PARA LA INSTALACIÓN DE VÁLVULAS REGULADORAS DE PRESIÓN

En el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías, algunas de éstas tienen mayor importancia que las demás, esto tiene relación con su capacidad de conducción, así como de la presión disponible aguas arriba de la tubería (dependiendo del sentido de flujo), es por eso que, para la instalación de accesorios reductores de presión, esta propuesta se basa, en primer lugar, en determinar un factor resultante del producto del gasto en la tubería y la carga de presión aguas arriba de ésta, así

$$F = QH_a \quad (1)$$

donde:

F Factor para determinar orden de prioridad para instalar el ARP

Q Gasto en la tubería, en l/s

H_a Carga de Presión aguas arriba en la tubería, en mca

Este parámetro se estima para todas las tuberías, de tal forma que las que tienen asignados los valores más elevados, ayudan a establecer un orden de prioridad en la posible instalación del aparato reductor de presión. En esta propuesta se sugiere sólo considerar un porcentaje del número total de tuberías con que cuenta la red, en función del factor F antes descrito, y de la red la red de tuberías que se esté analizando.

La metodología consiste en analizar diferentes arreglos de tuberías (existirán el número n de arreglos u opciones igual al un porcentaje definido previamente del número total de tuberías), cuya diferencia consistirá en la ubicación de una primer válvula reguladora de presión. Por ejemplo, la tubería que reporto el factor F más elevado, será a la que en primer lugar se le instale el ARP, conformando así un arreglo, y así sucesivamente hasta contar con el total de arreglos a analizar para posteriormente llevar a cabo una comparación de los diferentes análisis hidráulicos y estar en condiciones de elegir una opción que reporte el mayor beneficio posible, respecto a las cargas de presión reportadas en el sistema.

Además de determinar el funcionamiento hidráulico en cada una de las diferentes propuestas de arreglo, se identifica en éste el sentido de flujo en la tubería donde se propone instalar el ARP.

Es importante señalar que el procedimiento permite ubicar una válvula a la vez y que se puede aplicar tantas veces como sea necesario, para llegar al esquema de presiones requerido.

UBICACIÓN DEL ARP A LO LARGO DE LA TUBERÍA

En esta propuesta, la ubicación de los ARP se lleva a cabo al inicio de las tuberías (figura 1a), de tal forma que para el análisis del funcionamiento hidráulico se inserta un nudo a una distancia X del nudo 1, de ahí la importancia de conocer el sentido de flujo aguas abajo de la tubería en donde se ha instalado el ARP. Ya que es posible “forzar hidráulicamente” tanto el sistema por la *carga de presión a la salida de la válvula* (h_v), que el flujo puede converger en este punto (figura 1b) y entonces no constituir una solución al problema. En el nudo en donde se ubica el ARP, se debe satisfacer la ecuación de continuidad.

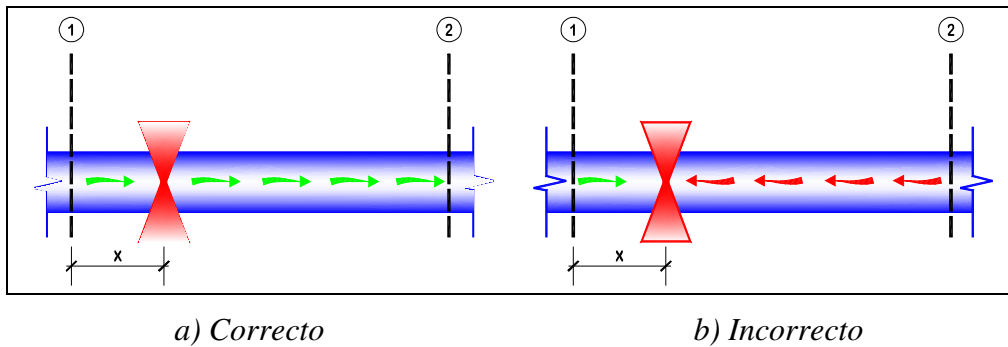


Figura 1- Ubicación del ARP y el posible sentido de flujo generado en la tubería

La distancia X deberá especificarse de acuerdo al problema particular que se esté analizando, debe ser evidente que la instalación de la válvula se encuentra al inicio de la tubería, se sugiere que esta distancia X sea igual a 5m.

CARGA DE PRESIÓN A LA SALIDA DEL ARP

Aunque se pretende contar con todas las cargas de presión en el rango preestablecido, es importante cuidar instalar el menor número de ARP, para optimizar costos, pero sobretodo, eficiencia y mantenimiento en el sistema. Por tal motivo la carga de presión que inicialmente se sugiere proponer a la salida del ARP (h_v) es de 15 mca, esto considerando que la *carga de presión mínima* (h_{min}) requerida en este caso de análisis es de 10 mca y que las pérdidas de energía originadas a lo largo de la tubería en donde se ha instalado la válvula, no excedan los 5 mca. De tal forma que la carga de presión a la salida del ARP sea de 15 mca y la carga de presión al final de la tubería en donde se colocó el ARP sea mayor a 10 mca.

Una vez que se tienen los primeros resultados del funcionamiento hidráulico para las distintas propuestas de ubicación del ARP en las n tuberías, puede presentarse el caso que ninguna opción cumpla con la carga mínima en el sistema o que el sentido de flujo en la tubería en donde se instaló el ARP se ha invertido. Cuando esto sucede la metodología aplica un incremento en la carga de presión (Δh_v) a la salida del ARP, se propone un $\Delta h_v=5$ mca, de tal forma que las tuberías propuestas para la instalación del ARP seguirán siendo las mismas, pero no así los resultados del funcionamiento hidráulico, al haber incrementado la carga de presión a la salida del ARP, por consiguiente deberá haber un incremento en la h_{min} que reportan las diferentes opciones, lo que aumenta la probabilidad de encontrar una propuesta factible para la instalación del ARP.

Sí las cargas de presión en los nudos con demanda más desfavorables de la red de tuberías de las diferentes opciones aún es menor que la h_{min} recomendada, se aplica nuevamente un incremento Δh_v a la salida del ARP. Al volver a revisar el funcionamiento hidráulico de la red, se tendrá ahora una carga de presión de 25 mca a la salida de la válvula.

Es importante mencionar, que en cuanto al comportamiento de las cargas de presión una vez que se propuso $h_v=15$ mca el caso inverso también aplica; es decir, que todas o casi todas las opciones que se están revisando cumplan la condición de carga mínima en el sistema y que el sentido de flujo sea el correcto en la tubería donde se instaló el ARP. En este caso se tendrá más de una opción a elegir que cumpla con las restricciones por lo que se trabaja con una carga de presión a la salida de la válvula aún menor, el Δh_v actuará ahora como un decremento, reduciendo así la carga de presión a la salida de la válvula, si originalmente $h_v=15$ mca y $\Delta h_v=5$ mca, bajo este contexto, ahora h_v será igual a 10 mca. De tal forma que

se lograrán reducir aún más las cargas de presión en los nudos de demanda y la metodología probablemente encontrará la opción adecuada para continuar con el proceso.

Cabe aclarar que los valores de $h_v=15$ mca y $\Delta h_v=5$ mca finalmente son propuestas que dependerán del caso particular que se trate, pudiendo variar éstos de acuerdo al criterio del técnico encargado del análisis.

Una vez que se ha elegido la mejor opción, se deberán revisar los resultados de carga de presión en los nudos, si es que ya se encuentran en el rango recomendado y sí el sentido de flujo en la tubería donde se instaló el ARP no se alteró.

No se debe dejar de lado que existirán casos en donde por las características del sistema la distribución de presiones no permita cumplir con las cargas de presión recomendadas, aún con la instalación de los ARP; sin embargo, los resultados finales podrán estar muy cercanos a éstos límites permisibles, de tal forma, que a partir de estos resultados se pudieran resolver los problemas de cargas de presión existentes pero de manera puntual.

METODOLOGÍA PROPUESTA

1. Se obtiene el funcionamiento hidráulico de la red en condiciones actuales, con la respectiva distribución de presiones, donde probablemente en algunos casos no se cumplan los valores permisibles.
2. Se determina el Factor F de la expresión 1 para todas las tuberías.
3. Se ordenan las tuberías de mayor a menor en función del factor F .
4. Se elige sólo un porcentaje del número total de tuberías con que cuenta la red, que serán las que arrojaran el factor F más elevado.

Se tendrán tantas opciones a analizar como número de tuberías seleccionadas, cada opción será un arreglo distinto a considerar, ya que en cada uno de manera independiente, se propondrá la instalación del ARP al inicio de la tubería seleccionada.

5. Se define una carga de presión a la salida del ARP que dependerá de las condiciones del sistema, sin embargo en el caso de la República Mexicana se recomienda iniciar con 15 mca
6. De las diferentes propuestas, se comparan sus respectivos resultados del análisis hidráulico para elegir cuál es la opción que reporta la menor carga de presión máxima recomendada $h_{m\acute{a}x}$ en el sistema; sin embargo no se debe descuidar el valor de la carga de presión mínima recomendada $h_{m\acute{i}n}$. Otro factor a considerar es el sentido de flujo en la tubería después de la instalación de la válvula, ya que éste deberá mantenerse igual, de no ser así la opción se descarta.

Sí la primer opción analizada no cumple con la carga de presión mínima recomendada en el sistema o no mantiene el mismo sentido de flujo, se elige la segunda opción con menor presión máxima en el sistema, sí aún esta no cumple con alguno de los dos condicionantes, se selecciona la tercera y así sucesivamente.

7. Una vez que se ha elegido la mejor opción, que redujo las cargas de presión en los nudos de demanda y que cumple con las dos condiciones, la de carga de presión

mínima y la de no cambiar el sentido de flujo en la tubería donde se ha ubicado el ARP, se ha llegado a la solución. Es decir, en esta tubería que tiene asignado el factor F más elevado o uno de los valores más elevados, se instalará el ARP. Por otro lado se revisa la $h_{m\acute{a}x}$ en la red de tuberías de la opción elegida, de encontrarse por encima de los 50 mca recomendados, será necesaria la instalación de un segundo ARP, de tal forma que se repite el procedimiento.

Para determinar la ubicación de un segundo ARP, se procede de la siguiente forma: de la opción seleccionada para la ubicación del primer ARP, éste se deja fijo con la carga predeterminada a la salida, y es a partir del funcionamiento hidráulico de este arreglo que se repetirá la metodología desde el paso 2.

Es posible instalar tantos ARP como el sistema lo requiera para cumplir con los límites de carga de presión recomendados. Aunque esto también dependerá de las condiciones particulares del sistema así como del técnico encargado de la revisión.

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Para una primera aplicación del método, se retoma la red de la figura 2, propuesta por Rodríguez Katya *et al.* (2005), es una red cerrada alimentada en el nudo 16 con un tanque de almacenamiento en la cota 100 msnm, el tanque tiene un tirante de 2.5 mca, tal y como se anota en el esquema.

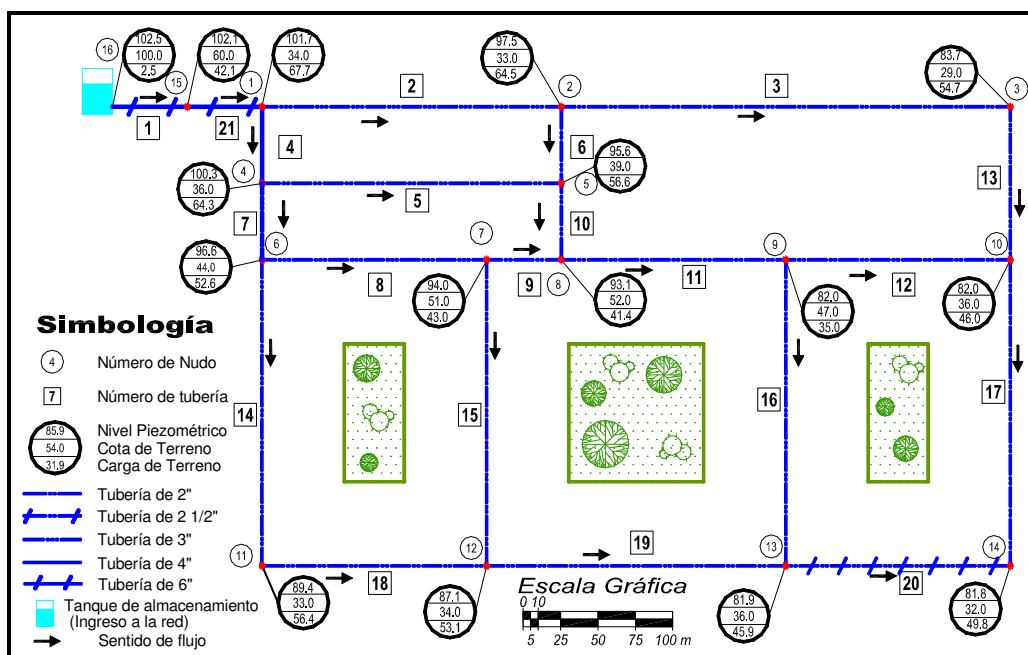


Figura 2- Esquema de una red y sus cargas de presión, sin accesorios reductores de presión

1. Se lleva a cabo un primer análisis hidráulico de la red de tuberías, por cuestiones topográficas, en más de un nudo de demanda las cargas de presión exceden los 50 mca recomendados, los valores se pueden observar anotados en el esquema.
2. Se determina el Factor F de la expresión 1 para todas las tuberías, tabla 1.

3. Se ordenan las tuberías de mayor a menor en función del factor F (tabla 1).
4. Se eligen 4 tuberías (25% de las tuberías), que serán las que arrojaron el factor F más elevado.
5. Se define una carga de presión a la salida del ARP $h_v=20$ mca.

De acuerdo a los resultados de la tabla 1, en la primera opción el ARP se instalará en la tubería 4, se llevará a cabo el respectivo análisis hidráulico para que estos resultados se comparen con los obtenidos en la segunda opción que será instalar el ARP en la tubería 21, y también con los resultados del funcionamiento hidráulico que se generen con la instalación del ARP en las tuberías 7 y 2, cada uno considerado como una opción independiente (ver los resultados de carga de presión para cada una de las cuatro opciones en la tabla 1).

Tabla 1- Resultados para la instalación de la primer válvula reductora de presión

Análisis Hidráulico de referencia						Resultados con instalación de un ARP					
Opción	Gasto (l/s)	Ha (mca)	Factor F (l/s)(mca)	Se instala en tubería	h_v (mca)	Sentido del flujo (nudos)		h en el sistema (mca)			Sentido Flujo en la tubería que aloja la válvula
						Del	Al	mínima *	máxima	promedio	
1	9.65	67.70	652.84	4	20	1	4	2.4	67.9	21.3	Correcto
2	15.00	42.10	631.35	21	20	15	1	13	45.7	31	Correcto
3	7.44	64.30	478.35	7	20	4	6	5.1	67.8	28.7	Correcto
4	5.05	67.70	341.99	2	20	1	2	7.3	67.7	31.1	Incorrecto

* Carga de presión mínima en nudo con demanda

6. De las diferentes propuestas se compara para poder elegir cuál es la opción que reporta la menor carga de presión máxima $h_{m\acute{a}x}$ en el sistema; sin embargo no se debe descuidar los dos condicionantes, el valor de la carga de presión mínima y el sentido de flujo en la tubería después de la instalación de la válvula.

Aunque en la primer opción analizada se mantienen el mismo sentido de flujo después de haberse instalado la válvula, ésta no cumple con la $h_{m\acute{i}n}$ en el sistema ($2.4 < 10$ mca), la segunda opción es la que reporta la menor presión máxima en el sistema, cumple con la $h_{m\acute{i}n}$ recomendada y el sentido de flujo en la tubería que aloja la válvula es correcto, ya que no se invirtió, se elige entonces esta opción.

7. La metodología determina que en la tubería 21 debe instalarse el ARP. Por otro lado se revisa la $h_{m\acute{a}x}$ en la red de tuberías de la opción elegida, que es de 45.7 mca (menor a la $h_{m\acute{a}x}$ recomendada), por lo que no es necesaria la instalación de un segundo ARP.

Los resultados de carga de presión después de instalado el ARP se anotan en el esquema de a figura 3.

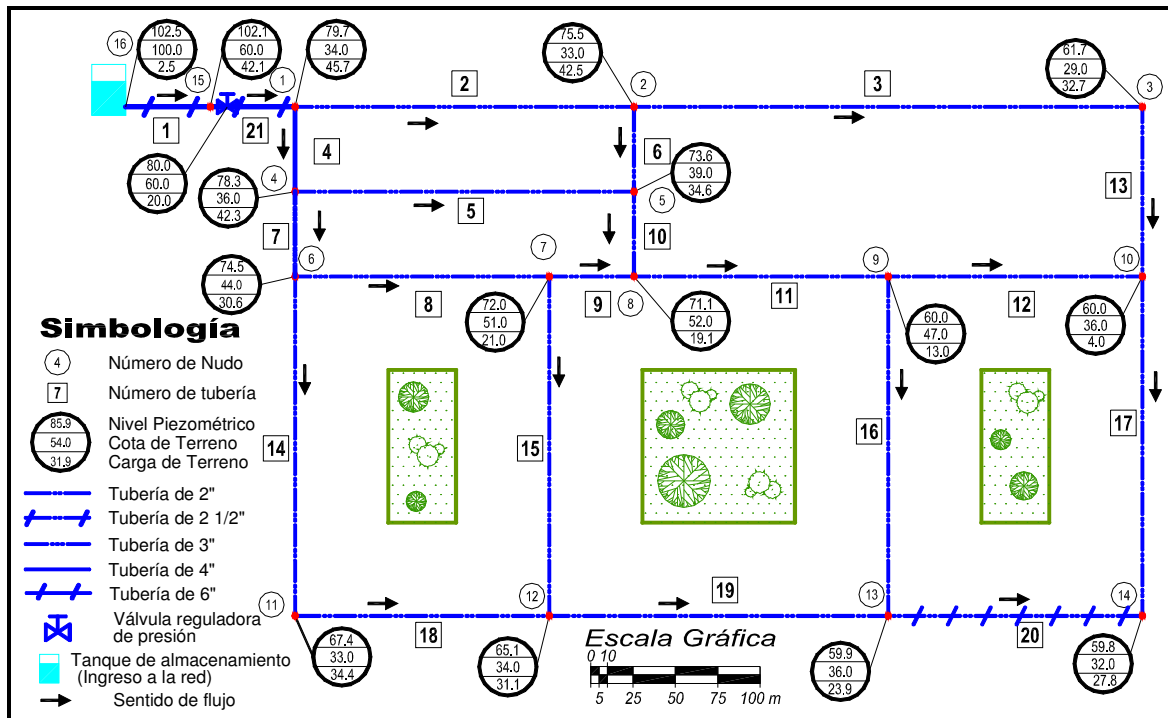


Figura 3- Esquema de cargas de presión después de instalado el ARP con $h_v=20mca$

En la tabla 2 se muestra la comparación de resultados de las cargas de presión para los 16 nudos antes y después de la instalación del ARP.

Tabla 2- Comparación de resultados de las cargas de presión

Nudo	Carga de presión disponible (mca)		Nudo	Carga de presión disponible (mca)	
	Sin accesorios	Con 1 accesorio		Sin accesorios	Con 1 accesorio
1	67.7	45.7	9	35.0	13.0
2	64.5	42.5	10	46.0	24.0
3	54.7	32.7	11	56.4	34.4
4	64.3	42.3	12	53.1	31.1
5	56.6	34.6	13	45.9	23.9
6	52.6	30.6	14	49.8	27.8
7	43.0	21.0	15	42.1	42.1
8	41.1	19.1	16 *Tanque	2.5	2.5
Presión promedio en el sistema				51.5	31.0

Es importante anotar la h_{\min} permisible que el método considera en el proceso de análisis, siempre está asociada a un nudo de demanda, es decir, pueden existir otros nudos con cargas de presión menores aún a la identificada, pero no es de importancia que se cumpla con la carga mínima recomendada.

EJEMPLO DE UNA RED REAL

El siguiente ejemplo, se trata de un sector de una red real, figura 4, la instalación de aparatos reductores se hace necesaria a partir de sectorizar una red. Por lo que el análisis se lleva a cabo tomando en cuenta las condiciones actuales de funcionamiento, lo que origina que varios nudos de demanda que rebasan los 50 mca recomendados como presión máxima permitida, de acuerdo a las recomendaciones emitidas por el organismo encargado para tal fin. El objetivo entonces será determinar el número necesario de aparatos reductores de presión y la ubicación de éstos.

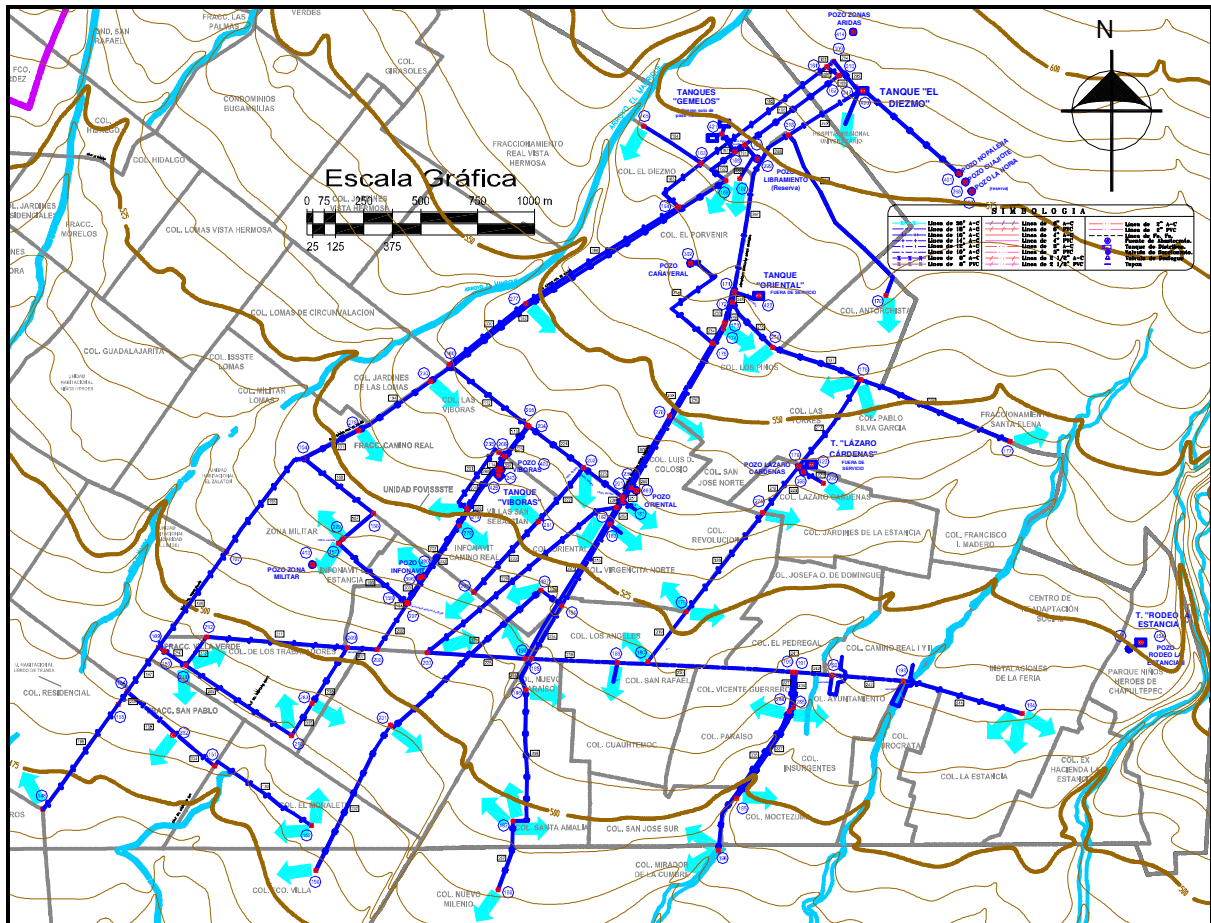


Figura 4- Red real de tuberías

Se trata de 99 tuberías cuyos diámetros van de las 3” a las 14” de diámetro. En total son 96 nudos, el sistema es alimentado por tres tanques y cinco pozos. Se tienen tanques en los nudos 420, 421 y 425 y pozos en los nudos 392, 398, 403 y 409 y un pozo que se tienen como reserva en el nudo 399.

APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

1. Una vez que se lleva a cabo el funcionamiento hidráulico de la red de tuberías en condiciones actuales de servicio. La carga de presión máxima ($h_{m\acute{a}x} = 113.5$ mca) se encuentra muy por encima de la permisible, teniendo el inconveniente que la carga de

presión mínima para un nudo con demanda ($h_{\min}= 14.6$ mca) se encuentra cercana al límite de la h_{\min} recomendada, que en este caso es de 10 mca.

Aunque la carga de presión mínima en el sistema se verá afectada, se debe tener cuidado que la ubicación de los ARP no generen una disminución significativa en la h_{\min} .

2. y 3. En la tabla 3 se observan los valores más altos del factor F reportados (columna 4), se anota también el orden de prioridad (primera columna) de acuerdo a su valor, así como las tuberías a las cuales están asignados estos valores (columna 5).
4. En este caso, se propone sólo analizar el 10% de las 99 tuberías con que cuenta el sistema como posibles opciones para alojar el ARP, siendo las 10 tuberías que se enlistan en la misma tabla 3.

Tabla 3- Resultados para la instalación de la primera válvula

Análisis Hidráulico de referencia						Resultados con instalación de un ARP					
Opción	Gasto (l/s)	Ha (mca)	Factor F (l/s)(mca)	Se instala en tubería	h_v (mca)	Sentido del flujo (nudos)		h en el sistema (mca)			Sentido Flujo en la tubería que aloja la válvula
						Del	Al	mínima *	máxima	promedio	
1	38.9	72.7	2,827.00	254	15	184	185	14.6	113.5	45	Correcto
2	47.1	56	2,639.00	251	15	236	181	14.6	103.8	44.8	Correcto
3	43.2	59	2,548.80	253	15	183	184	14.6	103.8	45.1	Correcto
4	44.6	56.6	2,526.60	252	15	181	183	14.6	103.8	45.1	Correcto
5	29.1	78.4	2,276.10	239	15	185	189	10.4	113.5	46.8	Correcto
6	60.6	34.2	2,075.10	248	15	171	172	14.6	103.8	46.8	Correcto
7	33.2	54.6	1,814.60	223	15	201	202	14.6	114.0	49.9	Correcto
8	24.3	73.7	1,788.10	240	15	189	190	14.6	113.5	48.0	Correcto
9	35.5	45.1	1,603.80	329	15	276	201	14.6	113.9	49.6	Correcto
10	39.3	38.2	1,500.60	235	15	175	276	14.6	113.8	50.4	Correcto

* Carga de presión mínima en nudo con demanda

5. Se propone una carga a la salida del ARP de 15 mca (columna 6, tabla 3).
6. En las cuatro últimas columnas de la tabla 3, se han anotado los valores de carga de presión mínima, máxima y promedio y el sentido de flujo que se origina una vez instalada la válvula, para cada una de las 10 diferentes opciones; es decir, al analizar la opción 1, el ARP se instaló en la tubería 254, se lleva a cabo el análisis del funcionamiento hidráulico y éste arroja $h_{\min}=7.9$ mca, $h_{\max}=113.5$ mca, y una carga de presión promedio en el sistema de 45 mca, por último se observa que el sentido de flujo una vez instalada la válvula con respecto al análisis hidráulico empleado como referencia (arreglo sin ARP), no se altero.

De la misma forma, en la tabla 3 se están anotando los valores de gasto y cargas de presión aguas arriba y aguas abajo de la tubería en donde se está instalando el ARP.

Al comparar las diferentes opciones que se tienen para la instalación del primer ARP, se elige la segunda opción, que aunque no es la que reporta el factor F más elevado, es la que cuenta con la menor carga de presión máxima y promedio en el sistema, además la carga de presión mínima no presentó una reducción con respecto a la original y el sentido de flujo en la tubería no se invirtió.

7. Entonces, de acuerdo a los resultados, la ubicación del primer ARP será en la tubería 251, Como la presión máxima en el sistema aún es de 103.77 mca, es decir mayor a la permisible de 50 mca. Será necesaria la instalación de otro u otros ARP.

En este ejemplo, se decidieron instalar diez ARP, debido a las condiciones particulares del sistema, los resultados se muestran en las tablas 4 y 5.

Tabla 4- Resultados completos de la metodología para 10 ARP

Número de accesorios	hv (mca)	Número de opción	Tubería	Sentido de flujo (nudos)		Gasto (l/s)	H _a (mca)	Factor F (l/s)(mca)
				Del	Al			
Inicio								
1	15	12	251	236	181	47.1	56.03	2,639.01
2	15	19	331	278	104	20.17	54.07	1,090.54
3	15	13	329	276	201	35.54	45.13	1,603.78
4	15	11	248	171	172	60.64	34.59	2,097.54
5	15	11	254	184	185	38.91	31.65	1,231.41
6	20	9	197	109	154	8.14	46.11	375.43
7	20	6	207	208	209	11.05	37.88	418.54
8	15	18	233	171	173	16.55	34.59	572.6
9	15	18	223	201	202	18.02	25.17	453.49
10	15	13	218	178	275	19.99	29.9	597.82

En la tabla 5 se estiman los porcentajes de variación de los valores promedio de presión en el sistema conforme se van instalando los ARP. De acuerdo a la curva que muestran Jowitt y Chengchao (1990), en donde relacionan precisamente la presión promedio nocturna en el sistema con respecto a un índice de fugas, de igual forma, se estima la reducción en éste último parámetro según los resultados (última columna de la tabla 5). Es interesante revisar como con la instalación del primer ARP se obtiene cierto beneficio, entendiéndolo como una reducción en la presión promedio del sistema, a medida que se incrementa el número de ARP propuestos si bien se sigue obteniendo dicho beneficio éste es menos significativo.

En la gráfica de la figura 5 se muestra un comportamiento de las presiones en el sistema, la interpretación de esta gráfica puede ayudar incluso a decidir con ayuda del criterio del técnico encargado hasta cuántos ARP es conveniente instalar.

Tabla 5- Resultados completos del método propuesto

Número de accesorios	h en el sistema (mca)			% Variación		% Fugas según Jowitt y Chengchao (1990)	
	mínima *	máxima	promedio	Relativa	Absoluta	asignado a $h_{promedio}$	Reducción absoluta
Inicio	14.64	113.54	53.64			40%	
1	14.64	103.77	44.82	20%	16%	32%	8%
2	14.64	86.08	40.2	11%	25%	28%	12%
3	14.59	72.53	36.06	11%	33%	24%	16%
4	14.58	72.53	33.32	8%	38%	22%	18%
5	14.58	72.53	30.82	8%	43%	20%	20%
6	14.58	72.53	29.14	6%	46%	19%	21%
7	14.58	72.53	28.59	2%	47%	18%	21%
8	14.58	72.53	27.14	5%	49%	17%	22%
9	14.58	72.53	26.12	4%	51%	17%	23%
10	14.56	72.53	25.64	2%	52%	16%	24%

* Carga de presión mínima en nudo con demanda

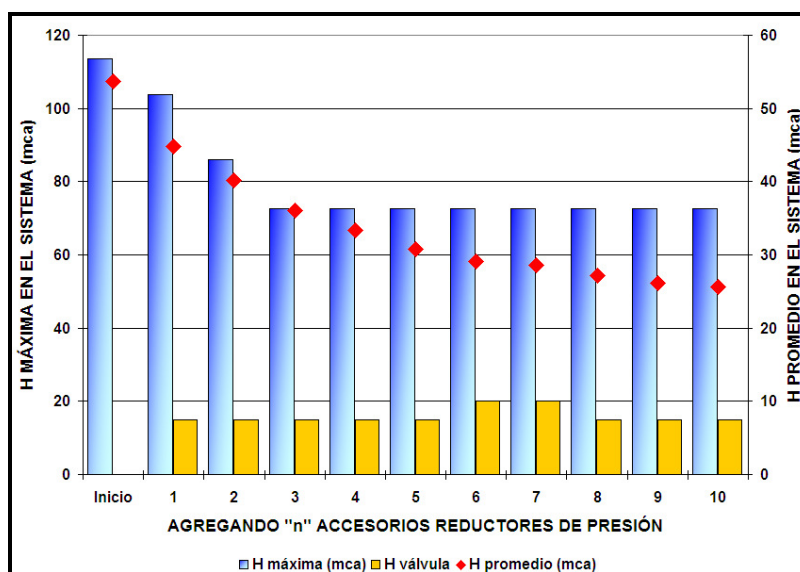


Figura 5- Comportamiento de las presiones, con la aplicación del método

En la gráfica de la figura 6 se observa una comparación de las cargas de presión en los nudos de demanda del sistema antes y después de instalar los diez aparatos reductores de presión.

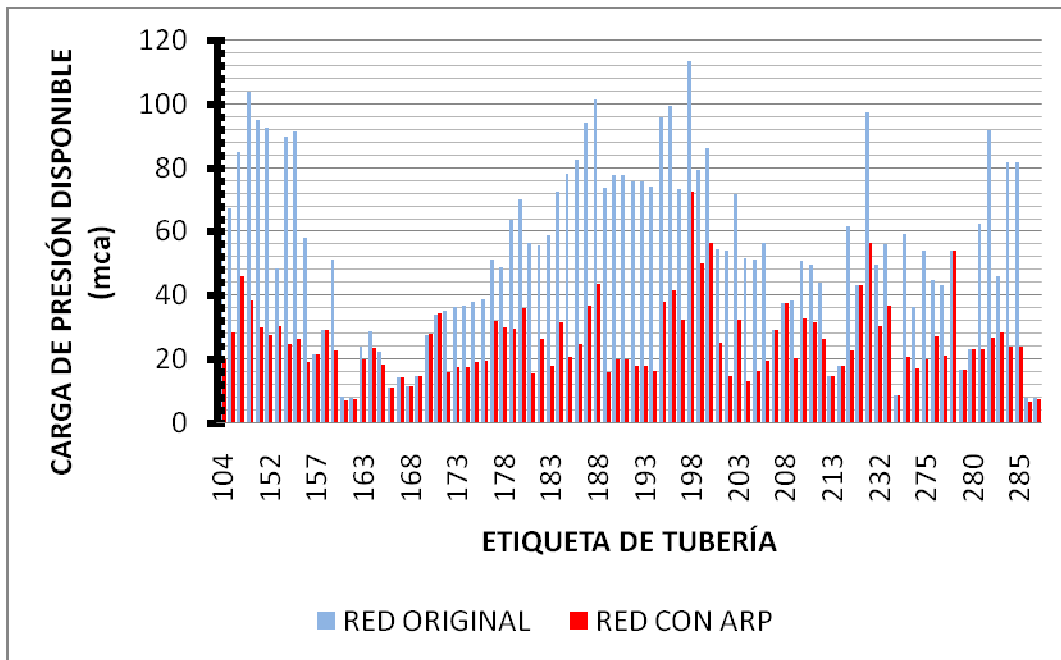


Figura 6- Comparación de presiones en los nudos de demanda antes y después de instalar los diez aparatos reductores de presión

Finalmente en el esquema de la figura 7 se aprecia la reducción de presiones en el área de servicio del sistema, después de haber instalado los 10 ARP.

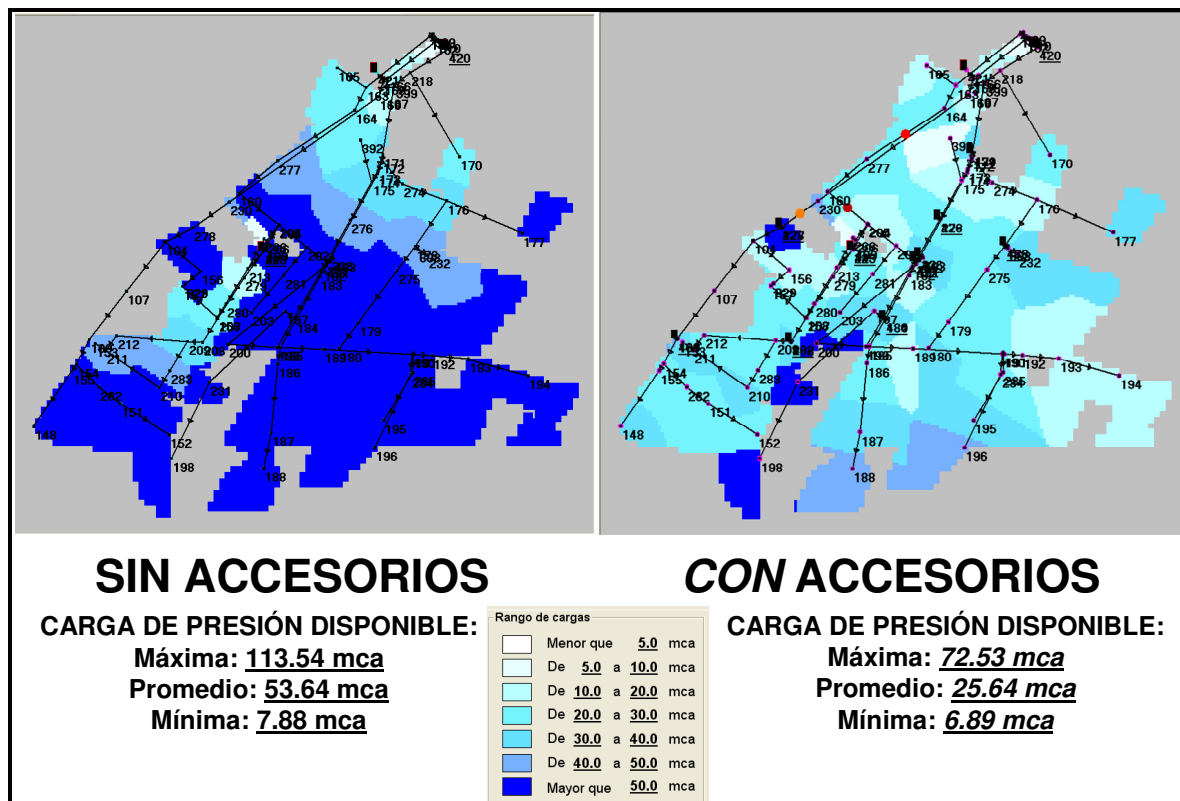


Figura 7- Comparación esquemática del funcionamiento hidráulico, antes y después de instalar los accesorios reductores de presión

CONCLUSIONES

En la metodología propuesta, al ubicar un ARP se busca siempre un beneficio en la distribución de presiones de todo el sistema y no sólo de un área específica, lo que significa reducir la cantidad de ARP requeridos en una red de tuberías.

Como ya se mencionó, el porcentaje de tuberías candidatas a instalar el ARP dependerá del número total de tuberías con que cuente la red y éste será establecido de antemano, si bien estos dos ejemplos así como sus respectivos porcentajes empleados proporcionan una idea de los valores a emplear en sistemas que cuenten con más de 99 tuberías en total. Con base en los análisis de otras redes, se sugerirá un valor del porcentaje a partir de una gráfica que corrobore la tendencia de este porcentaje.

Es importante mencionar, que además de estar mejorando el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías al adecuar a los valores recomendados las cargas de presión en los nudos de demanda a través de ARP, se reducen los porcentajes de fuga estimados. Por ejemplo si se retoma la relación establecida entre el porcentaje de fugas y la presión promedio establecida por Jowitt y Chengchao (1990), se tiene la gráfica mostrada en la figura 8, en ésta además se están vaciando los resultados obtenidos en los dos ejemplos resueltos.

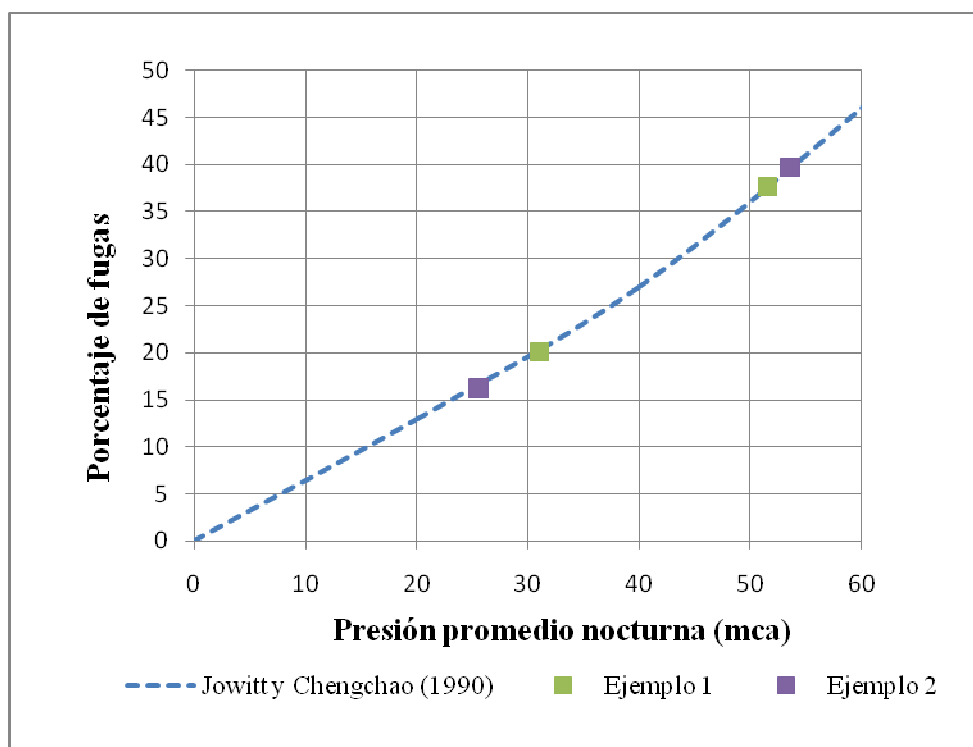


Figura 8- Relación entre el porcentaje de fugas y la presión promedio

En el primer ejemplo, con sólo un ARP se logra reducir la presión promedio de 51.5 a 31 mca, que de acuerdo a la figura anterior se tiene una reducción aproximada de un 17% en fugas. En el segundo ejemplo, con la instalación de los 10 ARP se logra una reducción en la presión promedio de 53.6 a 25.6 mca, lo que conlleva a una reducción aproximada del 23% en el índice de fugas. Es interesante revisar como en este ejemplo que se requieren más de un ARP con la instalación del primer ARP se obtiene el mayor beneficio (una reducción del 8% en la presión promedio del sistema), a medida que se incrementa la instalación de más ARP,

aunque sigue existiendo una disminución en la presión promedio éstas son menores que 8% y así sucesivamente.

Si bien la gráfica especifica que el promedio de las presiones se establece en horario nocturno, como ya se comentó en este procedimiento los gastos de demanda que se deben considerar son los mínimos, que es cuando el sistema se encuentra sometido a mayores presiones, condiciones que corresponden a este período del día, por lo que sí es posible realizar el estimado anterior.

Por otro lado una reducción de presiones en los puntos en donde están ubicados los pozos, en algunos casos se traducirá además en un beneficio económico directo ya que, con la revisión adecuada del equipo de bombeo, al reducir las cargas de presión, los requerimientos de potencia disminuyen trayendo consigo una disminución en el consumo de energía. Incluso en algunos casos se podrá sugerir la sustitución del equipo de bombeo por uno nuevo, amortizando su costo de inversión en cierto período y logrando así un beneficio económico a largo plazo. Sería por ejemplo el caso del pozo ubicado en el nudo 409 de la red real.

El procedimiento propuesto se ha aplicado a varias redes de tuberías con éxito; se considera que tiene la ventaja de evaluar los resultados con conceptos ingenieriles de la Hidráulica sin emplear conceptos abstractos y factores sin sentido físico.

Esta propuesta así como las que se encuentran disponibles en la literatura técnica existente son sólo herramientas que ayudan al técnico encargado, pero es el criterio de éste el que debe intervenir en la toma de decisiones, así como restricciones que se presenten para cada caso particular que se analice.

Bibliografía

De Luna Faustino, *Flujo no Permanente en Redes de Tuberías funcionando a Presión*, Tesis presentada a la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM 1999.

Jowitt Paul W and Xu Chengchao, *Optimal Valve Control in Water Distribution Networks*, Journal of Water Resources Planning and Management , Vol 116, No. 4 July/August, 1990.

Rodriguez Katya, De Luna Faustino, Jimenez Martin y Fuentes Oscar, *Localización Óptima de Válvulas Reductoras de Presión en Redes de Distribución de Agua Potable utilizando un Algoritmo Genético Multiobjetivo*, 5° SEREA, Valencia España.

Sánchez J., Fuentes O., *Actualización de un método para resolver redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente*, Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre-diciembre de 1991.

Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, *Datos básicos*, Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, México 1994.

Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, *Redes de Distribución*, Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, México 1994.

MODELACIÓN DEL FLUJO DE AIRE A TRAVÉS DE UNA VENTOSA

Vicente S. Fuertes Miquel¹; Pedro L. Iglesias Rey¹; Francisco J. García Mares¹; Daniel Mora Meliá¹

Resumen – El flujo a través de una ventosa suele considerarse adiabático, puesto que el tiempo requerido para que el fluido atraviese la ventosa es demasiado corto para permitir que tenga lugar una gran transferencia de calor. Además, parece lógico suponer que el análisis del comportamiento de las ventosas debe hacerse considerando un modelo de flujo compresible. Efectivamente, cuando las presiones de funcionamiento son importantes es necesario acudir a modelos de flujo compresible para caracterizar el comportamiento del aire en el interior de la ventosa. Lo que sucede es que las presiones de trabajo de las ventosas de gran orificio, utilizadas para el llenado y vaciado de las conducciones, son muy pequeñas (normalmente funcionan con presiones en la tubería por debajo de 0,3 bar relativos). En estas condiciones, se verifica que los resultados proporcionados por ambos modelos (flujo compresible o incompresible) son muy similares.

Abstract – The flow through an air valve usually is considered adiabatic, since the required time so that the fluid crosses the air valve is too short to allow that great heat transference takes place. In addition, it seems logical to suppose that the analysis of the air valves behaviour must be done considering a model of compressible flow. Indeed, when the operation pressures are important is necessary to go to models of compressible flow to characterize the behaviour of the air inside the air valve. What happens is that the work pressures of the air valves of great orifice, used for the filling and emptying of the conductions, are very small (normally they work with pressures in the pipe below 0,3 bar relative). In these conditions, one verifies that the results provided by both models (compressible or incompressible flow) are very similar.

Palabras clave: Ventosas, aire atrapado, transitorios hidráulicos, sistemas de abastecimiento de agua.

Keywords: Air valves, entrapped air, hydraulic transients, water supply systems.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos (CMMF) – Camino de Vera S/N – CP 46022 – Valencia (España) – Teléfono: +34 963879890 – Fax: +34 963877981 – E-mail: vfuertes@gmmf.upv.es ; piglesia@gmmf.upv.es ; ffgarcia@gmmf.upv.es ; damome@doctor.upv.es

INTRODUCCIÓN

Son numerosas las situaciones en las que nos podemos encontrar con aire atrapado en los sistemas de abastecimiento de agua. La presencia de aire en los sistemas hidráulicos puede ser tanto intencionada (llenado y vaciado de la conducción, presencia de ventosas para proteger la instalación contra las depresiones, interrupción temporal del servicio, etc.) como accidental (vórtices en la aspiración de las bombas, liberación de aire disuelto al reducirse la presión, roturas, etc.).

Es bien conocido que el aire atrapado en las conducciones a presión constituye una fuente de numerosos problemas: generación de pérdidas de carga adicionales, regímenes transitorios indeseados, disminución del rendimiento de las bombas, vibraciones en las tuberías, corrosión de las conducciones, desgaste de las partes móviles de los accesorios, errores en los medidores de caudal, etc. Evidentemente, uno de los principales problemas que puede provocar la acumulación de aire atrapado entre dos columnas de agua es la generación de importantes sobrepresiones, tal y como atestiguan los numerosos casos descritos en la bibliografía sobre el tema (Fuertes et al., 1998; Fuertes et al., 1999; Fuertes et al., 2000; etc.).

En cualquier caso, es evidente que el aire presente en la instalación (por uno u otro motivo) deberá ser expulsado, lo cual deberá realizarse con sumo cuidado para que, durante este proceso, no se generen golpes de ariete indeseados.

Una posible solución para evitar todos estos problemas debidos a la presencia de aire es la utilización de ventosas (Fuertes et al., 2006), las cuales permiten que el aire almacenado en la instalación escape libremente a la atmósfera (evitando o, al menos, limitando su compresión). No obstante, hay que decir que la presencia de ventosas no siempre ofrece la fiabilidad necesaria y puede ocasionar situaciones más problemáticas que las que pretendía evitar. Una mala selección de las mismas, un funcionamiento incorrecto o una deficiente respuesta como consecuencia de la ausencia de mantenimiento, puede dar lugar a graves problemas.

Así pues, el conocimiento lo más realista posible del comportamiento de la ventosa tiene gran importancia (Fuertes et al., 2006). El comportamiento de la ventosa viene determinado por su curva característica, esto es, la relación entre el caudal de aire expulsado o admitido por la ventosa y la presión existente en el interior de la tubería. La única forma de obtener la curva característica de la ventosa es mediante ensayo en laboratorio. Sin embargo, para caracterizar el comportamiento teórico de la ventosa pueden utilizarse diversos modelos.

LAS VENTOSAS EN LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Las ventosas son elementos que se colocan en los sistemas hidráulicos con dos objetivos fundamentales: por un lado, para la ventilación del sistema y, por otro, como dispositivo de protección contra un posible golpe de ariete.

Como elemento de ventilación de la red, las ventosas tienen básicamente dos funciones:

- Permitir la salida o entrada del aire en la tubería durante el llenado o vaciado de la misma.

- Posibilitar la expulsión del aire liberado durante el funcionamiento normal del sistema, impidiendo de esta forma que peligrosas bolsas de aire se puedan acumular en determinadas zonas de la instalación.

Por otro lado, como elemento de protección frente al golpe de ariete, la función principal de las ventosas es:

- Evitar las depresiones durante los transitorios, que en caso de ser muy severos, pueden llevar incluso hasta la cavitación o al colapso de la tubería.

Tal y como se ha comentado, el aire presente en las conducciones debe ser expulsado, y ello debe realizarse con suficiente delicadeza como para que, durante este proceso, no aparezcan golpes de ariete indeseados que originen picos de presión demasiado elevados. Estos pueden tener su origen en: a) el choque violento entre dos columnas de agua, antes separadas por una columna de aire atrapado que ha sido purgada de la conducción con excesiva rapidez; b) el choque de la columna de agua que avanza con la propia ventosa que, al presentar al movimiento y expulsión del aire una resistencia muy inferior a la que ofrecería a una columna análoga de agua, cierra bruscamente cuando el aire ya ha sido purgado en su totalidad. Ambos hechos recomiendan seleccionar cuidadosamente la ventosa, sobre todo por lo que a su misión de expulsión de aire se refiere (Campbell, 1983; Funk et al., 1992; Dvir, 1995; Stephenson, 1997; Leow y Lee, 1998; Fuertes, 2001; Fuertes et al., 2009; etc.).

MODELACIÓN DE LAS VENTOSAS: FLUJO COMPRESIBLE

Para el análisis de instalaciones con aire atrapado, suele admitirse un comportamiento isotermo del aire en el interior de la tubería y un comportamiento adiabático del aire que atraviesa la ventosa. Para la modelación del comportamiento de las ventosas suele hacerse una analogía entre el flujo de aire a través de una ventosa y el flujo isentrópico en toberas (Wylie y Streeter, 1982; Chaudhry, 1987; Dvir, 1995).

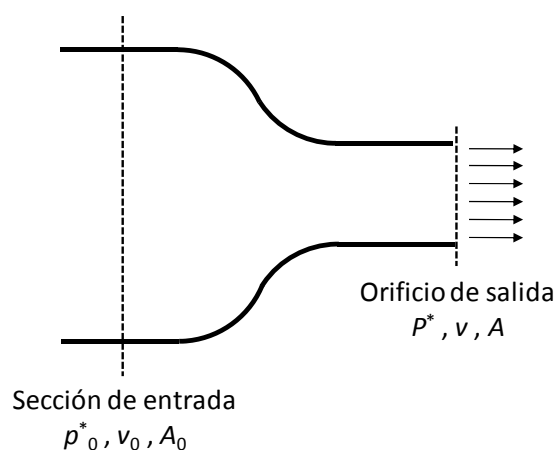


Figura 1. Flujo en una tobera convergente.

El flujo adiabático sin fricción o isentrópico es una idealización que no puede ser alcanzada en el flujo de gases reales. Sin embargo, existen situaciones en las cuales el flujo se aproxima a este límite. El flujo en transiciones, boquillas y medidores Venturi no presenta efectos considerables de fricción debido a las pequeñas distancias recorridas. Por otro lado, la transferencia de calor es mínima ya que los cambios que sufren las partículas son

suficientemente pequeños como para no generar gradientes de velocidad y temperatura importantes.

Así pues, el flujo de cualquier gas o vapor por una tobera siempre es prácticamente adiabático, porque el tiempo requerido para que cada elemento del fluido pase por la tobera es demasiado corto para permitir que tenga lugar una gran transferencia de calor de forma que ésta no pueda despreciarse. Si el flujo fuera también sin fricción la expansión que sufre el fluido se produciría isentrópicamente. Partiendo de esta hipótesis, es posible determinar analíticamente las ecuaciones características que modelan el funcionamiento de las ventosas.

Efectivamente, suponiendo el comportamiento del aire como gas perfecto, una evolución isentrópica, y despreciando la diferencia de cotas, la ecuación de la energía se simplifica de la siguiente forma:

$$\frac{kR}{k-1} \cdot dT + v \cdot dv = 0 \quad (1)$$

siendo k = relación de calores específicos ($k = 1,4$ para el aire), R = constante del gas, T = temperatura y v = velocidad.

Integrando esta ecuación entre la sección de entrada y el orificio de salida:

$$\frac{kR}{k-1} (T - T_0) + \frac{v^2 - v_0^2}{2} = 0 \quad (2)$$

Y despreciando el término cinético a la entrada:

$$\frac{v_0^2}{2} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{kR}{k-1} (T - T_0) + \frac{v^2}{2} = 0 \quad (3)$$

Haciendo uso de la ecuación de los gases perfectos:

$$p^* = \rho RT \quad \rightarrow \quad T = \frac{p^*}{\rho R} \quad (4)$$

donde p^* = presión absoluta del aire y ρ = densidad del aire.

$$\frac{k}{k-1} \left(\frac{p^*}{\rho} - \frac{p_0^*}{\rho_0} \right) + \frac{v^2}{2} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{k}{k-1} \frac{p_0^*}{\rho_0} \left(\frac{p^* \rho_0}{\rho p_0^*} - 1 \right) + \frac{v^2}{2} = 0 \quad (6)$$

Y con la ecuación que modela el comportamiento isentrópico de un gas perfecto:

$$\frac{p_0^*}{\rho_0^k} = \frac{p^*}{\rho^k} \quad \rightarrow \quad \frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (7)$$

$$v = \sqrt{\frac{2k}{k-1} \frac{p_0^*}{\rho_0} \left[1 - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]} \quad (8)$$

$$\frac{p_0^*}{\rho_0} = RT_0 \quad \rightarrow \quad v = \sqrt{\frac{2k}{k-1} RT_0 \left[1 - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]} \quad (9)$$

Sustituyendo en la ecuación de continuidad:

$$\frac{dm}{dt} = \rho_0 A_0 v_0 = \rho A v = \rho A \sqrt{\frac{2k}{k-1} RT_0 \left[1 - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]} \quad (10)$$

siendo dm/dt = caudal másico de aire, A_0 = sección de entrada y A sección del orificio.

Y con la ecuación que modela el comportamiento isentrópico de un gas perfecto:

$$\frac{p_0^*}{\rho_0^k} = \frac{p^*}{\rho^k} \quad \rightarrow \quad \rho = \rho_0 \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (11)$$

$$\frac{dm}{dt} = \rho_0 \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{1}{k}} A \sqrt{\frac{2k}{k-1} RT_0 \left[1 - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]} \quad (12)$$

$$\frac{dm}{dt} = \rho_0 A \sqrt{\frac{2k}{k-1} RT_0 \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{2}{k}} \left[1 - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]} \quad (13)$$

$$\frac{dm}{dt} = \rho_0 A \sqrt{\frac{2k}{k-1} RT_0 \left[\left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{2}{k}} - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k+1}{k}} \right]} \quad (14)$$

$$\rho_0 = \frac{p_0^*}{RT_0} \quad \rightarrow \quad \frac{dm}{dt} = p_0^* A \sqrt{\frac{2k}{k-1} \frac{1}{RT_0} \left[\left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{2}{k}} - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k+1}{k}} \right]} \quad (15)$$

Esta expresión proporciona valores correspondientes a un “límite superior”, puesto que considera que la evolución isentrópica del aire es totalmente reversible. En realidad, debido a la fricción y a la turbulencia, el proceso no es reversible y el caudal másico real es inferior:

$$C < 1 \quad \rightarrow \quad \frac{dm}{dt} = C p_0^* A \sqrt{\frac{2k}{k-1} \frac{1}{RT_0} \left[\left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{2}{k}} - \left(\frac{p^*}{p_0^*} \right)^{\frac{k+1}{k}} \right]} \quad (16)$$

Si procedemos a particularizar la expresión (16) para el caso de una ventosa en la fase de expulsión, la presión en la sección de entrada se correspondería con la presión en la tubería donde se encuentra instalada la ventosa y la presión en el orificio de salida sería la presión atmosférica. Llamando C_{exp} a la relación entre el caudal másico “real” y el caudal másico “teórico” expulsado por la ventosa (valor que debe obtenerse mediante ensayo), se tiene:

$$\left(\frac{dm}{dt} \right)_{exp} = C_{exp} p_t^* A_{exp} \sqrt{\frac{2k}{k-1} \frac{1}{RT_t} \left[\left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{\frac{2}{k}} - \left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{\frac{k+1}{k}} \right]} \quad (17)$$

con p_t^* = presión absoluta del aire en la tubería, A_{exp} = sección del orificio de la ventosa, T_t = temperatura del aire en la tubería y p_{atm}^* = presión absoluta del aire en el exterior (presión atmosférica).

Para un comportamiento adiabático del aire, $k = 1,4$:

$$\left(\frac{dm}{dt} \right)_{exp} = C_{exp} p_t^* A_{exp} \sqrt{\frac{7}{RT_t} \left[\left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{1,428571} - \left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{1,714286} \right]} \quad (18)$$

La expresión anterior es válida únicamente cuando el flujo a través de la ventosa es subsónico, esto es, cuando la presión absoluta en el interior de la tubería es inferior a 1,92 bar. Cuando se supera esta presión, en el orificio de salida se alcanzan las condiciones sónicas y la velocidad del aire se mantiene constante (fenómeno conocido como “bloqueo sónico”), puesto que en una tobera convergente no puede existir flujo supersónico.

En este caso, el caudal volumétrico permanece constante (siempre que la temperatura del aire en el interior de la tubería se mantenga constante, lo cual se suele adoptar como hipótesis), aunque no sucede lo mismo con el caudal másico, el cual se incrementa puesto que al aumentar la presión en la tubería aumenta también la densidad del aire. Así, cuando la presión absoluta en el interior de la tubería es superior a 1,92 bar el caudal expulsado viene dado por la siguiente expresión:

$$\left(\frac{dm}{dt} \right)_{exp} = C_{exp} A_{exp} \frac{0,6847}{\sqrt{RT_t}} p_t^* \quad (19)$$

Por otro lado, si se integra la ecuación de la energía sin despreciar el término cinético en la sección de entrada se obtiene:

$$\left(\frac{dm}{dt} \right)_{exp} = \frac{C_{exp} p_t^* A_{exp}}{\sqrt{1 - \left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{\frac{2}{k}} \left(\frac{A_{exp}}{A_t} \right)^2}} \sqrt{\frac{2k}{k-1} \frac{1}{RT_t} \left[\left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{\frac{2}{k}} - \left(\frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{\frac{k+1}{k}} \right]} \quad (20)$$

siendo A_t = sección de la tubería donde está instalada la ventosa.

Para un comportamiento adiabático del aire, $k = 1,4$:

$$\left(\frac{dm}{dt}\right)_{\text{exp}} = \frac{C_{\text{exp}} p_t^* A_{\text{exp}}}{\sqrt{1 - \left(\frac{p_{\text{atm}}^*}{p_t^*}\right)^{1,428571} \left(\frac{A_{\text{exp}}}{A_t}\right)^2}} \sqrt{\frac{7}{RT_t} \left[\left(\frac{p_{\text{atm}}^*}{p_t^*}\right)^{1,428571} - \left(\frac{p_{\text{atm}}^*}{p_t^*}\right)^{1,714286} \right]} \quad (21)$$

MODELACIÓN DE LAS VENTOSAS: FLUJO INCOMPRESIBLE

Despreciando la diferencia de cotas, la ecuación de la energía se simplifica de la siguiente forma:

$$RT \frac{dp^*}{p^*} + v \cdot dv = 0 \quad (22)$$

$$\frac{dp^*}{\rho} + v \cdot dv = 0 \quad (23)$$

Con la hipótesis de flujo incompresible, se considera una densidad constante (ρ_{ref}) y la ecuación anterior puede integrarse entre la sección de entrada y el orificio de salida:

$$\frac{p^* - p_0^*}{\rho_{\text{ref}}} + \frac{v^2 - v_0^2}{2} = 0 \quad (24)$$

Despreciando el término cinético a la entrada:

$$\frac{v_0^2}{2} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{p^* - p_0^*}{\rho_{\text{ref}}} + \frac{v^2}{2} = 0 \quad (25)$$

$$v = \sqrt{2 \frac{p_0^* - p^*}{\rho_{\text{ref}}}} \quad (26)$$

Sustituyendo en la ecuación de continuidad:

$$Q = Av = A \sqrt{2 \frac{p_0^* - p^*}{\rho_{\text{ref}}}} \quad (27)$$

$$\frac{dm}{dt} = \rho_{\text{ref}} Av = \rho_{\text{ref}} A \sqrt{2 \frac{p_0^* - p^*}{\rho_{\text{ref}}}} \quad (28)$$

$$\frac{dm}{dt} = A \sqrt{2(p_0^* - p^*) \rho_{\text{ref}}} \quad (29)$$

Igual que sucedía antes, esta expresión proporciona valores correspondientes a un “límite superior”, puesto que considera que la evolución isentrópica del aire es totalmente reversible. En realidad, el caudal másico real es inferior. Llamando C a la relación entre el caudal másico “real” y el caudal másico “teórico”, se tiene:

$$C < 1 \quad \rightarrow \quad \frac{dm}{dt} = CA\sqrt{2(p_0^* - p^*)\rho_{ref}} \quad (30)$$

Teniendo en cuenta el coeficiente C_{exp} y particularizando para una ventosa en la fase de expulsión, la expresión que permite calcular el caudal másico expulsado es:

$$\left(\frac{dm}{dt}\right)_{exp} = C_{exp}A_{exp}\sqrt{2(p_t^* - p_{atm}^*)\rho_{ref}} \quad (31)$$

Como densidad de referencia puede tomarse la densidad a la entrada (ρ_t = densidad del aire en el interior de la tubería), la densidad a la salida (ρ_{atm} = densidad del aire en condiciones atmosféricas) o una densidad media ($\rho_{ref} = \frac{\rho_t + \rho_{atm}}{2}$).

Cuando no se desprecia el término cinético en la sección de entrada, la expresión que se obtiene es:

$$\left(\frac{dm}{dt}\right)_{exp} = \frac{C_{exp}A_{exp}}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_{exp}}{A_t}\right)^2}} \sqrt{2(p_t^* - p_{atm}^*)\rho_{ref}} \quad (32)$$

En la gráfica de la figura 2 se comparan las curvas características de una ventosa obtenidas a partir de la expresión (17), correspondiente a un modelo de flujo compresible donde se ha despreciado la velocidad en la sección de entrada, con la expresión (31), correspondiente a un modelo de flujo incompresible donde también se ha despreciado la velocidad en la sección de entrada y donde se ha considerado como densidad de referencia la densidad a la entrada [1], la densidad a la salida [2] y la densidad media entre la entrada y la salida [3].

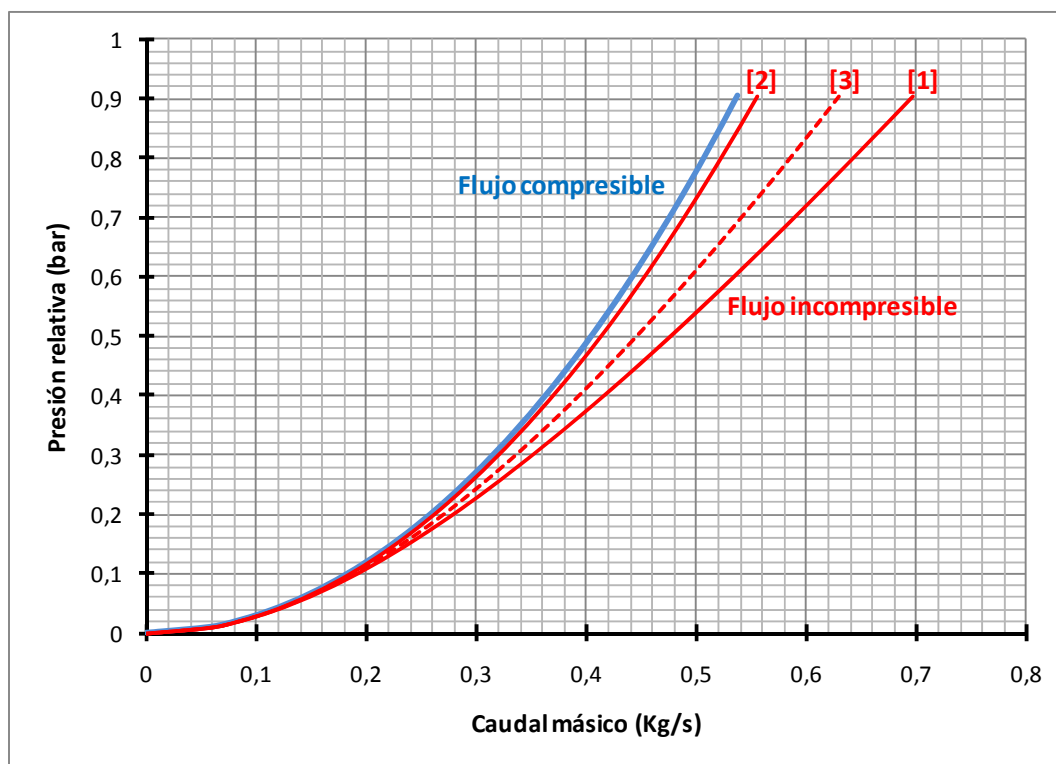


Figura 2. Comparación entre flujo compresible e incompresible ($D_{exp} = 50 \text{ mm}$ y $C_{exp} = 0,6$).

Tal y como puede observarse en la gráfica, las diferencias entre ambos modelos son pequeñas. Teniendo en cuenta que las ventosas suelen diseñarse para una presión relativa de 0,3 bar y que realmente trabajan con presiones incluso más bajas, los resultados obtenidos con los modelos de flujo compresible e incompresible pueden considerarse igualmente válidos.

Además, en la gráfica anterior se han representado todas las curvas con el mismo coeficiente C_{exp} . Por definición, este coeficiente es la relación entre el caudal “real” y el caudal “teórico”, por lo que será distinto para cada una de las expresiones utilizadas. A continuación se analizan los resultados reales obtenidos mediante ensayo de una ventosa y se obtienen los coeficientes C_{exp} correspondientes a los diferentes modelos para así poder compararlos.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se ha ensayado en el laboratorio una ventosa de diámetro nominal DN 50 mm. En la figura 3 pueden verse los resultados experimentales obtenidos.

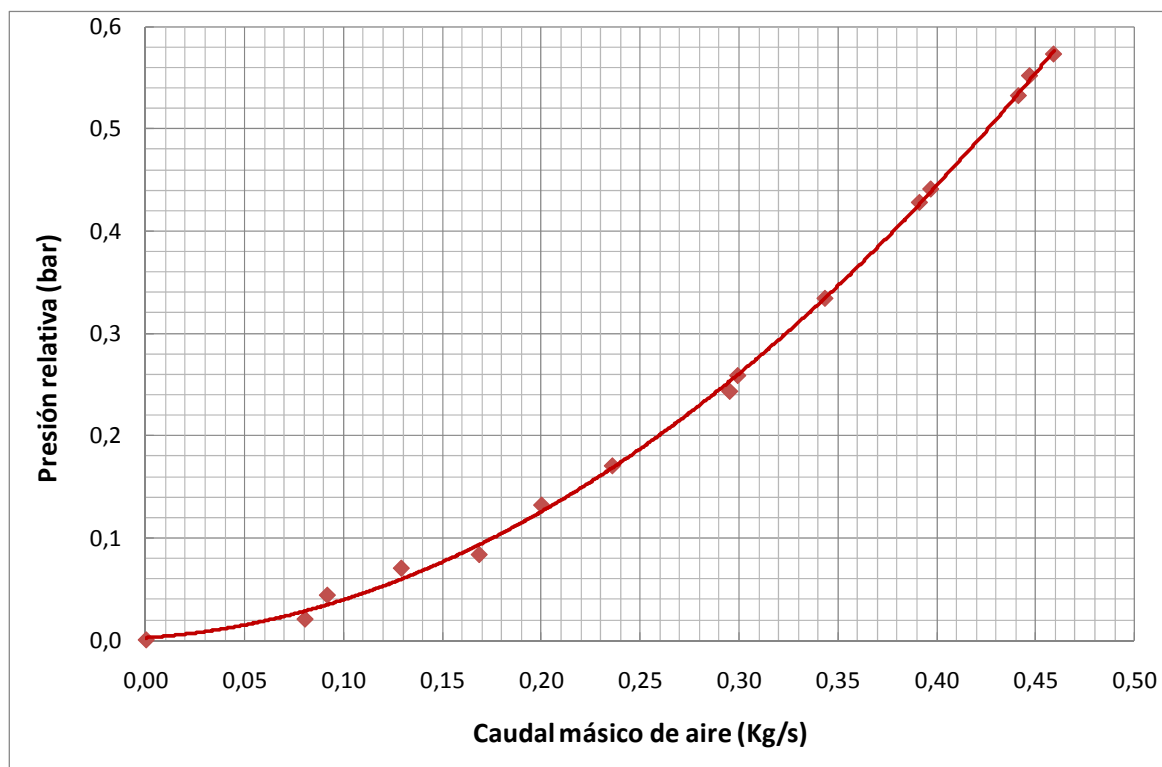


Figura 3. Resultados del ensayo en laboratorio de una ventosa DN 50 mm.

A partir de los datos obtenidos en el ensayo se han calculado los diferentes coeficientes C_{exp} para cada uno de los modelos analizados (tabla 1) y se han representado las curvas correspondientes (figura 4).

Tabla 1. Valor del coeficiente C_{exp} para diferentes modelos.

Flujo compresible	$C_{exp} = 0,616$
Flujo incompresible (densidad atmosférica)	$C_{exp} = 0,610$
Flujo incompresible (densidad del aire en la tubería)	$C_{exp} = 0,520$
Flujo incompresible (densidad media)	$C_{exp} = 0,562$

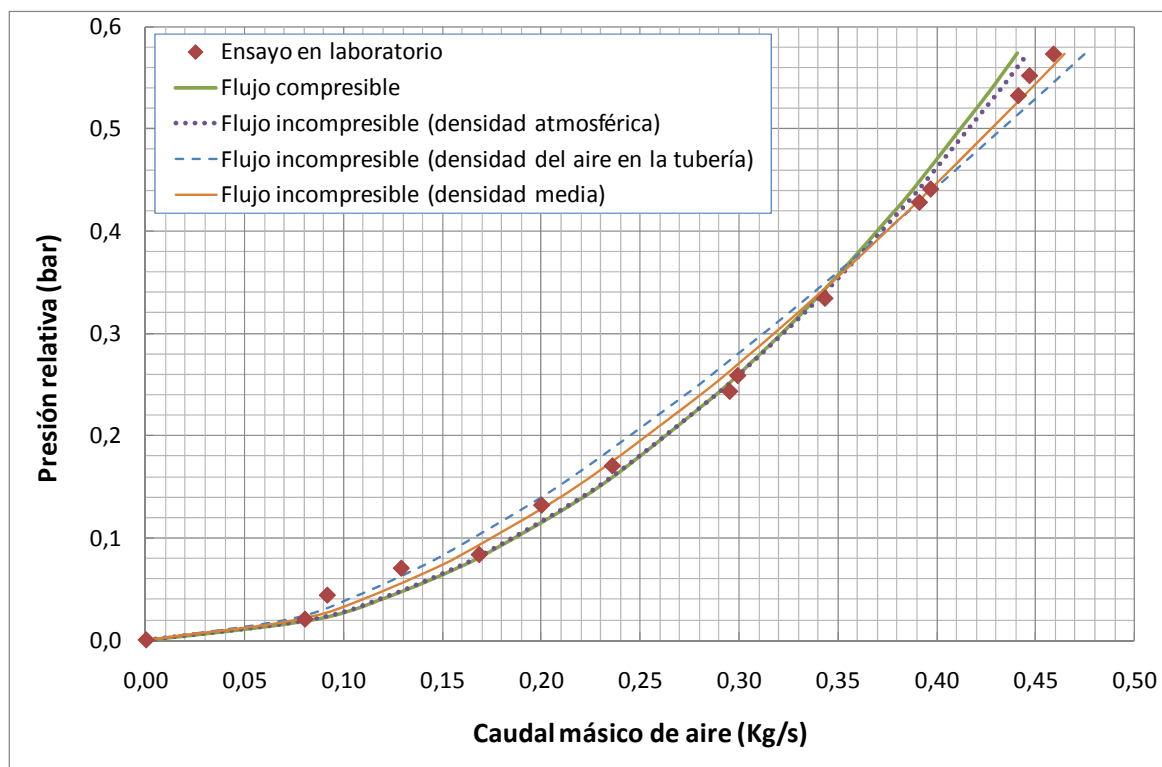


Figura 4. Comparación entre los resultados experimentales obtenidos mediante ensayo y los resultados proporcionados por los diferentes modelos (ventosa DN 50 mm).

Tal y como se observa, cualquiera de los modelos presentados ajusta bastante bien los resultados experimentales obtenidos mediante ensayo en el laboratorio. Por tanto, todos ellos son perfectamente válidos.

CONCLUSIONES

La presencia de aire en las conducciones es, en muchos casos, inevitable. El aire se introduce en las tuberías por motivos muy diversos y es la causa de numerosos problemas. Una buena solución para evitar estos problemas consiste en la instalación de ventosas.

Sin embargo, el dimensionado y la selección de las ventosas deben realizarse con sumo cuidado. El sobredimensionado de las mismas, en su etapa de expulsión, puede dar origen a golpes de ariete indeseados y elevadas sobrepresiones que pueden dañar la instalación. Por supuesto, tampoco es acertado infradimensionar la ventosa porque, en este caso, no será capaz de admitir o expulsar la cantidad de aire requerida. Así pues, una ventosa tanto si es demasiado pequeña como demasiado grande puede ser la causa de importantes problemas. Si a este hecho unimos la dificultad a la hora de estimar con cierta exactitud el caudal de aire que debe admitir o evacuar una ventosa, se confirma la enorme complejidad que tiene la selección correcta de la ventosa más adecuada para una instalación concreta.

Así pues, es evidente el interés que tiene conocer la curva característica de la ventosa (relación entre la diferencia de presiones existente y el caudal expulsado o admitido por la ventosa), siendo esta curva la que modela su comportamiento. Para poder analizar el comportamiento de las ventosas es necesario conocer su curva característica. Al igual que

sucede con las bombas y otros elementos hidráulicos, la única forma de obtener su curva característica es mediante ensayo.

Generalmente, suele utilizarse un modelo de flujo compresible para estudiar el comportamiento de la ventosa. Sin embargo, tal y como ha quedado reflejado en el presente trabajo, los resultados que proporciona un modelo de flujo incompresible (mucho más sencillo) son también perfectamente válidos cuando las presiones son pequeñas (ventosa funcionando en condiciones subsónicas).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Campbell, A. (1983), “*The effect of air valves on surge in pipelines*”, Proceedings of the 4th International Conference on Pressure Surges, BHRA, Bath, Inglaterra, pág. 89-102.
- Chaudhry, M.H. (1987), Applied hydraulic transients, Ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA.
- Dvir, Y. (1995), Flow control devices, editado por Control Appliances Books para Bermad Control Valves, Israel.
- Fuertes, V.S.; Cabrera, E.; Izquierdo, J.; Iglesias, P.L.; García-Serra, J. (1998), “*Filling of pipelines with entrapped air*”, Proceedings of the XIX Symposium on Hydraulic Machinery and Cavitation, IAHR, Singapur, pág. 673-685.
- Fuertes, V.S.; Cabrera, E.; Izquierdo, J.; Iglesias, P.L. (1999), “*Peak pressure evaluation in pipelines with entrapped air pockets*”, Proceedings of the 3rd ASME/JSME Joint Fluids Engineering Conference, San Francisco, USA.
- Fuertes, V.S.; Arregui, F.; Cabrera, E.; Iglesias, P.L. (2000), “*Experimental setup of entrapped air pockets model validation*”, Proceedings of the 8th International Conference on Pressure Surges, BHRA, La Haya, Holanda, pág. 133-145.
- Fuertes, V.S. (2001), Transitorios hidráulicos con aire atrapado, Tesis para la obtención del grado de Doctor Ingeniero Industrial, Universidad Politécnica de Valencia.
- Fuertes, V.S.; Pérez, R.; Martínez, F.J.; López, P.A. (2006), “*Modelo matemático para el análisis del llenado de tuberías con aire atrapado, utilizando ventosas para su expulsión*”, XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ciudad Guayana, Venezuela, pág. 597-598.
- Fuertes, V.S.; Iglesias, P.L.; Izquierdo, J.; López, G. (2006), “*Algunos problemas generados por ventosas mal seleccionadas a causa de una caracterización hidráulica errónea*”, XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ciudad Guayana, Venezuela, pág. 599-600.
- Fuertes, V.S.; Iglesias, P.L.; López, P.A.; Mora, D. (2009), “*Air valves sizing and hydraulic transients in pipes due to air release flow*”, Proceedings of the 33rd IAHR Congress, Vancouver, Canadá, pág. 247-254.

Funk, J.E.; Wood, D.J.; Reddy, L.S.; Denger, D.C. (1992), “*Pressure surges due to rapid expulsion of air*”, Proceedings of the International Conference on Unsteady Flow and Fluid Transients, Durham, Inglaterra, pág. 313-319.

Leow, L.C.; Lee, T.S. (1998), “*Effects of air valve on pressure surges during pumping trip in pumping station*”, Proceedings of the XIX Symposium on Hydraulic Machinery and Cavitation, IAHR, Singapur, pág. 556-563.

Stephenson, D. (1997), “*Effects of air valves and pipework on water hammer pressures*”, Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 123, N° 2, pág. 101-106.

Wylie, E.B.; Streeter, V.L. (1982), Fluid transients, FEB Press, Ann Arbor, Michigan, USA.

MÉTODOLOGÍAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE VÁLVULAS DE AIREACIÓN

Iglesias-Rey, Pedro L.¹; Fuertes-Miquel, Vicente. S¹; García-Mares, Francisco.J. ¹; López Jiménez, P.Amparo¹

Resumen – La caracterización de ventosas o válvulas de aireación es fundamental para analizar los procesos de llenado, puesta en marcha y arranque de las instalaciones de suministro de agua. En este trabajo se presentan diferentes metodologías para la caracterización de válvulas de aireación.

Se presentan en primer lugar las opciones derivadas de la aplicación de técnicas experimentales asociadas a la aplicación de la normativa existente. Posteriormente se analizan técnicas de tipo computacional basadas en el análisis del comportamiento de estos elementos mediante modelos CFD (Computational Fluid Dynamics).

Finalmente se presenta una validación de los modelos CFD realizados mediante el ensayo de los elementos con dos tipos diferentes de fluidos: aire y agua. Las conclusiones obtenidas sin duda pueden extrapolarse posteriormente a otros análisis relacionados con los procesos de llenado y vaciado de las conducciones.

Abstract – Air valves modeling is fundamental to analyze the processes of filling, emptying and start-up of water distribution systems. In this paper different methods for characterizing air valves are presented.

First we present an experimental methodology based on the technical legislation used in Spain. Afterwards some computational techniques are analyzed. These techniques used CFD (Computational Fluid Dynamics) models.

Finally, a validation of the CFD models developed is presented. This validation is made using two different fluids: air and water. Conclusions obtained can be extrapolated to other analysis in the process of filling and emptying water mains.

Palabras clave: Ventosas, válvulas de aireación, llenado y vaciado de conducciones, modelos CFD, dinámica de fluidos computacional.

Keywords: Air valves, filling and emptying of pipes, CFD models, computational fluid dynamics.

¹ Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos – Universidad Politécnica de Valencia. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia. - Tel (+34) 96 3879890 - email: piglesia@gmmf.upv.es ; vfuertes@gmmf.upv.es ; ffgarcia@gmmf.upv.es ; palopez@gmmf.upv.es

INTRODUCCIÓN

La presencia del aire en las conducciones de abastecimiento es un hecho directamente unido a tareas de operación, mantenimiento y puesta en funcionamiento de las mismas. Son muchas las causas por las que una determinada cantidad de aire puede quedar en el interior de las conducciones: maniobras de llenado y vaciado del sistema, interrupciones temporales del suministro, formación de vórtices en la aspiración de los grupos de bombeo, funcionamiento de las ventosas por aparición de depresiones en el sistema durante acontecimiento de carácter transitorio, fisuras en el sistema en puntos en los cuales la presión manométrica de funcionamiento sea negativa, aparición de roturas en algún punto de la conducción, liberación del aire disuelto que lleva el agua al desplazarse a zonas donde la presión sea menor, etc.

Sea cual sea el origen del aire en las conducciones, su presencia origina en la inmensa mayoría de los casos problemas no deseados. Algunos de los más característicos son:

- Reducción de la sección de paso de la tubería que puede llegar incluso a bloquear la misma.
- Generación de una pérdida de carga adicional y el consiguiente aumento del consumo de energía eléctrica de los grupos de bombeo.
- Disminución del rendimiento de los grupos de bombeo.
- Problemas con determinado tipo de filtros que pierden su eficacia con la presencia del aire.
- Problemas de ruido y vibraciones.
- Corrosión interior de las conducciones por el oxígeno que transporte el aire.
- Generación de errores de importancia en los medidores que no están específicamente diseñados para trasegar un flujo bifásico, etc.

Si bien todos los problemas anteriores pueden suponer un funcionamiento más o menos irregular del sistema, el efecto más importante derivado de la presencia del aire en las conducciones es el riesgo de aparición de importantes sobrepresiones originadas por las bolsas de aire atrapado que pueden aparecer. La escasa inercia y la facilidad de compresión de las bolsas de aire atrapado suponen un peligro potencial para la integridad de los sistemas de distribución de agua.

PROBLEMÁTICA ASOCIADA A LA CARACTERIZACIÓN DE VENTOSAS

Caracterización de ventosas

La característica de una ventosa es la relación que existe entre el caudal másico G que esta puede expulsar o admitir y la presión p_t en su el interior de la tubería en la que se encuentra conectado. Tradicionalmente (Iglesias y Fuertes, 2008; Fuertes y otros, 2009) se asemeja el comportamiento de una ventosa al del flujo isoentrópico que se produce a una tobera convergente (Figura 1).

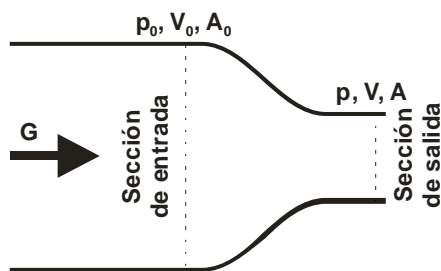


Figura 1. Esquema de una tobera convergente.

En este caso, el caudal másico de aire G que expulsa una ventosa para condiciones de flujo subsónico

$$G = C_{\text{exp}} A_{\text{exp}} p_t^* \sqrt{\frac{7}{RT_t} \left[\left(\frac{p_{\text{atm}}^*}{p_t^*} \right)^{1,4286} - \left(\frac{p_{\text{atm}}^*}{p_t^*} \right)^{1,714} \right]} \quad (1)$$

donde C_{exp} es el coeficiente de expulsión de la ventosa. Dicho coeficiente adopta siempre valores inferiores a la unidad, tanto menores cuanto mayor dificultad presente la expulsión de aire. Asimismo en la ecuación anterior A_{exp} representa la sección de salida durante el proceso de expulsión; p_t^* es la presión de trabajo en el interior de la tubería, representando la presión en la sección de entrada p_0 de la Figura 1; R es la constante característica del aire; T_t la temperatura del aire en el interior de la tubería; y p_{atm}^* el valor absoluto de la presión atmosférica.

En el caso de que se exceda la velocidad del sonido (condiciones de flujo supersónico), el caudal volumétrico se bloquea al ser constantes tanto la sección como la sección de salida. Así el caudal másico puede aumentar ya que el aumento de presión origina un aumento de la densidad del aire. En estas condiciones el caudal másico expulsado por la ventosa es

$$G = C_{\text{exp}} A_{\text{exp}} \frac{0,686}{\sqrt{RT_t}} p_t^* \quad (2)$$

Un planteamiento similar puede realizarse para el caso de la admisión de aire en una ventosa. En estas condiciones las únicas diferencias estriban en que la presión en la sección de entrada es constante e igual a la presión atmosférica, mientras que la presión en la sección de salida es variable, correspondiendo a la presión en la tubería de conexión de la ventosa. Para flujo subsónico el caudal másico es

$$G = C_{\text{adm}} A_{\text{adm}} \sqrt{7 p_{\text{atm}}^* \rho_{\text{atm}} \left[\left(\frac{p_t^*}{p_{\text{atm}}^*} \right)^{1,4286} - \left(\frac{p_t^*}{p_{\text{atm}}^*} \right)^{1,714} \right]} \quad (3)$$

donde C_{adm} es el coeficiente de admisión de la ventosa que tiene las mismas implicaciones que C_{exp} en el proceso de expulsión; A_{adm} es el área durante el proceso de admisión y ρ_{atm} es la densidad del aire en las condiciones de presión atmosférica.

En el caso de que el flujo sea sónico el caudal volumétrico se mantiene constante. En este caso, dado que la presión a la entrada de la ventosa es constante, se mantiene también el caudal másico, por lo que se produce un bloqueo del mismo. Por más que aumente la

depresión en el interior de la conducción la cantidad de aire admitida no aumentará. Dicho caudal másico G en las condiciones de flujo sónico viene dado por

$$G = C_{adm} A_{adm} \frac{0,686}{\sqrt{RT_{atm}}} p_{atm}^* = cte \quad (4)$$

Las expresiones (1), (2), (3) y (4) no son más que formulaciones teóricas del potencial comportamiento de las ventosas. La representación real del comportamiento de una ventosa debe obtenerse mediante ensayo y es una información que debe aportar el fabricante de la misma (Figura 2).

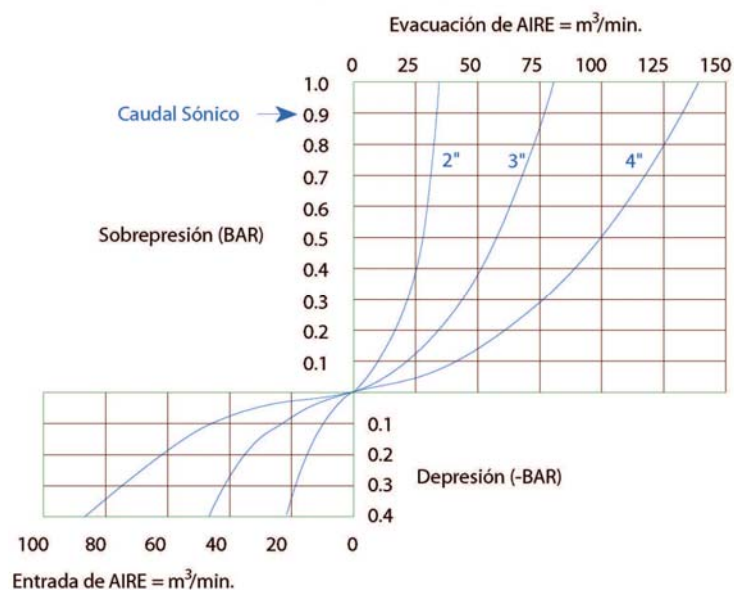


Figura 2. Información técnica de un fabricante sobre las características de un conjunto de sus ventosas (Cortesía de IRUA Tech, S.L.).

A fin de poder tratar numéricamente curvas como las de la Figura 2 se emplean expresiones simplificadas en lugar de las recogidas por las ecuaciones (1) a (4). Algunos ejemplos de estas expresiones implificadas pueden verse en Fuertes y otros (2009). La necesidad de simplificar las ecuaciones deriva de que las expresiones teóricas enunciadas con anterioridad dependen cada una de ella de al menos dos parámetros: un coeficiente de admisión y expulsión, y una sección de paso.

Las ecuaciones simplificadas del comportamiento de una ventosa se plantean como la relación entre el caudal de aire libre que puede admitir o expulsar y la presión en la sección de entrada. Matemáticamente las ecuaciones de admisión y expulsión para flujo subsónico son:

$$Q(\text{std}) = C \cdot \sqrt{p_0^* \cdot \Delta p} \quad (5)$$

donde $Q(\text{std})$ es el caudal de aire libre de aire admitido, que representa el caudal de aire medido en las condiciones de presión y temperatura atmosférica que puede admitir o expulsar la ventosa; C es un coeficiente característico diferente en caso de admisión o expulsión; Δp es la caída de presión en la ventosa; y p_0^* es la presión absoluta en la sección de entrada de la ventosa.

La expresión simplificada (5) adopta expresiones dependiendo de si se trata de un proceso de admisión o de expulsión de aire en la ventosa. En el caso de expulsión de aire la presión p_0^* es la presión en el interior de la tubería p_t^* , mientras que en la admisión de aire p_0^* es la presión atmosférica p_{atm}^* . Asimismo, los valores de presiones a partir de los cuales se produce el bloqueo sónico también son diferentes en la admisión y expulsión, dado que la presión en la sección de entrada es diferente.

En definitiva, las expresiones simplificadas, utilizadas para representar el comportamiento de una ventosa son:

Admisión en flujo subsónico ($\Delta p < 0.48$ bar)

$$Q(\text{std}) = c_{adm} \sqrt{\Delta p \cdot p_{atm}^*} \quad (6)$$

Admisión en flujo sónico ($\Delta p > 0.48$ bar)

$$Q(\text{std}) = K' \quad (7)$$

Expulsión en flujo subsónico ($\Delta p < 0.91$ bar)

$$Q(\text{std}) = c_{exp} \sqrt{\Delta p \cdot p_t^*} \quad (8)$$

Expulsión en flujo sónico ($\Delta p > 0.91$ bar)

$$Q(\text{std}) = K \cdot p_t^* \quad (9)$$

CONSIDERACIONES RELATIVAS A LA CARACTERIZACIÓN DE LAS VENTOSAS

La modelación del comportamiento de las ventosas es un tema que trae asociados interpretaciones erróneas. Estos errores generan en no pocas ocasiones desconfianza y duda en la información suministrada por fabricantes y vendedores de ventosas. Algunas de las interpretaciones erróneas relacionadas con la capacidad de las ventosas son:

- *La consideración de las ventosas en función de su diámetro nominal.* De forma más generalizada de la deseada se identifican las ventosas únicamente en función de su diámetro nominal. Dicho diámetro no es más que una medida de la brida o conexión del elemento de aireación con el resto de la instalación, pero en modo alguno puede inferirse a partir de dicho dato determinadas condiciones de funcionamiento.

Adoptar un criterio de selección de los elementos de aireación únicamente en función del diámetro de la brida de conexión, puede originar confusiones y errores notables. Véase para ello la Figura 3, en la que aparecen dos ventosas cuyo diámetro nominal (tamaño de brida) es el mismo y en la que pueden verse como sus capacidades de admisión y expulsión de aire son claramente diferentes. Más aún, estudios realizados

sobre conjuntos más amplios de ventosas (Fuentes, 2001) muestran las enormes discrepancias que pueden acontecer entre un tipo u otro de ventosa (ver Figura 4).



Figura 3. Ventosas con misma brida de conexión y diferente capacidad.

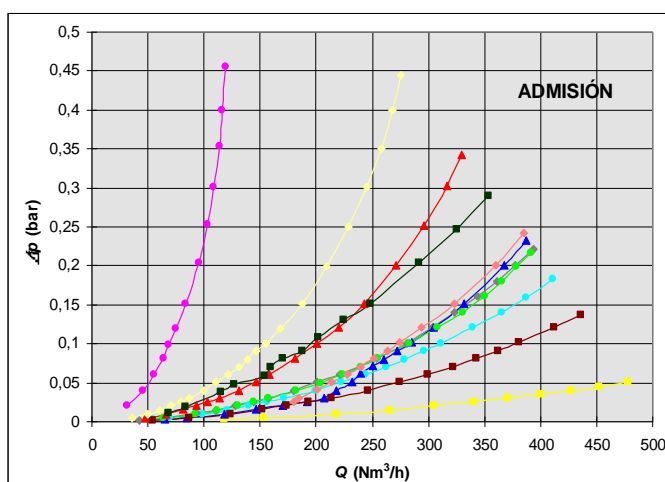


Figura 4. Curvas características de diferentes ventosas de DN 2'' o 50 mm en fase de admisión.

- *Las discrepancias en las curvas características.* que pueden acontecer entre las curvas ofrecidas por el fabricante y las obtenidas mediante ensayos experimentales. Dichas discrepancias se centran fundamentalmente en las capacidades de admisión y expulsión las recogidas en la información técnica suministrada por los fabricantes (ver Figura 5) respecto de los valores obtenidos experimentalmente.

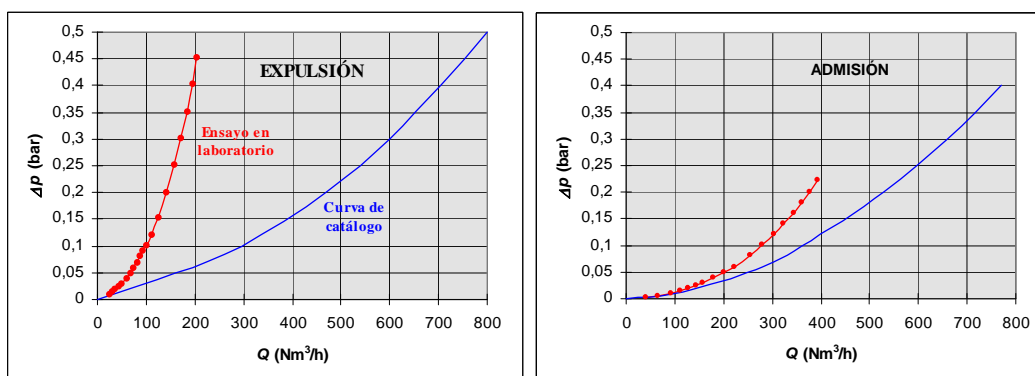


Figura 5. Comparativa de los ensayos realizados con la información técnica ofrecida por el fabricante.

VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE VENTOSAS

Problemática de la verificación experimental de ventosas

La necesidad de disponer de ensayos fiables es cada día más acuciante. La inmensa mayoría de los fabricantes de este tipo de dispositivos ofrece curvas características de sus ventosas. No obstante, en no pocas ocasiones estos datos no son del todo fiables. Estudios previos (Fuentes, 2001) ponen de manifiesto las discrepancias entre los datos técnico-comerciales aportados por el fabricante y los datos reales obtenidos mediante ensayo. En la Figura 5 se recogen dos ensayos comparativos que ponen de manifiesto estas discrepancias.

La primera y más directa posibilidad de verificar y caracterizar el comportamiento de las ventosas de aireación en el ensayo experimental de su comportamiento. No obstante, la realización de este tipo de ensayos presenta algunas características peculiares:

- El ensayo directo mediante equipos que sean capaces de trasegar los caudales que puede llegar a expulsar una ventosa de tamaño medio o grande resulta sumamente costoso. La instalación de un equipo con capacidad para
- Alternativamente al ensayo directo con equipos que impulsan directamente el aire hacia la ventosa, se dispone de la capacidad de almacenar el aire en un depósito a presión. De esta forma se puede disponer de un importante volumen almacenado que posteriormente, a través de una válvula reductora de presión puede ser expulsado a través de la ventosa a ensayar. En este caso se cambia la costosa inversión en un gran equipo de compresión por un importante depósito a presión.

En el caso de optar la última de las opciones de ensayo es necesario tener en cuenta algunas consideraciones respecto de los elementos que deben instalarse:

- El volumen de aire almacenado debe ser suficientemente grande como para permitir tiempos de ensayo razonables sin disminuciones demasiado grandes en el interior del depósito. En este sentido hay que destacar que una variación de la temperatura en el interior del depósito (originado por la expansión del aire al ser expulsado) de más de 2-3°C puede hacer que los datos obtenidos del ensayo no sean los adecuados.
- El equipo de reducción de presión debe tener una capacidad de regulación precisa. En este sentido hay que tener en cuenta que aguas arriba del sistema de reducción de presión puede haber una presión de hasta 8-9 bares, mientras que aguas debajo la presión debe ser la de ensayo de la ventosa (0,9 bares como máximo para ensayos en la zona subsónica).

La Figura 6 recoge el esquema de una instalación con capacidad para ensayar ventosas de aireación de diferentes tamaños.



Figura 6. Instalación de ensayo de ventosas.

LA NORMATIVA UNE-EN 1074

Hasta abril de 2001 las únicas referencias en cuanto a normativa existente eran las de tipo americano. Así coexistían dos normas de referencia: la ANSI/AWWA C512 (*Air release, air/vacuum, and combination air valves for waterworks service*) y la AWWA M51 (*Air release, air/vacuum, and combination air valves*).

La primera de ella (AWWA C512) se centra únicamente en los aspectos relacionados con la fabricación y los ensayos de verificación que es necesario realizar con las ventosas. La segunda (AWWA M51) hace referencia a los diferentes tipos de ventosas, los criterios de localización a lo largo de las conducciones, el diseño del tamaño de orificio necesario en la ventosa, los efectos de golpe de ariete ocasionados por la presencia de las ventosas y criterios sobre instalación, operación, mantenimiento y seguridad de las ventosas.

En la actualidad existe una norma europea de producto. Se trata de la norma desarrollada por AENOR: la norma UNE-EN 1074-4. *Válvulas para el suministro de agua. Requisitos de aptitud al uso y ensayos de verificación. Parte 4: Purgadores y ventosas*. Dicha norma establece las restricciones para la verificación de las características neumáticas de las ventosas de aireación. Así, la verificación del requisito 5.3 correspondiente al cumplimiento

El contenido de la norma UNE-EN 1074-4 (2001) permite extraer una serie de conclusiones:

- La discrepancia máxima, para una determinada presión de admisión o expulsión de aire, entre el caudal indicado por el fabricante y el obtenido mediante ensayo no puede ser mayor del 10%.
- El ensayo de las características neumáticas de una válvula de admisión o expulsión debe realizarse al menos en dos puntos claramente significativos de la zona habitual de trabajo de la ventosa. Estos dos puntos podrían ser el punto de diseño en el cual se desee que trabaje la ventosa (presión o sobrepresión aproximada de 0,3 bar) y el caudal máximo (antes de bloque sónico) que puede admitir o expulsar la ventosa.
- Las características de expulsión de los purgadores no se obtienen mediante un ensayo con aire, sino mediante la medición del orificio de salida, independientemente del recorrido que el aire tenga por el interior del purgador.
- La norma solo recoge como preceptivo el ensayo de ventosas hasta DN100.
- De acuerdo con el apartado 6.2 de la norma UNE-EN 1074-1 no es necesario realizar la totalidad de los ensayos. La realización de los ensayos para un diámetro nominal permite posteriormente extrapolar la validez de los resultados a dos diámetros nominales inmediatamente superiores y a dos diámetros nominales inmediatamente inferiores.

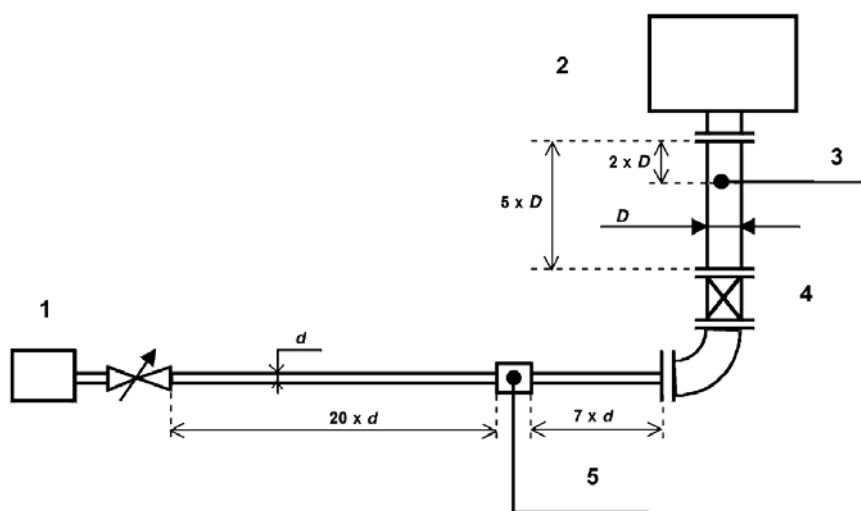
... cuando los ensayos de tipo en un DN hayan dado resultados conformes con la norma, se considera que los dos DN inmediatamente superiores, y los dos DN inmediatamente inferiores, satisfacen los mismos ensayos... (apartado 6.2 de la norma UNE-EN 1074-1)

La metodología de ensayo que es necesario aplicar para validar los ensayos de las curvas características de una ventosa se recogen en los anexos A (flujo de salida de aire) y B (flujo de entrada de aire) de la norma UNE-EN 1074-4.

Dichos anexos recogen tanto aspectos generales como una descripción del procedimiento de ensayo y el rango posible de variación de las magnitudes medidas. De forma genérica el equipo de ensayo para analizar la capacidad de expulsión de la ventosa debe ser como el mostrado en la Figura 7.

Así, para la realización del ensayo deben tenerse en cuenta algunas cuestiones de tipo general:

- El fluido de ensayo debe ser aire. Esta resulta una premisa fundamental, si bien como se verá posteriormente en este trabajo, el ensayo con otro tipo de fluidos permite obtener resultados interesantes sobre el comportamiento de la ventosa.
- El ensayo de la ventosa debe realizarse montada verticalmente y en las mismas condiciones en que se suministra. Esto supone que si se trata de una ventosa trifuncional con capacidad de admisión, expulsión y purga, no debe aislarse ninguna de las funciones para la realización del ensayo.
- La temperatura del aire durante el ensayo debe mantenerse entre 5 y 45 °C.



1: Fuente de presión

3: Sistema de medición de la presión y la temperatura

4: Estabilizador de caudal

2: Ventosa a ensayar

5: Medidor del caudal másico de aire

Figura 7. Esquema del equipo de ensayo empleado para la caracterización neumática de válvulas con función de salida de aire (UNE-EN 1074-4:2000)

Durante el desarrollo del ensayo de verificación de la capacidad de expulsión de la ventosa, una vez regulado el caudal de expulsión en un determinado valor deben verificarse las siguientes variables:

- El valor del caudal debe estar dentro del rango de $\pm 4\%$ durante todo el ensayo.
- El valor de la presión debe estar dentro del rango de $\pm 5\%$ durante todo el ensayo.
- El valor de la temperatura debe estar dentro del rango de $\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante todo el ensayo.

Asimismo, a partir de los registros continuos realizados se obtendrán los valores medios de presión, temperatura y caudal másico.

El procedimiento descrito permite hacerse una idea de los requerimientos para la realización del ensayo para expulsión de aire. No obstante, cuando se pretende realizar la verificación de las características de admisión de aire el procedimiento resulta ligeramente más complejo.

La generación de una depresión más o menos constante en la entrada de la ventosa resulta tecnológicamente más complejo que la generación de una sobrepresión constante. Por ello, la norma UNE-EN 1074-4 recoge diferentes configuraciones de ensayo (ver Figura 8). Estas diferentes configuraciones están basadas en el hecho de que la densidad del aire no varía de forma significativa durante el ensayo. En definitiva, la consideración de las configuraciones de la figura anexa supone admitir que habiendo un salto de presión diferencial fijo el caudal másico que circula a través de la ventosa es independiente de las presiones (y por supuesto densidades) de admisión y expulsión.

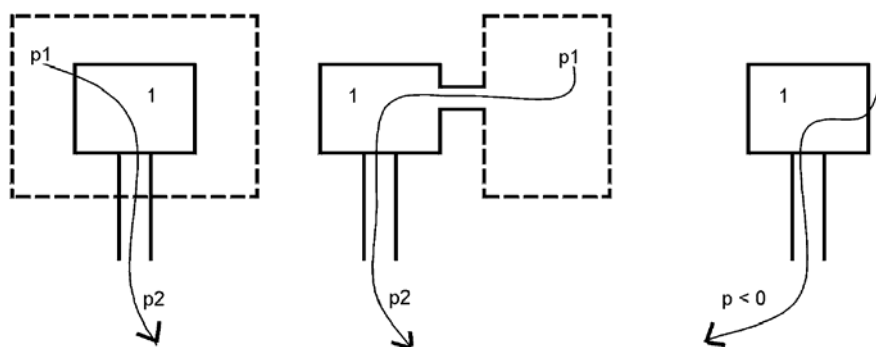


Figura 8. Ejemplos de diferentes tipos de instalaciones de ensayo para la caracterización neumática de válvulas con función de entrada de aire (UNE-EN 1074-4:2000)

El ensayo correcto de la característica de admisión de una ventosa únicamente puede realizarse con la tercera de las configuraciones de la figura anterior. El rango de validez y aplicación de las otras dos es, como mínimo cuestionable.

UTILIZACIÓN DE TÉCNICAS CFD PARA CARACTERIZACIÓN DE VENTOSAS

Ante la importancia creciente que tiene la caracterización de ventosas y las dificultades de validación experimental mencionadas con anterioridad se plantea como la alternativa el empleo de técnicas basadas en la dinámica de fluidos computacional.

La dinámica de fluidos computacional (CFD) es una técnica que pretende utilizar la simulación por ordenador para simular el movimiento de los fluidos y algunos fenómenos asociados a los mismos, tales como acciones sobre cuerpos, fenómenos de transferencia de calor, arrastre de partículas, etc.

Los modelos CFD actualmente existentes en el mercado son suficientemente fiables como para poder ser empleados. Sin duda una de las ventajas de utilización de estos modelos es la reducción del número de ensayos necesario. En el caso de la modelación de las ventosas, el empleo de estas técnicas reduce el número de ensayos que es necesario realizar de las mismas. Esto supone un notable ahorro, dado lo complejo y costoso de dichos ensayos.

De forma resumida las principales ventajas que puede proporcionar el análisis del comportamiento de una ventosa mediante CFD se pueden resumir es:

- Se genera una reducción notable de tiempo y coste al analizar modelos nuevos o a abordar modificaciones en los diseños de estos elementos.
- Posibilidad de ensayar algunas condiciones de funcionamiento que de forma experimental son difícil de verificar. Uno de los más característicos de las ventosas es la posibilidad de producirse el cierre anticipado de la ventosa por el arrastre generado por la corriente de aire en su salida.
- El nivel de detalle que puede alcanzarse con estas técnicas es prácticamente ilimitado. Los métodos basados en la experimentación tiene un coste creciente en función del

número de puntos de medida que se desean realizar. Por el contrario, las técnicas CFD permiten generar gran cantidad de información adicional sin suponer un coste añadido. Esto permite realizar estudios más complejos y completos que de forma experimental no podrían realizarse.

De forma general, las ecuaciones que describen el movimiento de un fluido se obtienen por aplicación de las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. La aplicación de de estas leyes permite obtener las denominadas ecuaciones de Navier-Stokes, que de forma simplificada y para un flujo compresible como es del aire en el interior de la ventosa son

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V}) = 0 \quad (10)$$

$$\rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \rho (\vec{V} \cdot \nabla) \vec{V} = -\nabla p + \rho \vec{g} + \nabla \cdot \tau_{ij} \quad (11)$$

donde ρ es la densidad del fluido, V el campo de velocidades, p el campo de presiones, g las fuerzas por unidad de volumen a las que se ve sometido el fluido, y τ_{ij} es el tensor de tensiones.

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior es necesario convertir el sistema en expresiones algebraicas; es lo que se denomina el proceso de discretización numérica. Dicha discretización supone la integración del sistema en volúmenes más pequeños.

El análisis mediante CFD del flujo en el interior de la ventosa requiere de un procedimiento cuyos pasos básicos son:

1. *Definición de las características específicas asociadas a la geometría del problema.* Es necesario definir en el modelo computacional si el flujo es bidimensional o tridimensional. En este caso se aborda el análisis de forma tridimensional del la ventosa.
2. *Creación del mallado.* Esta fase se centra en la definición del mallado y celdas en las que se van a calcular cada una de las variables analizadas. Dicho mallado puede ser de tipo estructurado o no estructurado. Los mallados de tipo estructurado están formados por rectángulos o paralelepípedos colocados dentro de la geometría analizada de forma más o menos ordenada. La elección de un mallado o configuración más o menos simplificada puede influir posteriormente en la precisión de los resultados obtenidos. En la Figura 9 puede verse una comparativa de tres mallados y niveles de simplificación geométrica diferentes del flujo en el interior de la misma ventosa.

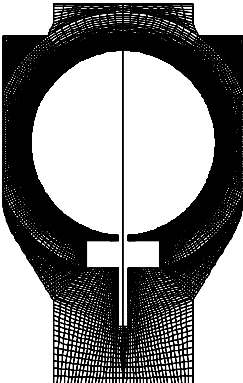
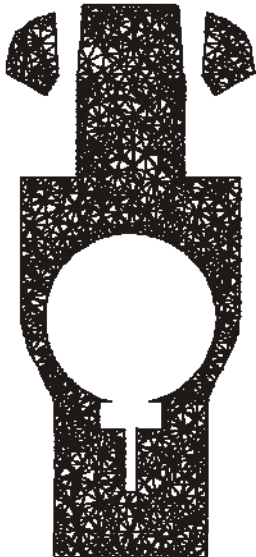
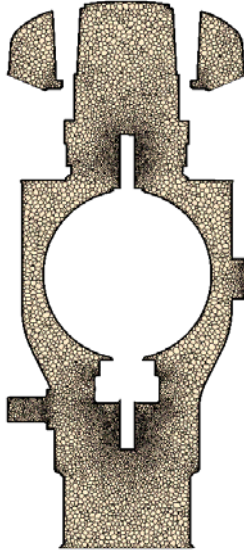
			
Tipo de mallado	Estructurado	No estructurado. Malla tetraédrica	No estructurado. Malla poliédrica
Tipo de geometría	Muy simplificada	Ligeramente simplificada	Muy detallada

Figura 9. Diferentes tipos de mallado en el plano central de la ventosa.

3. *Definición de los modelos de análisis.* Cuando se aborda el problema de análisis mediante dinámica de fluidos computacional, uno de los aspectos básicos que es necesario establecer es el modelo de turbulencia a emplear.

La turbulencia puede definirse de forma sencilla como un fenómeno de inestabilidad intrínseca del flujo que origina que el fluido se comporte de una forma aparentemente caótica. Este fenómeno se presenta en la inmensa mayoría de los flujos relacionados con la admisión y expulsión de aire e una ventosa. Los vórtices característicos del flujo turbulento adoptan diversos tamaños, y se forman y deshacen de forma continua.

Los modelos que de forma más habitual se emplean son los modelos de longitud de mezcla, los modelos de esfuerzos cortantes de Reynolds y fundamentalmente los modelos k- ϵ . Estos últimos tienen una aplicabilidad muy alta para flujos con aire y agua en multitud de regímenes turbulentos, al mismo tiempo que existen numerosas variantes de los mismos. Para el desarrollo del análisis computacional de la ventosa se han empleado diferentes modelos k- ϵ , cuya eficiencia se analiza en apartados posteriores.

4. *Especificación de las propiedades del fluido.* Las características fundamentales que deben especificarse del fluido son su viscosidad, su densidad y sus propiedades de tipo térmico. Para el análisis del flujo en el interior de la ventosa se admite constante la viscosidad del aire, mientras que la densidad se admite que varía admitiendo un comportamiento del aire como si se tratase de un gas perfecto.
5. *Establecimiento de las condiciones de contorno.* Las condiciones de contorno controlan el valor de las variables o sus relaciones en los límites del dominio analizado. Básicamente consisten en imponer valores fijos de presión, velocidad y

temperatura. En el caso del modelo realizado sobre la ventosa se admite que tanto a la entrada como a la salida se mantienen constantes las presiones. Para el análisis de la expulsión de aire se admite que la presión de entrada será fija y se variará de un análisis a otro. Por el contrario, la presión en la sección de salida será constante e igual a la presión atmosférica.

6. *Introducción de las condiciones iniciales.* Al no tratarse de un problema no estacionario, lo que se especifica como condiciones iniciales son los valores iniciales de las variables a partir de los cuales se realizará el proceso iterativo. Conforme estos valores iniciales se encuentren más próximos de la solución final más rápida será la convergencia del proceso. En el caso del análisis empleado se ha optado por poner como valor inicial un valor de la presión igual a la atmosférica y una velocidad nula del aire en todos los puntos.
7. *Proceso de cálculo.* Durante el mismo es habitual monitorizar la convergencia y controlar la evolución de las variables en algunos puntos. Previamente a realizar el propio cálculo se han debido establecer los parámetros que afectan a la resolución numérica del problema. A modo de ejemplo se recoge en la Figura 10 los residuos de las diferentes variables y ecuaciones a lo largo de las iteraciones empleadas en un determinado cálculo.

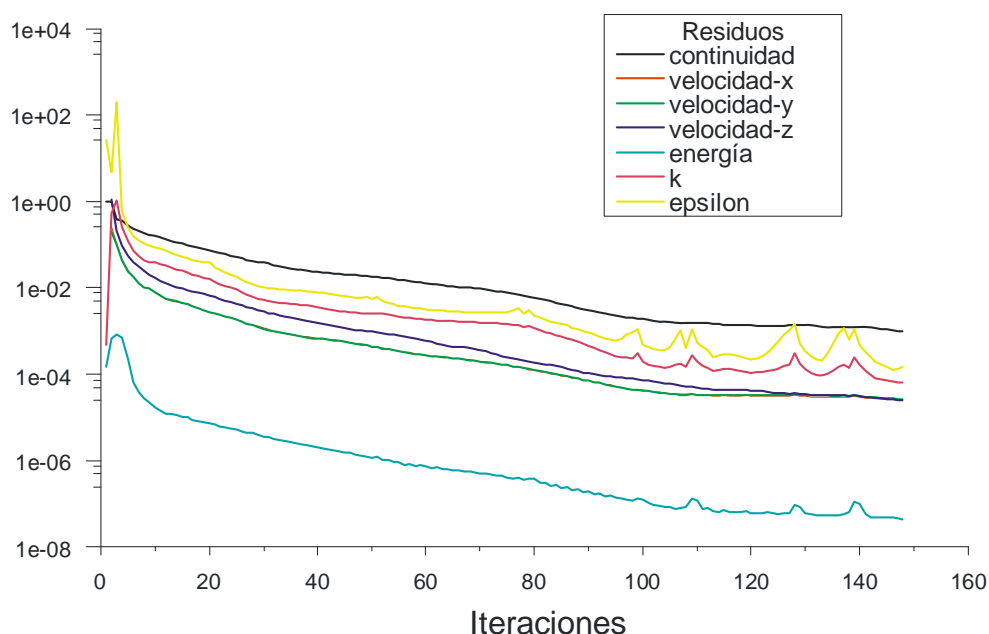


Figura 10. Evolución de los residuos calculados en cada una de las iteraciones.

8. *Análisis de la solución.* Comprobación de que la resolución es correcta y estudio de los resultados. La gran cantidad de datos que se genera hace necesario el uso de sistemas de post-proceso gráficos. A modo de ejemplo en las figuras siguientes se recogen varios de los resultados generados de la simulación del flujo en el interior de la ventosa para un determinado diferencial de presión existente entre la entrada y la salida.

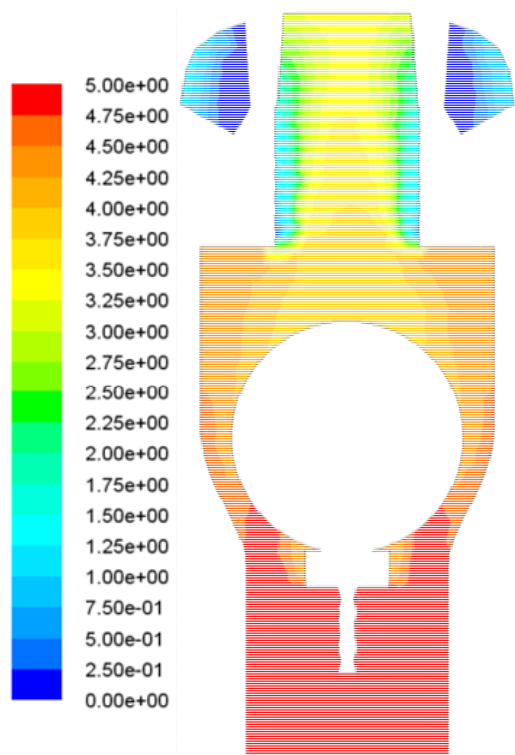


Figura 11. Mapa de presiones en el interior de la ventosa.

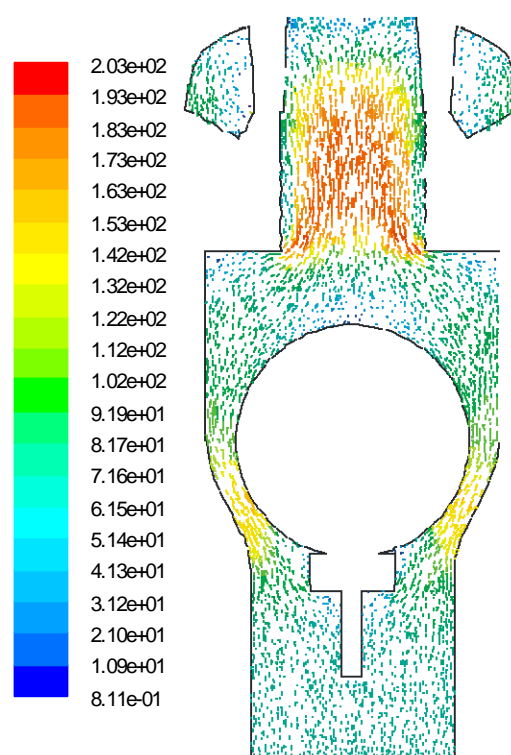


Figura 12. Mapa de velocidades en el interior de la ventosa.

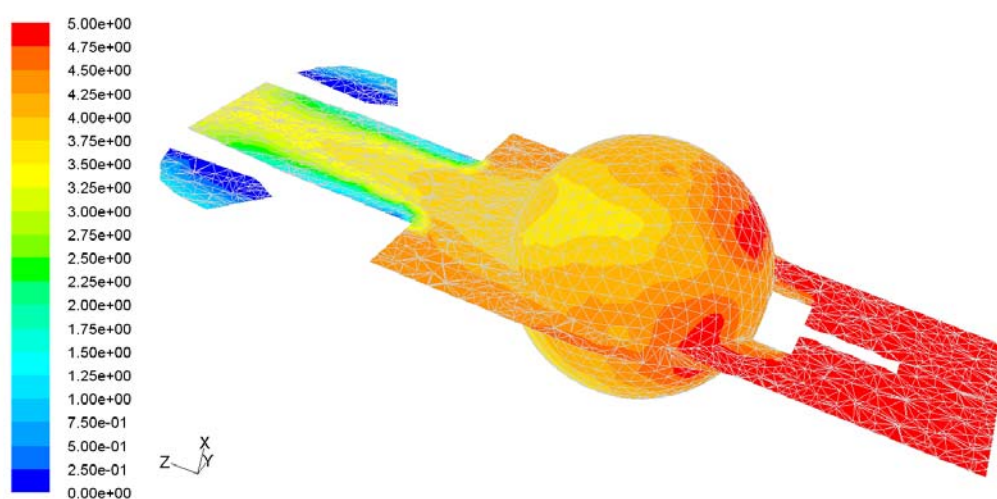


Figura 13. Mapa de presiones sobre el flotador de la ventosa.

VALIDACIÓN DEL MODELO CFD

La aplicación de un modelo CFD como el descrito en el apartado anterior no tiene mayor validez sin una validación experimental posterior. En esta línea la metodología empleada para garantizar la fiabilidad de los resultados obtenidos es la siguiente:

1. *Construir un modelo CFD de la ventosa a ensayar.* Este modelo puede realizarse sin dificultad ya que el tamaño de la ventosa no supone dificultad alguna en el cálculo computacional.
2. *Validación inicial del modelo mediante agua.* Dado que el ensayo con aire presenta no pocas dificultades y limitaciones, se procede a realizar el ensayo con un agua. La caracterización hidráulica de la ventosa con agua resulta sumamente sencilla y no es distinta a la realizada para otros elementos hidráulicos comunes en las redes de abastecimiento de agua tales como bombas, válvulas, hidrantes, bocas de riego, etc.

La única dificultad que reside en la realización de la caracterización con agua reside en el hecho de que en el interior de la ventosa existe un flotador. Por este motivo, mediante algún tipo de mecanismo se garantiza que la ventosa no va a cerrar por flotación y va a mantenerse completamente abierta durante el ensayo. Dicho mecanismo debe garantizar la ausencia de flotación en la ventosa al mismo tiempo que el flujo en el interior de la misma debe verse perturbado lo menos posible.

Algunos de los mecanismos empleados para la sujeción del flotador son:

- Rellenar el flotador con un material que evite su flotación.
- Sujetar mecánicamente el flotador mediante tornillos, soldaduras, pegamentos, etc.
- Sustituir el flotador por otro de las mismas dimensiones y acabado superficial, pero de densidad mucho mayor.

A fin de ilustrar este tipo de validación en la Figura 14 se recogen los resultados obtenidos para la ventosa de la Figura 11. Como puede apreciarse, la concordancia entre los ensayos de laboratorio realizados y los análisis del CFD es casi perfecta.

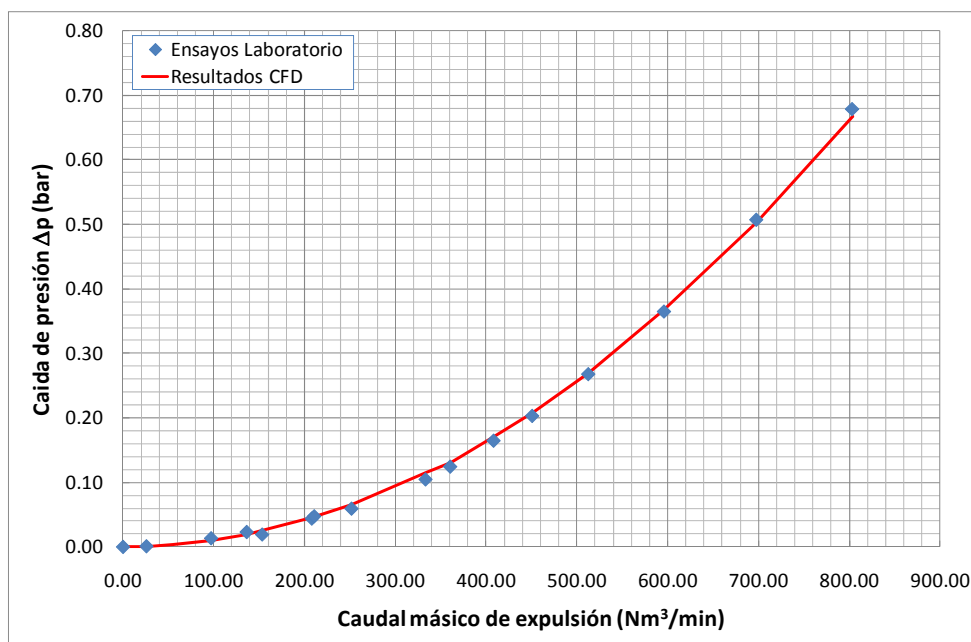


Figura 14. Verificación del modelo CFD de una ventosa con agua.

3. *Validación del modelo con aire.* El objeto final de la metodología planteada no es obtener una caracterización del comportamiento de la ventosa con agua sino con aire. Por ello esta tercera fase de la metodología únicamente se realiza a fin de verificar que el método empleado es correcto. Así, para la misma ventosa analizada se recogen en la Figura 15.

Como puede apreciarse, la concordancia de resultados entre el cálculo computacional y la experimentación es notable.

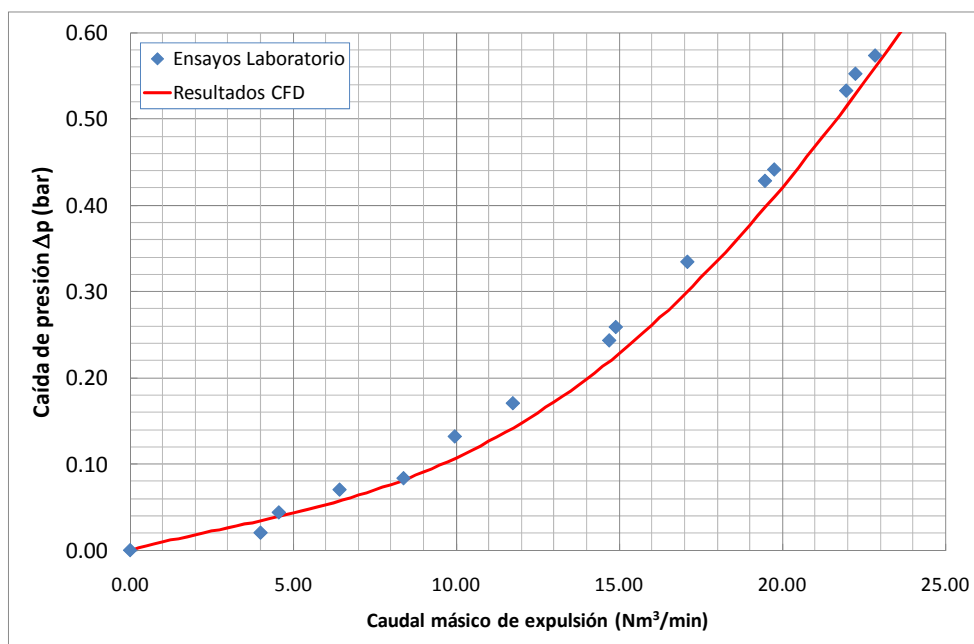


Figura 15. Verificación del modelo CFD de una ventosa con aire.

CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

A la vista de cuanto se ha expuesto en el presente trabajo pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- El ensayo de las características neumáticas de una ventosa es una necesidad creciente, bien para conocer la capacidad neumática de estos elementos, bien para distinguir las diferencias que pueden existir entre unos tipos u otros.
- La realización de ensayos basándose en la norma de producto UNE-EN 1074 únicamente alcanza hasta ventosas de DN 100, por lo que existe una importante laguna en ventosas de tamaños superiores.
- La utilización de técnicas CFD se ha mostrado una técnica suficientemente fiable para la determinación de las características neumáticas (admisión y expulsión de las ventosas). Se trata de una técnica además que puede ser aplicada indiferentemente a ventosas de tamaño pequeño o grande.

- La realización de ensayos de ventosas con fluidos diferentes al aire, como el agua, parece ser una vía para la comparación cualitativa y quizás cuantitativa de las diferencias que existen entre diferentes soluciones constructivas de ventosas.

Las técnicas presentadas para caracterizar el comportamiento de ventosas pueden ser empleadas para realizar otros tipos de estudios relacionados con las mismas. Algunos de los estudios en los que se dispone en la actualidad resultados iniciales son:

- Estudio de la influencia que tiene el tramo de conexión entre la conducción en la que se instala la ventosa y el elemento de aireación. Tradicionalmente no se ha tenido en cuenta este tramo, y de forma habitual se conecta la ventosa con una conducción de las mismas dimensiones que la ventosa a instalar. Esto puede originar un incremento de las pérdidas de energía y, por consiguiente, una reducción significativa de la capacidad de admisión y expulsión de la ventosa.

En esta línea en la Figura 16 se recoge el estudio mediante técnicas CFD de la influencia que puede tener el tramo de conexión que existe entre la tubería principal y la ventosa. Como puede apreciarse este tipo de técnicas pueden cuantificar de forma bastante certera el efecto que tienen este tipo de conexiones.

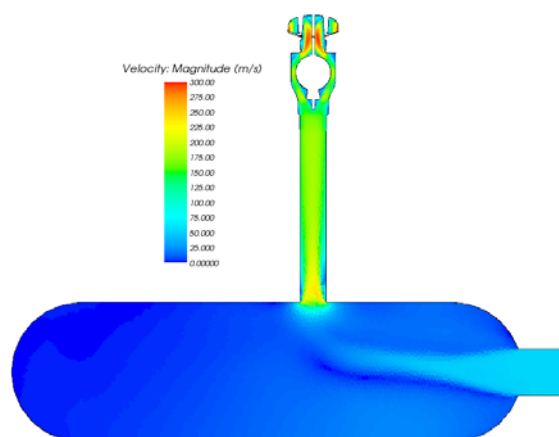


Figura 16. Análisis mediante CFD de la influencia del tramo de conexión con la conducción.

- Análisis de las condiciones de cierre anticipado de la ventosa. Este fenómeno se produce porque el elemento flotador es arrastrado aerodinámicamente por la corriente de aire. En ese caso el cierre brusco e inesperado de la ventosa puede causar importantes sobrepresiones en la conducción.

En definitiva, las técnicas y metodologías mostradas para la caracterización de ventosas permiten no solo resolver el problema de caracterizar adecuadamente estos elementos, sino que va a permitir en breve plazo disponer de estudios profundos y avanzados sobre otras cuestiones relacionadas con los elementos de aireación en las redes de distribución de agua.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro de las acciones desarrolladas por los investigadores del CMMF involucrados en los proyectos de investigación CADAGIAS: Integración de la caracterización dinámica de elementos y consumos en modelos de redes de abastecimiento de agua utilizando sistemas de información geográfica y algoritmos genéticos (DPI2006-13113); y OPERAGUA: Mejora de las técnicas de llenado y operación de redes de abastecimiento de agua (DPI2009-13674); ambos financiados por el Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Fuertes, V.S., Izquierdo, J., Iglesias, P.L., Cabrera, E., García-Serra, J. (1997). “Llenado de tuberías con aire atrapado”. Revista Ingeniería del Agua. Vol.4. Nº 3 pp. 57-67.
- [2] Fuertes, V.S. (2001). Transitorios con aire atrapado. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia.
- [3] Fuertes, V.S., Iglesias, P.L., Pérez, R., Martínez, F.J. (2003). Caracterización hidráulica de las ventosas mediante ensayos estáticos. Revista “Tecnología del agua”. Año XXIII, Num. 243 pp. 52-59, diciembre 2003.
- [4] Fuertes-Miquel, V.S.; Iglesias-Rey, P.L.; García-Mares, F.J.; Mora-Meliá, D. (2009) “Air valves behaviour. Comparison between compressible and incompressible flow”. International Workshop on Environmental Hydraulics. Theoretical, experimental and computational solutions. CRC Press. Taylor & Francis Group. Valencia, 28-29 octubre, 2009; pp. 293-296.
- [5] Iglesias, P.L.; Fuertes, V.S.; Martínez, F.J.; García, F.J. (2008). “Utilización de técnicas CFD para caracterización de ventosas de admisión y expulsión de aire”. VIII Seminario Iberoamericano sobre Planificación, proyecto y operación de redes de distribución de agua. Lisboa (Portugal), julio 2008.
- [6] Iglesias, P.L.; Fuertes, V.S.; Izquierdo, J.; López, P.A. (2004). “Método simplificado de cálculo de ventosas de admisión de aire en conducciones de abastecimiento”. IV Seminario Iberoamericano sobre Planificación, proyecto y operación de redes de distribución de agua. Joao Pessoa (Brasil), noviembre 2004.
- [7] Iglesias, P.L.; Fuertes, V.S. (2008). “Criterios de diseño en ventosas y elementos de aireación”. VIII Curso sobre diseño e instalación de tuberías para transporte de agua. Escuela Politécnica Superior de Ávila, 17-19 noviembre de 2008.

Sesión Técnica 6

Sectorización de redes

SECTORIZACIÓN EN REDES DE AGUA POTABLE EN LA CUENCA DEL LAGO DE PÁTZCUARO, MICHOACÁN, MÉXICO.

Edgar Antúnez Leyva¹, Víctor Javier. Bourguett Ortiz², Juan Maldonado Silvestre³, Carlos Eduardo Mariano Romero⁴, Martha Patricia Hansen Rodríguez⁵.

Resumen – En este trabajo se presentan los resultados del proceso de sectorización que se han obtenido en varias localidades ribereñas del lago de Pátzcuaro poniendo de manifiesto el éxito en la recuperación de volúmenes importantes que se perdían por fugas en las redes de distribución, haciendo uso racional del recurso y evitando así la sobreexplotación del mismo. Se mencionan algunas localidades como Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro y Tzintzuntzan, Michoacán. Donde se han incrementado las eficiencias física y comercial, mejorando sustancialmente el servicio a los usuarios.

Se describen las etapas de la metodología desarrollada y aplicada por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) por más de una década en la reducción integral de pérdidas de agua potable, coordinando y supervisando las acciones a los organismos operadores de agua potable encargados de brindar el servicio a la población.

Abstract – The present document describes the obtained result of process that consists of subdividing the network in smaller zones that have achieved in several cities of the country having shown the success in the recovery of important volumes that rational use of the resource and avoiding therefore the operation were lost by lake in the distribution networks, doing of the same one. Some cities like Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro and Tzintzuntzan, Michoacán. Where the efficiencies have been increased physical and commercial, improving substantially the service to the users

The stages of the methodology developed and applied by Mexican Institute for Water Technology (IMTA) by more are described than one decade in the integral reduction of lost of drinking water, coordinating and supervising the actions to the operating organisms in charge to offer the service to the population.

Palabras clave: Sectorización de redes, Fuga de agua potable.

Keywords: Sectorization of distribution networks.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) – Subcoordinación de Hidráulica Urbana – Paseo Cuauhnahuac No. 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, Mexico. CP. 62550 –Tel (+52) 777 329 36 78 – e-mail: eantunez@tlaloc.imta.mx

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) –e-mail: vbourgue@tlaloc.imta.mx

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) –e-mail: jmaldon@tlaloc.imta.mx

⁴ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) –e-mail: cmariano@tlaloc.imta.mx

⁵ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) –e-mail: phansen@tlaloc.imta.mx

INTRODUCCIÓN

La cuenca del lago de Pátzcuaro, localizada en la parte central del estado de Michoacán, México, geográficamente se localiza entre los paralelos 19° 20' y 19° 45' latitud Norte, y entre los meridianos 101° 20' 101° 50' longitud Oeste a una altitud de 2,240 msnm. Dentro de la cuenca se ubican los municipios de Coeneo, Huiramba, Lagunillas, Nahuatzen, Tingambato, Erongarícuaro, Pátzcuaro, Quiroga, y Tzintzuntzan. Siendo estos cuatro últimos los municipios que limitan el Lago de Pátzcuaro, Michoacán México (ver figura 1).

El Lago de Pátzcuaro se encuentra en una cuenca de tipo endorreico con marcadas pendientes y abrupta topografía. Comprende el lago y el territorio que lo rodea, y tiene una extensión aproximada de 929 km², de los cuales 126 km² corresponde al espejo del propio lago. La profundidad media esta entre 5 y 8 metros y una máxima de entre 12 y 15 metros. El clima es templado subhúmedo, con una temperatura media anual de 14-20°C. Los inviernos son ligeros, aunque algunos días se presentan temperaturas inferiores a 0°C durante diciembre y enero; existe una marcada estación seca desde noviembre hasta mayo, mientras que la temporada de lluvias ocurre de junio a octubre. La precipitación anual va de 700 a 900 mm.

La cuenca del lago de Pátzcuaro incluye principalmente a cuatro municipios: Pátzcuaro, Quiroga, Tzintzuntzan y Erongarícuaro. En 1940 el número de habitantes en la cuenca era de 42,274. Para 1970, este número se había incrementado a 72,228 y en el año 2000, los censos de INEGI registraron 127,340 habitantes. El crecimiento de la población conlleva de manera natural el desarrollo económico y con él, la explotación de los recursos naturales. El resultado final, es un deterioro generalizado del entorno ambiental que paradójicamente impacta a la principal actividad generadora de riqueza en la cuenca: el turismo.



Figura 1.- Ubicación del Lago de Pátzcuaro Michoacán, México.

IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Partiendo de las referencias de los bajos niveles de eficiencia física que se publicaron en el “Plan de Acción para el Mejoramiento de los Servicios de Agua y Saneamiento” realizado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) con patrocinio de la Fundación Gonzalo Río Arronte I.A.P. (FGRA) en 2004 y 2005, donde se determinó la eficiencia física para Pátzcuaro (51.3%), Quiroga (38.0%), Erongarícuaro (81.2%) y Tzintzuntzan (60.6%). Situación que lleva a un detrimento en la calidad del servicio ofertado por los organismos operadores de agua potable y el cual se propuso revertir en el mediano plazo.

A finales del año 2004 el IMTA realizó una verificación del padrón de usuarios de los cuatro OOAPAS ribereños del lago de Pátzcuaro, donde se comprobó la población actual y el consumo unitario doméstico en l/toma/día, así como de la población futura que se tendrá que atender al año 2015. La siguiente tabla 1 muestra los volúmenes producidos por localidad y la estimación de la población proyectada.

Tabla 1.- Fuentes de abastecimiento, producción anual y población que demanda el servicio.

LOCALIDAD	FUENTES DE ABASTECIMIENTO			POBLACION			
	Pozo	Manantiales	Volumen producido (m ³ /año)	2004 (hab.)	Índice de hacinamiento	Consumo doméstico (l/toma/día)	2015 (hab.)
Pátzcuaro	4	2	7,110,948	63,029	4.90	842	66,059
Quiroga	3	1	3,247,893	18,939	5.02	1,013	18,939
Erongarícuaro	1	1	202,116	3,721	4.43	510	4,275
Tzintzuntzan	1	1	279,961	5,516	4.68	524	5,996
TOTALES	9	5	10,840,918	91,205			95,269

En el año 2005 la FGRA a través del IMTA realiza el proyecto “Estudios de detección y reparación de fugas para incrementar la eficiencia física de cuatro OOAPAS del Lago de Pátzcuaro” (Antúnez) con el objetivo de ejecutar una campaña de detección y reparación de fugas en las redes de distribución de agua potable de las 4 cabeceras municipales y determinar los orígenes y causas que las inducen.

La tabla 2 resume los resultados finales obtenidos de dicho estudio, se revisaron un total de 167 km de red y cerca de 15,890 tomas, localizándose 95 fugas visibles y 100 fugas no visibles que se repararon recuperando 58.8 l/s como gasto no instantáneo debido a que se tienen en las cuatro localidades servicios discontinuos; así por ejemplo se determinó una incidencia promedio de 1.27 fugas por kilómetro de red inspeccionado para el caso de Quiroga.

Tabla 2.- Resumen de los volúmenes recuperados después de reparar las fugas.

Localidad	Red de distribución inspeccionada (Km.)	Cobertura de red total inspeccionada (%)	No. de tomas inspeccionadas (aprox.)	Fugas detectadas y reparadas		Incidencia de fugas/Km. de red	Gasto recuperado* (l/s)
				Visibles	No visibles		
Quiroga	44.14	100	4,400	4	52	1.27	22.75
Tzintzuntzan	16.03	95	1,190	4	7	0.69	4.35
Erongarícuaro	13.58	100	1,100	2	10	0.88	3.55
Pátzcuaro	93.23	65	9,200	85	31	1.24	28.15
SUBTOTAL	166.98	--	15,890	95	100	1.17	58.80
Acueducto San Gregorio	16.10	100	--	5	0	0.31	15.00
TOTAL				100	100		73.80

** Este gasto representa la sumatoria total de las fugas reparadas, pero no significa que es el gasto recuperado, dado que se depende de un servicio discontinuo.

PROPUESTA DE SOLUCIÓN

Como una medida estratégica para realizar un uso eficiente del agua suministrada a la red de distribución de las localidades de Pátzcuaro y Quiroga, así como para mejorar la operación y continuar con el programa de reducción de pérdidas; la FGRA a través del IMTA inicia en mayo de 2006 y hasta agosto de 2007 el proyecto “Mejora de la eficiencia física y comercial en el Organismo Operador de Pátzcuaro y Quiroga.(Segunda etapa)” (Bourguett, Antúnez); en acciones específicas en tres distritos piloto en Pátzcuaro y dos distritos en Quiroga, con el fin de establecer las bases, mecanismos y metodología para llevar a cabo las acciones de mejoramiento de eficiencia física y comercial para que posteriormente los OOAPAS la apliquen en los distritos restantes.

En el año 2008 la FGRA continúa apoyando la etapa tres 2008-2011 sobre trabajos de implementación de distritos en la ribera del lago de Pátzcuaro y a través del IMTA se ejecuta el proyecto “Sustentabilidad de los OOAPAS ribereños” con el fin de impulsar acciones operacionales y comerciales para que el organismo cuente con ingresos propios suficientes para garantizar la operación y finanzas sanas que lo direccionen hacia una sustentabilidad. En esta etapa se implementó un distrito por localidad sumando cuatro para Pátzcuaro, tres Quiroga, uno Erongarícuaro y uno Tzintzuntzan. También cabe mencionar que a este esfuerzo se han sumado los mandos superiores en materia de agua y se ha logrado convenir con todos los niveles para los años 2010 y 2011 los recursos para concluir con siete sectores la ciudad completa de Pátzcuaro y dos sectores para concluir también la ciudad completa de Quiroga.

RESULTADOS OBTENIDOS POR LOCALIDAD

Resultados de Pátzcuaro.- La propuesta de sectorización esta basado en un modelo computacional (ScadRed) capturado y calibrado con parámetros de campo. La siguiente figura 2 muestra la propuesta final que se realizo en el 2005 de la sectorización de la red de distribución para la localidad de Pátzcuaro.

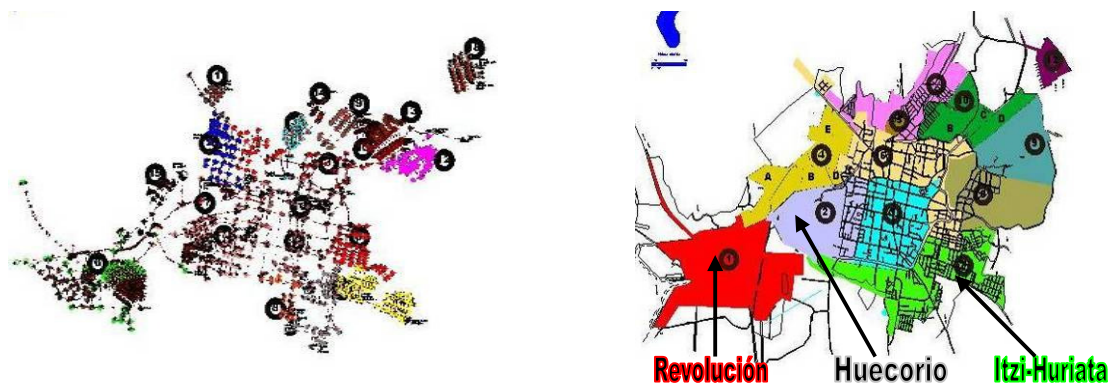


Figura 2.- Resultados del modelo computacional (izq); implementados 4 de 12 propuestos (der)

Se han implementado a la fecha cuatro distritos hidrométricos y a continuación se enuncian los logros destacados. Se logro uniformizar los horarios de servicio a 8 horas para todos los usuarios en el distrito Itzi Huriata con una presión promedio mínima de 500 gr/cm^2 y máxima de 1.8 kg/cm^2 . En el distrito Revolución se corrigieron problemas en zonas de desabasto y en zonas de baja presión, con las acciones realizadas se mejoró el servicio con una presión promedio mínima de 500 gr/cm^2 y máxima de 1.3 kg/cm^2 . En el distrito Huecorio, por ser zona centro y por sus requerimientos, se logró suministrar zonas con un servicio de 24 horas. Finalmente en el distrito La Loma y con acciones conjuntas con el organismo operador se logro incrementar el servicio en zonas donde unicamente tenían 3 hr por semana. Los

resultados logrados pueden mejorarse si el organismo operador da seguimiento y monitoreo al comportamiento de los sectores dentro de los propios distritos, identificando fallas o alteraciones en su funcionamiento y corrigiéndolas en tiempo y forma para no dejarlos caer.

La figura 3 muestra la evolución de la recaudación del organismo para los años 2004, 2005 y 2006; en dicha recaudación se excluyen los ingresos reportados en las cuentas: Financiamiento o subsidio, Derechos de CNA y Programa APAZU. En total, se recaudó \$6.2; \$6.6 y \$8.9 millones de pesos respectivamente, por lo cual el incremento en la recaudación fue de \$2.7 millones, es decir en el 2006 se recaudó el 43% más con respecto al 2004.

El organismo tenía en el año 2006 una cartera vencida de \$18.9 millones de pesos. Este adeudo lo componían 6,247 tomas (36% del padrón de usuarios) que en promedio adeudaban \$3,018 cada una. Dicho adeudo consideró los conceptos de agua potable, alcantarillado, saneamiento, IVA y recargos. En la figura 3 se muestra que tan solo el 21% del monto del adeudo tenía una antigüedad de hasta 1.5 años, mientras que el 43% del monto del adeudo una antigüedad mayor a 5.5 años.

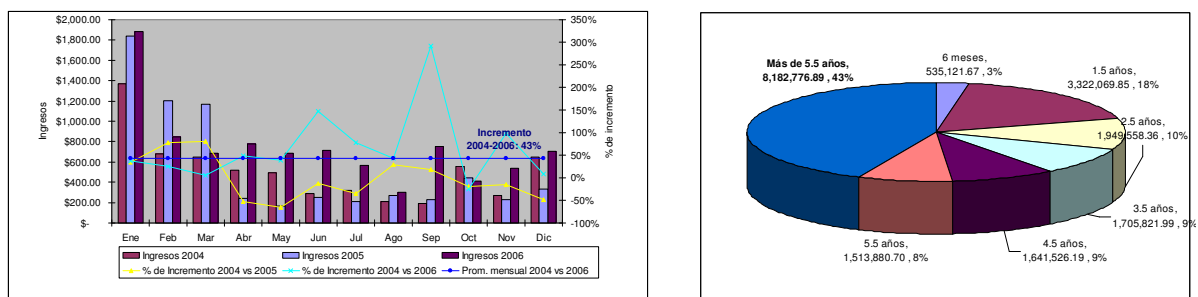


Figura 3.- Recaudación 2004-2006 y antigüedad de cartera vencida respecto al monto del adeudo.

La figura 4 muestra la evolución de la recaudación del organismo para los años 2007 y 2008. En total, se recaudó \$7.6 y \$8.2 millones de pesos respectivamente, por lo cual el incremento en la recaudación fue de \$560,060, es decir 7% más en el 2008 con respecto al 2007.

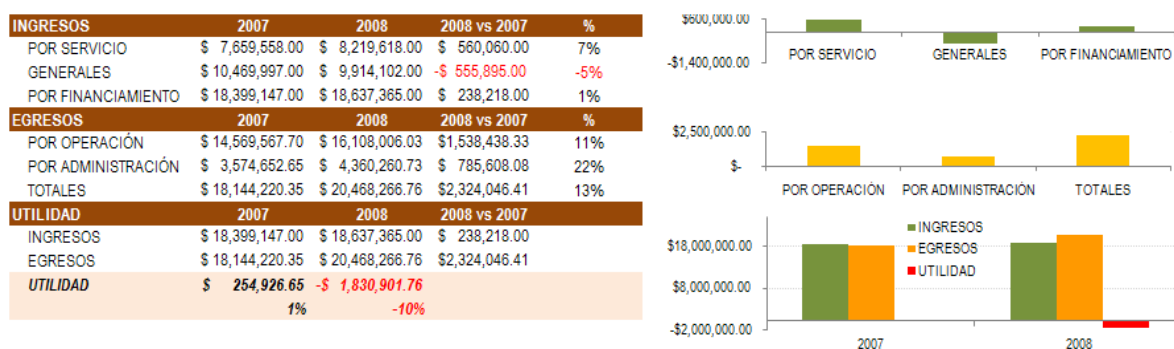


Figura 4.- Recaudación 2007-2008 (ingresos, egresos y utilidad).

Después de concluir las acciones en cada uno de los cuatro distritos, se determinó un incremento sobre la eficiencia física de 2.5% para el distrito Itzi-Huriata, 2% para el distrito Huecorio, 3% para el distrito Revolución y 5% para el distrito la Loma; a través de la recuperación de caudales fugados en líneas, tomas y válvulas de control.

Resultados de Quiroga.- La red completa se modeló en ScadRed, para calibrarlo se tomaron en cuenta caudales y presiones, también se contempló el número de habitantes y dotaciones. Se propusieron 5 sectores para toda la localidad y se seleccionaron en la primera etapa (2006-2007) dos de ellos (ICATMI Norte e ICATMI Sur) ubicados en la zona centro de la ciudad, con problemas de mayor incidencia de fugas, bajas presiones, líneas con una antigüedad de 50 años, ambos sectores son abastecidos por el tanque ICATMI (280m³) que a su vez es suministrado por los pozos 2 y 3 de la localidad.

Se actualizó el catastro en un 95% de la red de distribución de ambos distritos; se realizaron 32 sondeos a cielo abierto para identificar conexiones y características de la red; 34 cajas de válvulas desazolvadas, mantenimiento a 25 válvulas en diferentes diámetros, 9 se sustituyeron por nuevas, 3 válvulas instaladas para delimitar los distritos con el resto de la red; se tienen aislados y delimitados ambos distritos.

Se impermeabilizó el tanque de distribución ICATMI (ver figura 5 izq.) recuperando 10 l/s, se localizaron y repararon 63 fugas entre visibles y no visibles de 20.6 km. de red revisada con equipo electroacústico, recuperando un gasto no instantáneo de 12 l/s y beneficiando a 6,900 habitantes. Se estimó que el distrito ICATMI Sur alcanzó una eficiencia física de 81% y el distrito ICATMI Norte de 61%; asimismo se estimó para la localidad completa que el agua no contabilizada (ANC) pasó del 56.7% en 2005 al 51.5% para 2006, por lo que la eficiencia física se incrementó en 5.2%, sin embargo sigue siendo baja y la causa se debe en parte a pérdidas por fallas en tuberías (vida útil concluida) y tomas domiciliarias que recurrentemente presentan fuga (mala calidad de los materiales).

Se instalaron 650 m. lineales de tubería de 2 ½" (ver figura 5 der.) para reubicar usuarios conectados en líneas de conducción. Se instaló un macro medidor en cada distrito, así como una muestra de 30 micro medidores domiciliarios y 15 comerciales con el objetivo de conocer los volúmenes suministrados y consumidos a fin de que el organismo pueda monitorear periódicamente las eficiencias y tome decisiones en acciones para controlarlas e incluso incrementarlas.



Figura 5.- Impermeabilización del tanque ICATMI e instalación de tubería de 2 ½"

En la figura 6 (izq.) se muestran los resultados obtenidos de la vinculación predio-contrato, se identificaron y ubicaron en plano 36 usuarios irregulares, 893 morosos y 55 usuarios con uso diferente al contratado. En la figura 6 (der.) se muestran los ingresos anuales del organismo por el servicio que brinda los cuales se incrementaron en un 200% (2005 percibió \$903,000.00 contra \$1,811,700.00 del 2006, misma tarifa, en abril de 2007 se incrementó la tarifa).

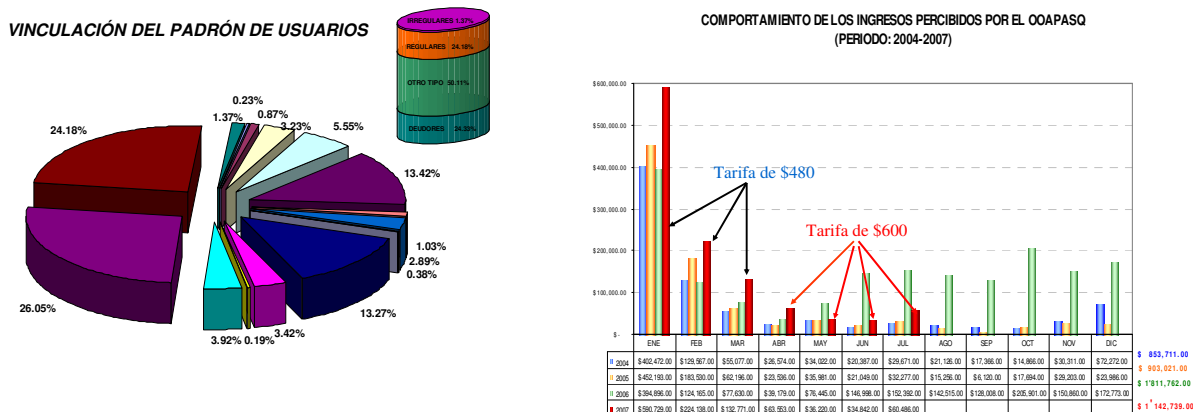


Figura 6.- Vinculación predio-contrato (izq.) y recaudación 2004-2007 (der.).

La figura 7 muestra la evolución de la recaudación del organismo para los años 2007 y 2008. En total, se recaudó \$1.33 y \$1.39 millones de pesos respectivamente, por lo cual el incremento en la recaudación fue de \$56,750, es decir 4% más en el 2008 con respecto al 2007. Sin embargo no hay utilidad positiva.

INGRESOS	2007	2008	2008 vs 2007	%
ANÁLISIS 1	\$ 1,333,880.00	\$ 1,390,630.50	\$ 56,750.50	4%
ANÁLISIS 2	\$ 1,365,387.00	\$ 1,440,505.50	\$ 75,118.50	6%
EGRESOS	2007	2008	2008 vs 2007	%
SERVICIOS PERSONALES	\$ 1,137,659.56	\$ 1,163,865.61	\$ 26,206.05	2%
MATERIALES Y SUMINISTROS	\$ 136,142.07	\$ 150,122.30	\$ 13,980.23	10%
SERVICIOS GENERALES	\$ 2,273,681.37	\$ 2,889,724.84	\$ 616,043.47	27%
EGRESOS TOTALES	\$ 3,547,483.00	\$ 4,203,712.75	\$ 656,229.75	18%
UTILIDAD	2007	2008	2008 vs 2007	
INGRESOS	\$ 1,365,387.00	\$ 1,440,505.50	\$ 75,118.50	
EGRESOS	\$ 3,547,483.00	\$ 4,203,712.75	\$ 656,229.75	
UTILIDAD	-\$ 2,182,096.00	-\$ 2,763,207.25		
	-160%	-192%		

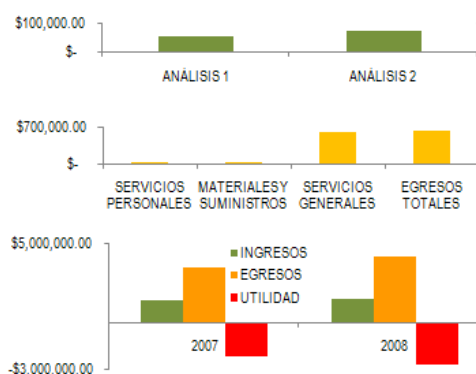


Figura 7.- Recaudación 2007-2008 (ingresos, egresos y utilidad).

En el año 2008 el IMTA inicia el proyecto “Sustentabilidad de los OOAPAS ribereños” donde se da continuidad con las acciones de sectorización en las localidades de Pátzcuaro y Quiroga y además de integran las localidades de Erongarícuaro y Tzintzuntzan donde mas que una sectorización en estas dos localidades se trabaja en el ordenamiento de la operación de sus redes de distribución.

La siguiente figura 8 ilustra la evolución del programa de sectorización en cada localidad al concluir el año 2008; y en la tabla 3 se resumen los gastos recuperados después de detectar y reparar fugas en los cuatro sectores programados en la etapa 2008. La tabla 4 muestra las eficiencias de distribución determinadas en cada etapa de implementación de distritos hidrométricos.

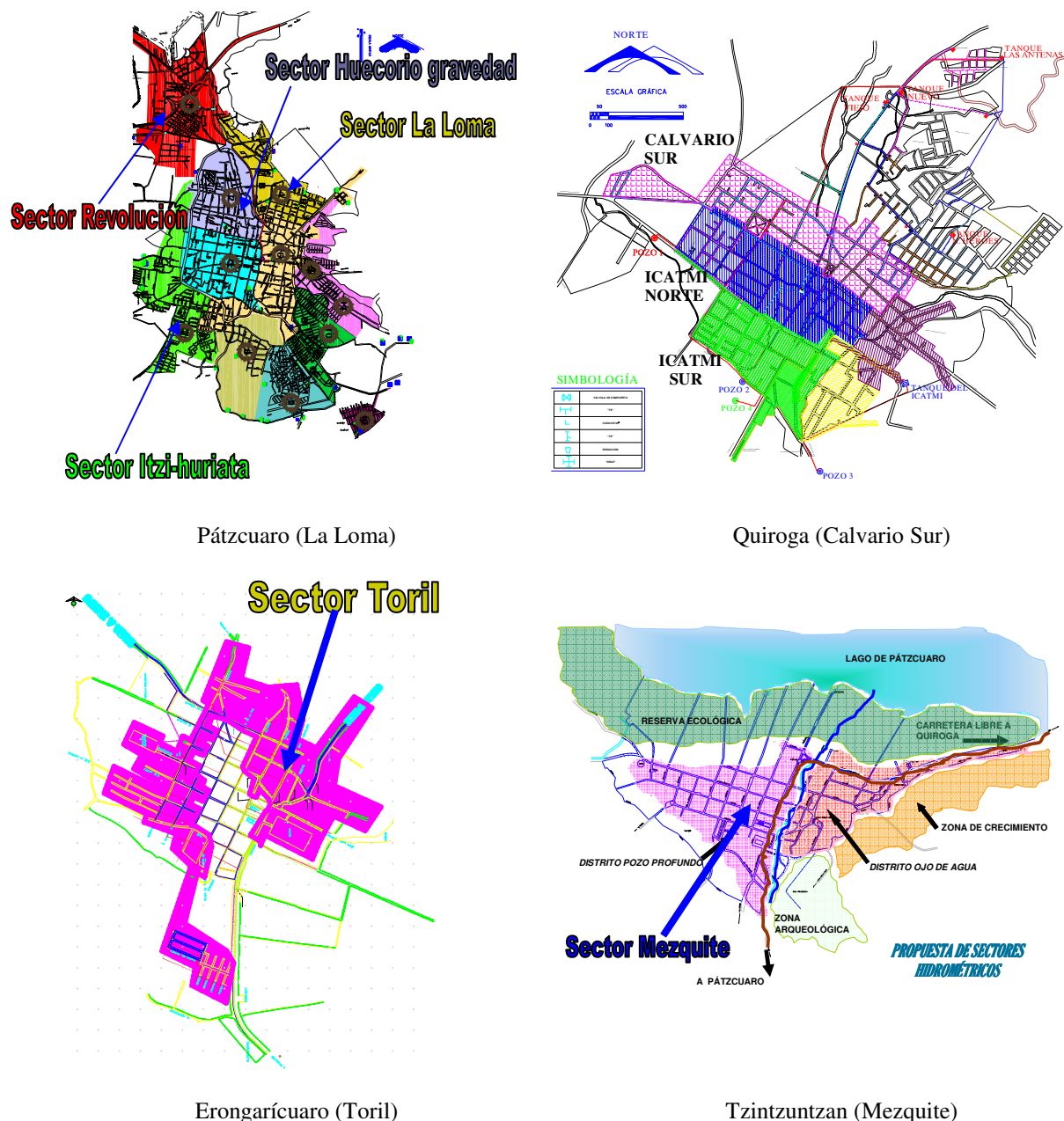


Figura 8: Avance del Programa de sectorización al 2008

Tabla 3.- Resumen de los volúmenes recuperados p/sector después de reparar las fugas (2008).

Localidad (Sector)	Red de distribución inspeccionada (Km.)	Cobertura de red total inspeccionada (%)	No. de tomas inspeccionadas (aprox.)	Fugas detectadas y reparadas		Incidencia de fugas/Km. de red	Gasto recuperado** (l/s)
				Visibles	No Visibles		
Quiroga (Calvario Sur)	6.49	100	913	7	3	1.54	1.10
Tzintzuntzan (Mezquite)	3.25	95	722	10	4	4.3	1.92
Erongarícuaro (Toril)	7.72	100	632	9	2	1.42	1.88
Pátzcuaro (La Loma)	3.73	75	1,070	7	0	1.87	1.20
TOTAL	21.19		3,337	33	9		6.10

** Este gasto representa la sumatoria total de las fugas reparadas, pero no significa que es el gasto recuperado, dado que se depende de un servicio discontinuo.

Tabla 4.- Resumen de las Eficiencia física anual para cada sector implementado

Localidad (sector implementado)	Evolución de la Eficiencia física de distribución				
	2004	2005	2006	2007	2008**
Quiroga (Cabecera Mpal.)	38%	43.3%	48.5	50.7%*	
ICATMI Norte				61.0%	
ICATMI Sur				81.0%	
Calvario Sur					54.0%
Pátzcuaro (Cabecera Mpal.)	51.3%	59.3%			
Itzi-huriata		61.0%		56.8%	
Revolución				55.1%	
Huecorio (Gravedad)				53.5%	
La Loma					72.4%
Erongarícuaro (Cabecera Mpal.)	81.2%	85.0%			
Toril					72.7%
Tzintzuntzan (Cabecera Mpal.)	60.6%	80.6%			
Mezquite					54.6%

* Valor estimado para el primer semestre del año 2007

Resultados de Erongarícuaro.- Se propusieron 2 sectores para toda la localidad y se seleccionó en la primera etapa 2008 uno de ellos ubicado en el poniente de la ciudad, con problemas de mayor incidencia de fugas, bajas presiones, líneas con una antigüedad de 30 años.

Se determinó una eficiencia de distribución en el Sector 72.7%, y por lo tanto las pérdidas de distribución son de 27.3%. Indicadores que se deberán tomar como valores de arranque. Se tiene actualizado en archivos de AutoCad el catastro de la red de distribución para ello se desazolvaron 20 registros de cajas de válvulas, se dio mantenimiento menor a 19 válvulas en diferentes diámetros, mantenimiento mayor a 6 válvulas y 1 sustituida.

La Presión Media en el Sector al inicio de los trabajos fue de 0.74 kg/cm²; al concluir los mismos se incremento a 0.85 kg/cm²; valor que sigue siendo insuficiente para brindar un servicio adecuado. Como resultado de las 11 fugas reparadas se obtuvo una recuperación de caudal de 1.48 l/s (gasto basado en un servicio tandeado), por lo que no todo el gasto se desperdiciaba como gasto instantáneo, sino en tandeos, así de los 7.72 km. de red revisada se encontró una incidencia de 1.4 fugas por kilómetro de red.

Se contabilizaron un total de 777 predios distribuidos de la siguiente forma: 68.2 % corresponden al Uso Doméstico, el 5.5% es de Uso Comercial, 1.8% de Uso ganadero, el 1.2% a Uso Público Oficial y el 18.3% son lotes baldíos. Se identificaron 29 usuarios irregulares y 38 con adeudo que equivalen al 5% del total de predios identificados en la actividad vinculación predio-contrato.

El *Análisis 1* tuvo un incremento en 31%, con respecto a 2007 (ver figura 9). En el *Análisis 2* el incremento fue del 38% y el *Análisis 3* resultó con un incremento del 37%. Los egresos están integrados por los gastos de operación y administración. Los gastos de administración en el periodo 2007-2008 representan un 66% y un 57% respectivamente. Los gastos de operación representan un 34% y 43% para el mismo periodo. Los egresos totales se incrementaron en un 4% en el 2008. Con respecto a la cartera vencida el CAPASE en el 2008 presenta una deuda de \$332,040, compuesto por 642 tomas.

El déficit en el periodo 2007-2008 es de 45% y 30% respectivamente, en valor promedio el 37% que se deja de cobrar. Se hace énfasis en la importancia de lograr que el Organismo se vea motivado a recaudar más y darle continuidad a los trabajos de recuperación de cartera.

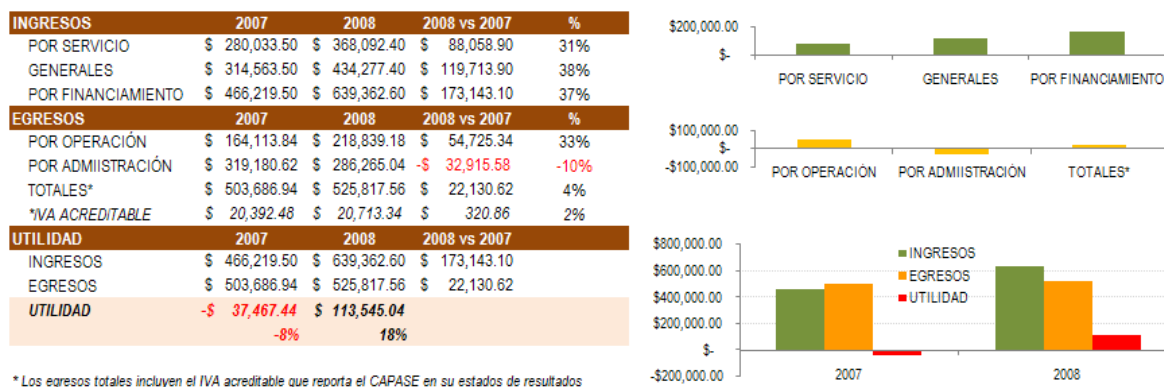


Figura 9.- Recaudación Erongarícuaro 2007-2008 (ingresos, egresos y utilidad)

Resultados de Tzintzuntzan.- Se propusieron 2 sectores para toda la localidad y se seleccionó en la primera etapa 2008 uno de ellos ubicado en el poniente de la ciudad, con problemas de mayor incidencia de fugas, bajas presiones, líneas con una antigüedad de 30 años.

Se determinó una eficiencia de distribución en el Sector de 54.6%, y por lo tanto las pérdidas de distribución son de 45.4%. Indicadores que se deberán tomar como valores de arranque. Se tiene actualizado en archivos de AutoCad el catastro de la red de distribución para ello se desazolvaron 30 registros de cajas de válvulas, se dio mantenimiento menor a 18 válvulas en diferentes diámetros, mantenimiento mayor a 5 válvulas y 1 sustituida.

La Presión Media en el Sector al inicio de los trabajos fue de 0.4 kg/cm²; al concluir los mismos se incremento a 0.6 kg/cm²; valor que sigue siendo insuficiente para brindar un servicio adecuado. Como resultado de las 11 fugas reparadas se obtuvo una recuperación de caudal de 1.4 l/s (gasto basado en un servicio tandeado), por lo que no todo el gasto se desperdiciaba como gasto instantáneo, sino en tandeos, así de los 3.2 km. de red revisada se encontró una incidencia de 3.4 fugas por kilómetro de red.

Se contabilizaron un total de 693 predios distribuidos de la siguiente forma: 70.9 % corresponden al Uso Doméstico, el 11.0% es de Uso Comercial, 0.7% a Uso Público Oficial y el 15.2% son lotes baldíos. Se identificaron 5 usuarios irregulares y 57 con adeudo que equivalen al 8.2% del total de predios identificados en la actividad vinculación predio-contrato.

El Análisis mostró que el ingreso total del año 2007 fue de \$552,632 (ver figura 10), en el mes de octubre se ingresaron el 40% de los ingresos totales y en enero y diciembre el 13% y 14%, respectivamente. Con respecto a los egresos, estos se dividen en costos de operación, costos de administración e IVA pagado acreditable. El costo total de operación representa el 70% de los egresos del egreso total de \$604,972 a este monto se integra el IVA pagado acreditable lo que resulta un egreso total de \$643,666.

Con respecto a la utilidad muestra que el Organismo operador trabajó con pérdidas al final del año 2007, siendo sus pérdidas totales durante el periodo de estudio del 56%, aproximadamente. Con respecto a la eficiencia de cobro muestra que el déficit por falta de cobro de los servicios de agua y alcantarillado, para el 2007 es del 76%, mientras que el déficit global es del 53%.

Considerando los costos de operación y costos de administración, el costo de producción de agua potable para el 2007 fue de 1.97\$/m³. En general se hace énfasis en la importancia de lograr que el Organismo se vea motivado a recaudar más y darle continuidad a los trabajos de recuperación de cartera. De igual forma es importante que se de continuidad a los trabajos realizados para lograr un mejoramiento en la operación.

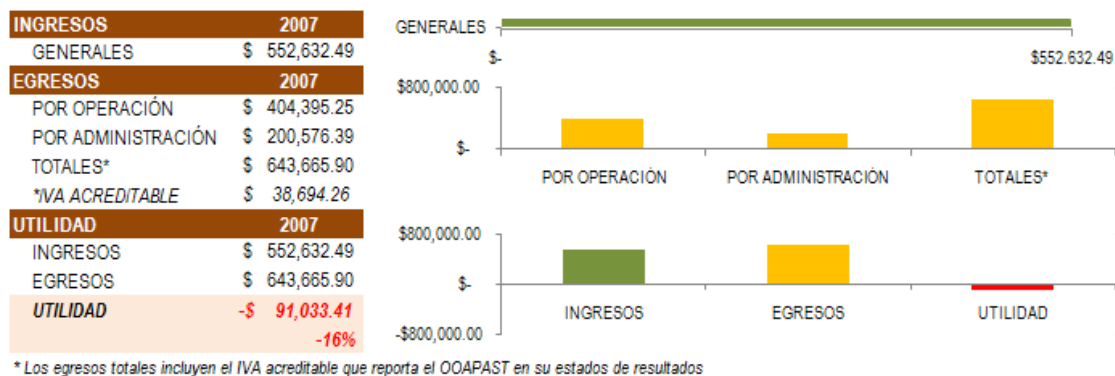


Figura 10.- Recaudación Tzintzuntzan 2007-2008 (ingresos, egresos y utilidad)

ETAPAS POR REALIZAR

En el año 2009 el IMTA continua con el proyecto “Sustentabilidad de los OOAPAS ribereños” donde se da continuidad con las acciones de sectorización en las cuatro localidades ribereñas del lago de Pátzcuaro; se tiene contemplado implementar seis sectores mas, 2 en Pátzcuaro y Quiroga y 1 en Erongarícuaro y Tzintzuntzan y pasar a la etapa de Monitoreo para los años 2010 y 2011.

Monitoreo

Concluido el programa de sectorización se requiere estar obteniendo y procesando periódicamente diversos datos operacionales y comerciales de los sectores correspondientes a través del Programa de Monitoreo de Sectores Eficientados, acorde a las circunstancias y necesidades propias de los OOAPAS; la información obtenida sera básica para la toma de desiciones en cambios de tubería, rehabilitaciones, ampliaciones, proyectos y programas de mantenimiento y operación.

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de estos proyectos han sido patrocinado entre la Fundación Gonzalo Río Arronte, IAP, y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, IMTA. Bajo el Programa de Recuperación de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, Michoacán, México.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antúnez, E., Maldonado S. J., Hansen R. M. P (2005), “Estudios de detección y reparación de fugas para incrementar la eficiencia física de cuatro Organismos Operadores de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (OOAPAS), ribereños del Lago de Pátzcuaro, Quiroga Michoacán”, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Antúnez, E., Maldonado S. J., Caldiño. V. I., Cortez; M. P., Hansen R. P. (2006-2007). Mejora de la eficiencia física y comercial en el Organismo Operador de Quiroga (segunda etapa), Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Antúnez, E., Hansen R. M. P.; Bourguett V. (2008), “Sustentabilidad de los OOAPAS ribereños”, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Bourguett V.; Mariano C. Maldonado S. J. (2006-2007). Mejora de la eficiencia física y comercial en el Organismo Operador de Pátzcuaro (segunda etapa), Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Hansen, P. Ochoa, L (2005), Plan de acción para el Mejoramiento de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento, Quiroga Michoacán, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 92 pp.
- Muñoz, A. (2004), Plan Estratégico de Acciones para la Recuperación del Lago de Pátzcuaro: Recurso Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 99 pp.

SECTORIZACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA BASADA EN TÉCNICAS MULTIAGENTE

Manuel Herrera¹; Joaquín Izquierdo¹; Idel Montalvo¹; Rafael Pérez-García¹

Resumen – Los sistemas de distribución de agua son activos realmente complejos. Su complejidad crece día a día desde el punto de vista de la gestión técnica. Esto representa un problema para muchas compañías de agua que ven cómo los modelos matemáticos de sus redes dejan de ser precisos y las herramientas en las que confían dejan de ser útiles. Como resultado, no poseen una clara visión global del equilibrio entre producción y distribución, es decir, entre oferta y demanda. Esta es una de las razones por las que muchas compañías de las grandes ciudades del mundo están interesadas en nuevos métodos que permitan mejorar el control y la gestión de sus redes, esencialmente para controlar las fugas y mejorar la calidad del agua. Uno de los métodos que atraen el interés es la división de los sistemas de distribución de agua en sectores o áreas de medición por distritos (DMA, de *district-metered areas*, en nomenclatura anglosajona). La sectorización tiene como objetivo la división de grandes redes de distribución, intrincadas e interconectadas, en subredes más pequeñas y virtualmente independientes. Dada la complejidad del problema, especialmente para sistemas de cierto tamaño, se requieren técnicas eficientes. En este artículo introducimos una solución multiagente que aprovecha la naturaleza distribuida de los sistemas de distribución de agua. Esta idea se ha aplicado a una red real de tamaño moderado y los resultados muestran perspectivas prometedoras.

Abstract – Water distribution systems are very complex assets. Their complexity is increasing every day, especially from the point of view of technical management. This represents a really important problem for water companies around the world that witness how the mathematical models of their networks are not accurate anymore and their engineering tools become obsolete. As a consequence, they do not have a clear vision of the balance between production and distribution, that is to say, between supply and demand. As a result, many companies worldwide, especially those managing big cities networks, are interested in new methods to improve the control and management of their networks, essentially to control leaks and to improve water quality. One of the methods that attract great interest is division into DMA (district metered areas). DMA aims at splitting the interconnected and intricate network into smaller networks, virtually independent that can be better managed. Due to the complexity of the problem, efficient techniques are required. In this contribution we use a multi-agent based approach that takes advantage of the distributed nature of water distribution systems. This approach has been applied to a real-world network of moderate size with excellent results.

Palabras clave: Sistemas multiagente, abastecimientos, sistemas de soporte a la decisión, fugas de agua.

Keywords: Multiagent systems, water supply, decision support system, water leaks.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Camino de Vera, s/n 46022, Valencia, España – Tel: (+96) 3879890 – E-mail: {mahefe; jizquier; imontalvo; rperez}@gmmf.upv.es

INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua es uno de los servicios ciudadanos más importantes y que más contribuyen a la calidad de vida. Posee ciertas características que lo diferencian de otros servicios públicos. Su distribución es irregular tanto en el tiempo como en el espacio. Además, la operación de los sistemas de abastecimiento puede ser abordada desde perspectivas muy diferentes. Y, ya que el agua es un bien de consumo, los aspectos relacionados con la salud son clave: el agua debe ser de calidad y tal calidad debe ser mantenida durante el tiempo de residencia de la misma en la red. Sin embargo, los sistemas de distribución de agua están sujetos a ciertas condiciones operacionales y medioambientales que los llevan de manera inexorable hacia un deterioro progresivo. Las razones son diversas: pérdidas de presión, originadas por la rugosidad creciente de las tuberías; roturas o fisuras de los tubos, causadas por la corrosión y las cargas mecánicas y térmicas, con su correspondiente pérdida económica y daños a terceros. Todos estos factores crean un claro riesgo de contaminación.

Dada la complejidad de los sistemas de distribución de agua (SDA), fundamentalmente debido a su compleja naturaleza de interconexiones entre las fuentes y los puntos de consumo, resulta muy difícil llevar a cabo un balance fino entre producción y distribución, es decir, establecer un buen control entre agua entregada y agua consumida. La división de la red en sectores sigue una estrategia de ‘divide y vencerás’ que divide una red grande interconectada e intrincada en redes más pequeñas virtualmente independientes, cada una alimentada por un número prefijado de fuentes.

La independencia puede ser físicamente conseguida de maneras diversas: cerrando válvulas en tuberías existentes, seccionando tuberías actuales, introduciendo nuevas tuberías que redistribuyen el flujo, etc.

Disponer de sectores manejables permitirá realizar acciones que mejoren el control y la gestión de aspectos tan importantes como la calidad del agua y la distribución espacial y temporal de las fugas. Los sectores ayudarán a reducir el agua no facturada y mejorar la estanqueidad del sistema y, como consecuencia, se ahorrarán cantidades significativas del fluido y se preservará su calidad. Se pueden predecir ahorros económicos considerables si la sectorización se lleva a cabo de manera sistemática.

Los SDA reales están formados por cientos o miles de puntos de consumo interconectados por cientos o miles de tuberías, y por los elementos necesarios para alimentar la red. Las redes actuales no son, en general, el resultado de un único proceso de diseño, sino la consecuencia de años de respuesta anárquica a demandas continuamente crecientes. Como consecuencia, sus trazados adolecen de estructura topológica clara. Este hecho hace que las redes sean difíciles de entender, controlar y gestionar. En el caso de redes pequeñas, la utilización de técnicas simples, a veces simplemente la observación visual, permiten realizar sectorizaciones aceptables. Sin embargo, esta tarea es impensable para redes grandes ya que su complejidad hace que el problema sea virtualmente no factible. Como consecuencia, son precisas nuevas capacidades algorítmicas, no implícitamente contenidas en el modelo hidráulico.

El objetivo básico de la sectorización es la obtención de la información distribuida y a escala manejable necesaria para realizar acciones clave en cada sector (AVSA, 2009). Estas acciones incluyen:

- auditar la eficiencia hidráulica o el agua no facturada;
- caracterizar la curva de demanda, especialmente el flujo nocturno;

- detectar rápidamente las fugas analizando la evolución del flujo nocturno;
- comprobar los resultados de las campañas de búsqueda y reparar rápidamente las fugas;
- detectar el fraude, los registros bajos, o los diversos errores de medición;
- reducir los costes de mantenimiento;
- planear las inversiones dirigidas a mejorar los distritos con más agua no facturada.

El procedimiento de definir sectores hidráulicos implica (Tzatchhov et al., 2006):

1. Obtener el número de sectores independientes. Un sector de la red se dice independiente si es abastecido de manera exclusiva por sus fuentes y no está conectado a otros sectores de la red.
2. Obtener el conjunto de nodos que pertenecen a cada sector.
3. Revisar las acciones de sectorización propuestas, tales como válvulas de corte o tuberías a seccionar, con el fin de asegurar que tales acciones no dejan sin suministro a otras partes de la red.
4. Definir el área alimentada por cada fuente y la contribución de cada fuente al consumo de los nodos.

La primera y la tercera de estas tareas son cruciales para detectar errores en el trazado de la red y las decisiones propuestas de sectorización. La segunda es básica para las auditorías. Y la cuarta es importante para definir y visualizar cualquier sectorización propuesta.

Un sector es una parte de la red que puede aislarse hidráulicamente, de manera temporal o permanente, y que idealmente es abastecida por una fuente dotada de un medidor. Los sectores son pequeñas zonas de un sistema que pueden contener entre 500 y 3000 conexiones de servicio.

El concepto de sectorización fue introducido originalmente en la industria del agua del Reino Unido a principios de los 1980 (Morrison, 2004), y se ha utilizado como un instrumento para monitorizar y reducir el nivel de fugas en los SDA. La técnica se desarrolló sobre todo en Europa y se utiliza en América Latina desde el principio de los 1990. La sectorización se ha realizado de manera fundamentalmente empírica utilizando técnicas basadas en la experiencia y con pocas contribuciones científicas. Sin embargo, es preciso destacar las contribuciones de UKWIR (1999) e IWA (2007). Recientemente se han lanzado algunos procedimientos dentro de un marco más conceptual y científico, tales como el de Hunaidi (2005) relativo a los sondeos acústicos periódicos en un sector; o el de Tzatchhov et al. (2006), que utiliza teoría de grafos para realizar la sectorización.

En esta contribución se explora la sectorización de un SDA utilizando una técnica multiagente (MA). Las técnicas MA se han mostrado altamente eficientes en la solución de problemas muy complejos de naturaleza distribuida, como el abordado en este artículo. En el campo del agua, en particular, se observa una tendencia clara durante los últimos años a la utilización de técnicas MA como una alternativa interesante para la resolución de ciertos problemas complejos distintos al presentado en esta contribución. Véase, por ejemplo, (Izquierdo et al. 2008) sobre aplicaciones MA en hidráulica urbana; (Maturana et al. 2006) en

arquitectura de sistemas de drenaje y alcantarillado; (Kotina et al. 2006) en sistemas de control del agua a nivel municipal; (Nichita and Oprea 2007) en diagnóstico de la contaminación del agua; (Feuillette et al. 2003) en gestión de la demanda de agua en un acuífero de acceso libre; (Hai-bo et al. 2005) sobre calidad del agua; (Becu et al. 2001) en gestión del agua a nivel de captación; (Cao et al. 2007) sobre optimización de redes de agua; (Mikulecký et al. 2008) en gestión del agua a escala de cuenca; y (Hailu y Thoyer 2005) en distribución de agua en condiciones de escasez; entre otros.

Problemas complejos, como el considerado en esta contribución, se pueden resolver utilizando agentes distribuidos ya que los agentes pueden manejar complejidad combinatoria mediante algoritmos subóptimos en tiempo real (Maturana et al. 2004).

A partir de ahora, primero introducimos los ingredientes MA, después describimos la implementación utilizada y, finalmente, se presentan los resultados. Las conclusiones cierran el documento.

EL PARADIGMA MULTIAGENTE

La filosofía MA adopta un formalismo de modelación basado en una colección de agentes independientes que interactúan a través de eventos discretos. La simulación de las interacciones discretas entre agentes se erige en contraste con la simulación en sistemas continuos, en que los fenómenos simulados utilizan magnitudes de un sistema acoplado de ecuaciones.

Un agente es un actor cualquiera del sistema: cualquier entidad que pueda generar eventos que afecten tanto a él mismo como a otros agentes. En el problema que consideramos aquí los agentes son los nodos de consumo, los tubos que los conectan, las fuentes de suministro, el propio terreno o el subsuelo que contiene la red; también los propios sectores que se van generando que son conjuntos de nodos, tubos, fuentes y trozos de suelo. Incluso la red entera es un agente que sigue determinadas acciones programadas. En los dos últimos casos, el comportamiento del agente viene determinado por las acciones emergentes de los agentes que contiene.

Los agentes definen los objetos básicos del sistema, es decir, las componentes simuladas. La simulación ocurre en el *mundo* modelado y es frecuente hablar de agentes que *viven* en un determinado *entorno* que, a su vez, es un agente.

Una vez se han definido los agentes y se han establecido sus relaciones, falta definir un calendario de acciones discretas para tales objetos que se desarrolla en el tiempo. Las acciones individuales se llevan a cabo en determinados tiempos concretos; y el tiempo avanza conforme se van realizando los eventos programados en tiempos sucesivos. Un calendario es una estructura de datos que combina acciones en un orden específico en que se deben ejecutar. El paso del tiempo se modela mediante la ejecución de los eventos en una secuencia determinada. Se dan instrucciones a cientos o miles de agentes que operan independientemente y esto hace posible explorar la conexión entre el comportamiento a nivel micro de los individuos y los patrones a nivel macro que emergen de la interacción de los individuos.

El paso final consiste en la observación del modelo registrando lo que ocurre. Los *observadores* llevan a cabo tal acción. En la mayor parte de plataformas MA son también agentes con tareas específicas, tales como dibujar, almacenar datos, monitorizar y mostrar ciertas variables, etc.

Los agente deben poseer las siguientes propiedades: autonomía, movilidad, reactividad, pro-actividad, adaptabilidad, comunicatividad, robustez, capacidad de aprender, orientación basada en tareas y orientación basada en objetivos globales (Lee 2006).

La modelación MA es interesante (Wooldridge y Jennings, 1995), (Wooldridge, 2002) cuando se abordan:

- situaciones abiertas, altamente dinámicas, variables, pobremente estructuradas y con incertidumbres;
- problemas en que el entorno puede considerarse un sistema de entidades autónomas, cooperativas y/o competitivas;
- situaciones en que los datos, el control o la cualificación tienen carácter distribuido;
- sistemas que pueden ser divididos en componentes independientes.

IMPLEMENTACIÓN

NetLogo (NetLogo 2007) es un entorno para el desarrollo de modelos MA complejos que evolucionan en el tiempo. Es posible crear poblaciones de agentes cambiantes en una red de agentes estables. La evolución de los agentes puede tomar formas distintas. Los agentes pueden ser creados, cambiar su comportamiento, cambiar su naturaleza o especie e, incluso, morir.

Nuestro modelo se crea con los datos GIS que definen las características físicas y topológicas de la red. Los datos experimentales se han obtenido del modelo GIS de una red de tamaño moderado que ha sido estudiada por los autores en un proyecto realizado con una compañía de aguas internacional. Esta red corresponde a una parte del sistema de distribución de agua de la capital de un país de América Latina.

El área se subdivide en cuadrados (*patches*) que proporciona un formato *raster* al entorno. Los cuadrados representan el terreno (subsuelo) donde las tuberías y los nodos están enterrados.

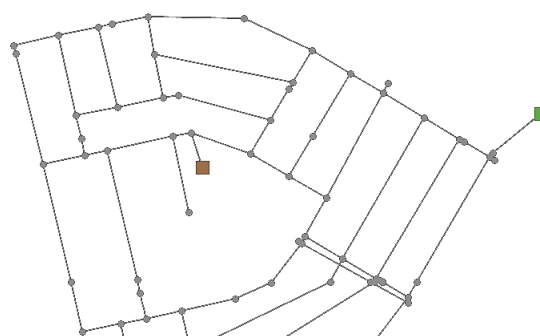


Figura 1. Detalle de la red en el entorno de NetLogo.

La figura 1 muestra una sección de la red. Los cuadrados se utilizan para definir áreas ocupadas por los diferentes sectores que se van creando. Por eso, la citada estructura raster no es visible aún en la figura. Los nodos de consumo (círculos pequeños) son agentes (*turtles*, en el lenguaje de NetLogo) de cierta especie (*breed*) con un conjunto de variables asociadas. Entre las variables definidas por el usuario, la cota y la demanda son las más importantes.

Durante el proceso, el color se utiliza para definir el sector al que los agentes pertenecen. Las tuberías son *uniones* (*links*, en NetLogo); específicamente, en este problema se las considera uniones no dirigidas (*undirected links*). Cada tubería conecta dos nodos diferentes y también tiene asociado un conjunto de variables. Las principales variables definidas por el usuario son la longitud y el diámetro. Las fuentes (rectángulos coloreados) son agentes pertenecientes a otra especie distinta. Sus variables son la demanda promedio que suministran y el sector que alimentan. Los cuadrados de suelo, las fuentes, los nodos y las tuberías son agentes fijos espacialmente en el sentido de que, obviamente, no cambian sus posiciones durante el proceso. Sin embargo, cambian sus propiedades, especialmente el color y, como consecuencia, acaban perteneciendo a uno u otro sector. Inicialmente, las fuentes, los nodos y las tuberías se presentan en gris claro, ya que no existe ninguna estructura de sectores al principio.

En este modelo el usuario decide el número de sectores a crear. Entonces, se crea de manera aleatoria un número idéntico de fuentes que serán las semillas para la creación de los sectores. Tras el inicio, los agentes empiezan un proceso de sondeo de sus vecinos chequeando la posibilidad de asimilarlos a su mismo sector. Tal posibilidad se obtiene a partir de un conjunto de testes que se realizan basándose en las propiedades de fuentes, nodos y tubos:

- la longitud total del sector actual debe estar acotada entre ciertos valores mínimo y máximo de la longitud total de sus miembros;
- la cota de un candidato nuevo debe estar en cierto rango alrededor de la cota media del sector actual;
- la demanda total del sector debe estar entre límites prefijados;
- las fuentes asociadas deben poder proporcionar la demanda que se les pide;
- la geometría del área ocupada por el sector debe tener ciertas propiedades tales como conectividad, convexidad, etc.
- otras propiedades que puedan concebirse.

Los nodos y tuberías que pasan estos testes se asimilan al sector ganador, y el proceso se repite de nuevo. El proceso descrito es capaz de hallar buenas soluciones para la conectividad entre sectores. Como consecuencia, el número y la ubicación de las válvulas de corte queda optimizado para el trazado actual. Además, los nodos son asignados a los sectores de una manera notablemente robusta que tiende a estabilizarse durante la evolución del proceso. Las mejores particiones se encuentran con mayor frecuencia cuando se realizan distintas ejecuciones del proceso. Como resultado, tras repetir el proceso un cierto número de veces, el ingeniero puede tomar una decisión final que puede o no coincidir con alguna de las particiones obtenidas que sirven, así, de soporte a la toma de decisiones.

Los nodos vecinos de cada sector se exploran en cada paso del algoritmo. Se asigna a estos nodos cierta probabilidad de pertenencia a cada sector. Esta probabilidad refleja la diferencia entre la cota del nodo y la cota media del sector, y la diferencia entre la demanda del nodo y la demanda media del sector. De esta manera, la simple competencia basada en la distancia mínima entre sectores permite una mejora que añade riqueza probabilística al proceso. Como resultado, los agentes del modelo, realizando una mezcla de acciones

individuales y colectivas, son capaces de explorar la red para producir buenas propuestas de sectorización.

Desde el punto de vista de la programación con NetLogo, las funciones *self* y *myself* son esenciales a la hora de definir la lista de inputs del agente (conjunto de agentes) a interrogar, y el agente (conjunto de agentes) que realiza(n) la pregunta. En otras palabras, los nodos son asignados a un cierto sector tras cierto proceso dialéctico de preguntas entre sectores vecinos que compiten por el nodo (ver figura 2 mostrando dos etapas del proceso. En la parte superior de la figura, algunos nodos (coloreados) han sido ya asignados a sectores específicos, mientras que otros (grises) todavía están por asignar. Para las tuberías, el color gris indica falta de asignación y el rojo se utiliza para identificar las tuberías que conectan sectores distintos).

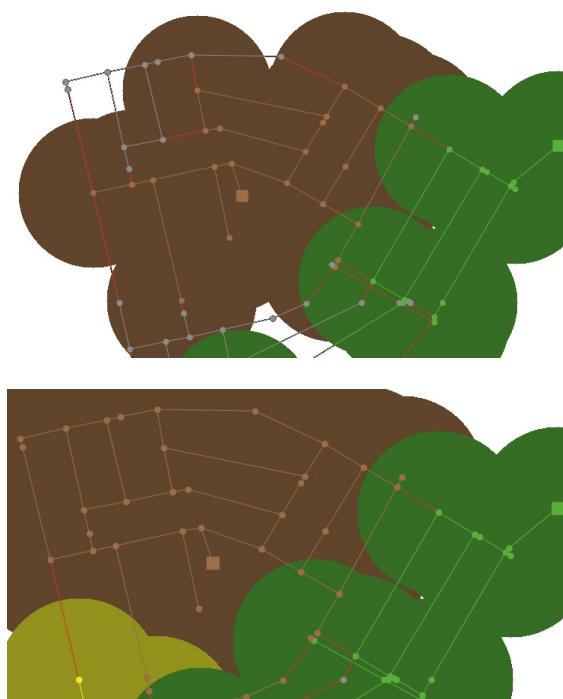


Figura 2. Dos etapas del proceso de sectorización

La figura 3 muestra el proceso que decide la asignación de un nodo al sector que lo reclama. Primero, los nodos vecinos son explorados por el sector reclamante. Después se decide qué color asignar a cada nodo. Esta decisión se realiza ponderando las diferencias entre la cota y la demanda del nodo con la cota media y la demanda media del sector reclamante (en **negrita** en la figura 3). Esta diferencia ponderada proporciona un grado de *resistencia* (*resist*) en términos de la probabilidad de tomar una decisión acerca de asimilar el nodo al sector reclamante. Los pesos que afectan a esta diferencia son seleccionados por el usuario mediante el deslizador denominado *weight-demand* (ver figura 4). Una vez que se ha construido una nueva configuración, se chequean otros requisitos (tamaño del sector, conectividad, etc.) antes de validar la configuración. Las fronteras entre sectores – que pueden ser difusas– se identifican con tuberías rojas, que muestran la ubicación de las posibles válvulas de corte, que se utilizarán para aislar los sectores durante la operación.

to add-to-cluster

```
ifelse any? link-neighbors with [color != [color] of myself and shape != "square"]
[ask one-of link-neighbors with [color != [color] of myself and shape != "square"]
  let color1 color
  set color [color] of myself
  if zoning [splotch]
  ask my-links [set color [color] of myself]
  let elevation-cluster mean[elevation] of turtles with [color = [color] of myself]
  let demand-cluster mean[demand] of turtles with [color = [color] of myself]
  let resist weight-elevation * ([elevation] of self - elevation-cluster) + weight-demand *
    ([demand] of self - demand-cluster)
  if random 100 < resist [
    set color color1
    ask my-links [set color color1]
    if zoning [splotch]
    build-cluster]
]
]
[stop ]

end
```

Figura 3. Procedimiento de asignación

La consecuencia natural de este proceso es la construcción de una sectorización con un número quasi-mínimo de líneas de corte. Sin embargo, algunos nodos pueden quedar desconectados y algunas fronteras entre distritos quedar pobremente definidas. No obstante, hay que recordar que el objetivo básico es la determinación de líneas de corte. Así que la información sobre nodos desconectados o solapamientos entre nodos y tuberías de ciertos colores con sectores de un color distinto (parte inferior de la figura 2) pueden también se utilizadas adecuadamente por el gestor del abastecimiento. Estas circunstancias, que muestran que el equilibrio deseado está todavía en proceso de debate respecto de las asignaciones correctas, pueden ser utilizadas para detectar errores en los datos de la red, proponer áreas candidatas para análisis de sensibilidad y forzar acciones diversas tendentes a la mejora del trazado y/o la topología de la red.

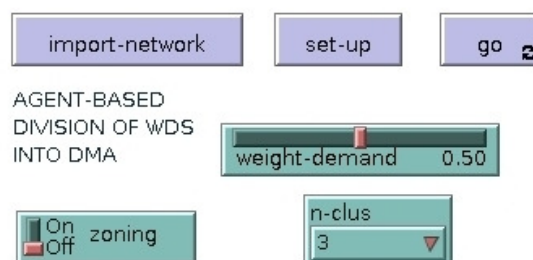


Figura 4. La interfaz

Mediante elementos de interfaz adicionales el usuario puede controlar el curso de la simulación cambiando distintos parámetros (ver figura 4). Las medidas de la probabilidad de pertenencia de un nodo a un sector dependen de la cota y de la demanda. El usuario, como se ha comentado anteriormente, puede modificar el peso de estos elementos utilizando el deslizador etiquetado 'weight-demand'. Por defecto, toma el valor de 0.5, y la suma de los pesos correspondiente a cota y demanda es 1.

El usuario define *a priori* el número de sectores a construir mediante la opción del selector denominado 'n-clust'. Utilizando el interruptor 'zoning' el usuario puede también pedir al entorno que coloree el terreno ocupado por los distintos sectores. Esa opción, además de poseer un interesante valor visual, permite que el usuario decida si los sectores construidos tienen buenas propiedades topológicas. Cierta convexidad y/o compacidad son deseables para los sectores. Por defecto (opción en off), los diferentes colores para las tuberías y los nodos marcan con claridad la división de la red en sectores hidráulicos. Cambiando el interruptor a 'on', el terreno se colorea de acuerdo con el color de los nodos y las tuberías que contiene. Esta opción es útil para mostrar solapamientos entre sectores que, como se ha explicado más arriba, pueden ser utilizados para sugerir determinados análisis de sensibilidad. Finalmente, las tuberías que permiten el aislamiento/comunicación entre sectores se representan en rojo y proporcionan al ingeniero información útil sobre las tuberías candidatas a instalar válvulas de corte que permitan aislar a los sectores.

La simulación de los resultados puede visualizarse sobre gráficos de distintos tipos y displays, y los datos pueden ser almacenados para su procesamiento mediante algún software de simulación hidráulica y para la toma de decisiones.

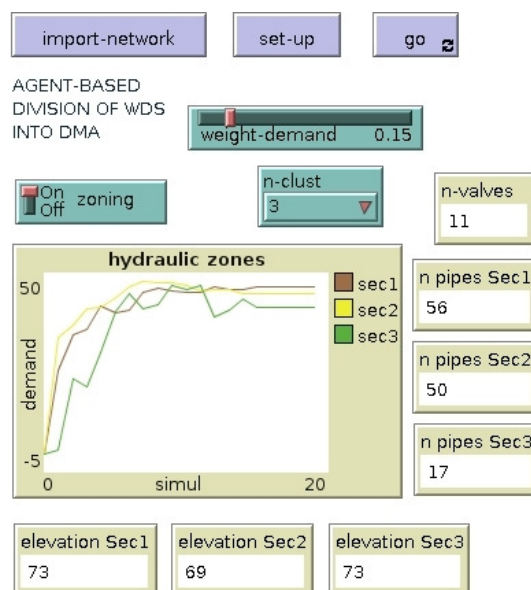


Figura 5. La interfaz incluyendo los monitores

La figura 5 presenta diferentes elementos que muestran los valores de los parámetros utilizados, tales como la cota media de los diferentes sectores y el número de tuberías por cada sector. El visualizador etiquetado 'n-valves' es de especial importancia, ya que muestra el número de tubos que conectan sectores distintos y, por tanto, el número de válvulas de corte necesarias para la partición obtenida. El ingeniero tomará decisiones importantes sobre la necesidad de instalar tales válvulas en tuberías existentes y sobre seccionar tuberías, y/o introducir otras nuevas que redistribuyan el flujo de una manera más razonable.

El modelo de simulación presentado ayuda a los gestores a comunicarse con expertos en el tema ya que les permite desarrollar sus razonamientos resolviendo distintas situaciones modeladas. El modelo se basa en principios físicos simples, pero su modificación a una escala mayor es inmediata.

RESULTADOS

Para mostrar el comportamiento del proceso descrito, presentamos los resultados obtenidos para una red (ver figura 6) alimentada por tres depósitos y formada por 132 líneas y 104 nodos de consumo. Su longitud total es de 9.055km y el caudal total consumido es de 47.09l/s.

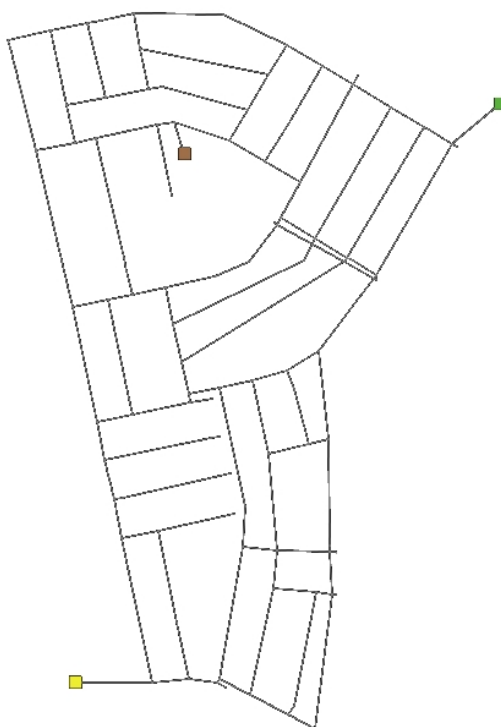


Figura 6. Trazado de la red estudiada

Tras 20 ejecuciones del modelo la configuración de la figura 7 se ha obtenido en un 80% de los casos. En consecuencia, se obtienen tres sectores que se aíslan entre ellos a través de 11 válvulas de corte (tuberías en rojo). Estos sectores tienen 56, 50 y 17 tuberías, respectivamente. Todos los sectores satisfacen los requerimientos necesarios para ser sectores hidráulicos válidos en términos de sus longitudes totales máxima y mínima.

Las cotas promedio de los tres sectores son 73m para el sector marrón, 69m para el amarillo y 73m para el verde. Como muestran los gráficos de la figura 5, la arquitectura de los sectores se estabiliza durante la simulación. En este caso, es la evolución de la demanda media de los sectores la que se representa. Hemos elegido este gráfico porque muestra la razón principal por la que el sector verde aparece como un sector genuino, a pesar del hecho de que su cota promedio coincide con la cota promedio del sector marrón.

Finalmente, hay que hacer notar que la validez de la sectorización realizada se ha contrastado utilizando EPANET2. Los análisis realizados muestran que la sectorización propuesta efectivamente corta el abastecimiento a las partes deseadas de la red. Además, la

red entera y cada sector individual mantienen sus requerimientos de diseño. Como resultado, la sectorización propuesta es perfectamente posible y fiable.



Figura 7. Distribución final de la sectorización

CONCLUSIONES

La filosofía multiagente ha sido utilizada con éxito en áreas distintas y se puede aplicar de manera razonable en el campo del agua. Además de las técnicas tradicionales de arquitectura centralizada de un agente simple (la contraparte computacional del soporte a la decisión clásico), es posible utilizar sistemas de agentes inteligentes, o aplicar simulaciones multiagente que verifiquen determinadas hipótesis sobre ciertos procesos en la distribución de agua. Implementaciones (parciales) de aplicaciones multiagente permitirán simplificar la comunicación con los expertos en el dominio durante ciertos procesos de extracción de conocimiento, identificando necesidades y sintetizando requerimientos deseables de operación. Entre los distintos escenarios posibles para la simulación multiagente en el campo del soporte a la decisión para una compañía de agua, hemos focalizado aquí en la sectorización de una red. La sectorización ayuda a la toma de decisiones y a la implementación de acciones adecuadas para mejorar el control de una red y definir soluciones para problemas tan importantes para la gestión de las redes de distribución de agua como las fugas y la calidad del agua.

Existen una infinidad de líneas de investigación posibles abiertas dentro de este marco. Una línea de acción se debe dirigir a explotar el modelo presentado de distintas formas: adicionando nuevas condiciones de construcción de clústeres; refinando los clústeres implementados; y, en general, mejorando el comportamiento del modelo. Una mejora de gran interés debería considerar que el proceso se iniciase automáticamente sin necesidad de que el usuario defina a priori el número de sectores a construir, realizando así una sectorización basada en un número óptimo de sectores. El modelo debe ser aplicado también a redes de mayor tamaño. Sin embargo, considerando que la red analizada es una red de tamaño medio y

que los tiempos de ejecución son bajos (entre 10 y 20 segundos en un PC con un procesador Intel Core 2 Duo T5500 a 1.66GHz), no se prevé encontrar dificultades adicionales. Otra línea de investigación interesante podría centrarse en otros escenarios del campo del agua, incluyendo aspectos relacionados con su calidad y otras cuestiones de gestión.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE y las becas BES-2005-9708 y MAEC-AECI 0000202066, concedidas respectivamente, por el Ministerio de Educación y Ciencia y el Ministerio de Asuntos Exteriores y Cooperación de España.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguas de Valencia (2009) Sectorización [online] URL: <https://www.aguasdevalencia.es/portal/web/Tecnologia/Tecnologia/GestionRedes/Sectorizacion.html> [accessed: 11 March 2009].
- Becu, N., Perez, P., Walker, A., Barreteau, O. (2001) CatchScape: An integrated multi-agent model for simulating water management at the catchment scale, a northern Thailand case study. In: *Ghassemi, F. et al. (Eds). Integrating Models for Natural Resources Management Across Disciplines, Issues and Scales. International Congress on Modelling and Simulation*, Canberra, Australia, 1141-1146.
- Cao, K., Feng, X., Ma, H. (2007) Pinch multi-agent genetic algorithm for optimizing water-using networks. *Computers & Chemical Engineering*, 31(12), 1565-1575.
- Feuillette S., Bousquet F., Le Goulven P. (2003) SINUSE: a multi-agent model to negotiate water demand management on a free access water table. *Environmental Modelling and Software*, 18(5), 413-427.
- Hai-bo, L., Guo-chang, G., Jing, S., Yan, F. (2005) Multi-agent immune recognition of water mine model. *Journal of Marine Science and Application*, 4(2), 44-49.
- Hailu, A., Thoyer, S. (2005) Multi-Unit Auctions to Allocate Water Scarcity Simulating Bidding Behaviour with Agent Based Models. *LAMETA Working paper 2005-01*, EconWPA.
- Hunaidi, O. (2005) Economic comparison of periodic acoustic surveys and DMA-based leakage management strategies. *Leakage 2005 Conference Proceedings*, Halifax, N.S., Canada, 322-336.
- IWA Water Loss Task Force (2007) District Metered Areas: Guidance Notes. Version [online] URL: http://www.waterlinks.org/upload_file/8f4be72e-5027-cbe8-40ed-ee12d1fe6495.pdf, February 2007, 100 pp., [accessed: 11 March 2009].
- Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez, R. (2008) Aplicaciones de la inteligencia colectiva (multiagente) para la optimización de procesos en hidráulica urbana. Invited talk at VIII Seminario Iberoamericano – SEREA Influencia sobre el Cambio Climático, la eficiencia energética, de operaciones y Sistemas de Seguridad en el abastecimiento y el drenaje urbano, Lisboa, Portugal.
- Kotina, R., Maturana, F.P., Carnahan, D. (2006) Multi-agent control system for a municipal water system. *Proceedings of the 5th WSEAS International Conference on Artificial Intelligence, Knowledge Engineering and Data Bases*, Madrid, Spain, 464-469.
- Lee, R.S.T. (2006) *Fuzzy-Neuro Approach to Agent Applications: From the AI Perspective to Modern Ontology*. Springer-Verlag.

- Maturana, F.P. et al. (2004) Real time collaborative intelligent solutions, *SMC* (2) 2004, 1895-1902.
- Maturana, F.P., Kotina, R., Staron, R., Tichý, P., Vrba, P. (2006) Agent-based water\waste water control system architecture. *IADIS International Conference Applied Computing*.
- Mikulecký, P., Bodnárová, A., Olševičová, K., Ponce, D., Haviger, J. (2008) Application of multi-agent systems and ambient intelligence approaches in water management. *13th IWRA World Water Congress*, Montpellier (France).
- Morrison, J. (2004) Managing leakage by District Metered Areas: a practical approach. *Water* 21, 44-46.
- NetLogo homepage (2007) [online] <http://ccl.northwestern.edu/netlogo/>
- Nichita, C., Oprea, M. (2007) Water Pollution Diagnosis with a Multi-Agent Approach. In *Proceedings, Artificial Intelligence and Soft Computing*.
- Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka, V.H., Bourguett-Ortíz, V. (2006) Graph Theory Based Algorithms for Water Distribution Network Sectorization Projects. *8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium*, Cincinnati, Ohio, USA, August 27-30.
- UK Water Industry Research Ltd. (1999) *A Manual of DMA Practice*. London: UK Water Industry Research.
- Wooldridge, M. (2002) *An introduction to MultiAgent Systems*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.
- Wooldridge, M., Jennings, N. (1995) Intelligent agents: theory and practice. In: *The Knowledge Engineering Review* 10(2), 115-152.

CLUSTERS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA BASADOS EN APRENDIZAJE SEMI-SUPERVISADO

Manuel Herrera¹; Alexandros Karatzoglou²; Stéphane Canu²; Joaquín Izquierdo¹; Rafael Pérez-García¹

Resumen – La distribución racional de agua en una red de abastecimiento es un problema complejo, especialmente en sistemas de gran escala. Desde el punto de vista de la gestión técnica, esta complejidad está en crecimiento continuo. La división de la red en sectores (o Áreas de Medición por Distritos, DMA) consiste en la partición de la red de abastecimiento en subsistemas de entradas y salidas controladas. Esta solución es una opción estratégica usada en muchas ciudades de todo el mundo para controlar y operar sus redes de abastecimiento buscando la mejora de su gestión al trabajar cada parte como un todo. En este artículo proponemos sectorizar basándonos en una metodología subyacente de aprendizaje semi-supervisado. De esta forma añadimos restricciones, propias del abastecimiento, a la matriz de adyacencia del grafo de la red y así poder abstraer la realidad de un sector hidráulico a una sola matriz. El siguiente paso será dividir la red aplicando un algoritmo de clustering sobre el espectro de dicha matriz. Esta metodología ofrece una solución adecuada al paradigma de la sectorización a través de clusters que cumplen las condiciones para ser, también, pequeñas redes de abastecimiento de agua.

Abstract – The rational distribution of water in a water supply network (WSN) is a complex problem, especially for systems of large scale. Its complexity is continually increasing from the point of view of technical management. The division of WSN into District Metered Areas (DMA) is a partition of the supply network into subsystems with controlled inputs and outputs, building smaller independent networks. This solution is a strategic option used in many cities worldwide to control and operate their systems seeking to improve the WSN management working with each part as a whole. In this paper, we propose a semi-supervised learning to approach it. To do it we add the different supply constraints to the adjacency matrix of the graph and then gathering the reality of the DMA in a single matrix. The next step will be split the network, applying to it a spectral clustering algorithm. This methodology offers an adequate solution to DMA's paradigm through clusters that allow the conditions to be small water supply networks, too.

Palabras clave: Abastecimiento de agua, clustering, aprendizaje semi-supervisado

Keywords: Water supply, clustering, semi-supervised learning

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Edificio 5C, Camino de Vera s/n, 46022, Valencia (España) – E-mail: {mahefe, rperez, jizquier}@gmmf.upv.es

² LITIS, INSA de Rouen, Avenue de l'Université 76801, Saint Etienne du Rouvray (Francia) – E-mail: alexis@ci.tuwien.ac.at; stephane@insa-rouen.fr

INTRODUCCIÓN

La distribución racional del agua en un sistema de abastecimiento constituye un problema complejo. Esta complejidad se acrecienta si dicho sistema es de gran tamaño y se tiene como objetivo un abastecimiento que ofrezca una satisfacción de la demanda con los niveles de presión, calidad y continuidad adecuados. La sectorización, entendida como la partición de la red en subsistemas con entradas y salidas controladas, es una opción estratégica que homogeneiza los elementos, las medidas y los parámetros de diseño de cada sub-red. De esta forma, se gana precisión y se evitan sesgos en los análisis que fundamentarán la toma de decisiones en la gestión del abastecimiento. Además, el conocimiento de los usuarios integrados en cada sector, junto con un adecuado tratamiento de la base de datos, hace fundamental dicha sectorización para la comprensión del comportamiento de la demanda de agua y la propuesta de un Sistema de Gestión de Abonados (SGA) eficiente. Desde el punto de vista que conlleva la división de la red en zonas, la sectorización reduce el área de inspección del sistema, facilitando así la detección, localización y control de anomalías en el suministro.

El concepto de la gestión de las redes de abastecimiento de agua en base a Zonas de Medición por Distritos (DMA), utilizando la división de dicha red en sectores hidráulicos, fue una novedad introducida para la detección y el control de fugas, a primeros de los años 80, por la industria del agua del Reino Unido (*Department of the Environment and the National Water Council, Report 26,1980*). Desde entonces, su desarrollo se ha basado, principalmente, en su implantación práctica y se cuenta con escasas contribuciones científicas en este campo. Así, cabe destacar el manual que la *UK Water Research Ltd.* publicó en 1999. Más reciente (diciembre de 2007) es la guía práctica de la gestión de las DMA, de la *IWA Water Loss Task Force*. Por otro lado, dentro de un marco más conceptual y de mayor rigor científico, Walski (Walski et al., 2001) propuso el establecimiento de un sistema de submediciones, apoyando la implantación de la sectorización en la red de agua. MacDonald & Yates, 2005, hicieron un estudio aplicado del diseño de DMA en abastecimientos de agua de Norte América. En 2007, Hunaidi & Brothers colaboraron con un artículo donde se busca el tamaño óptimo de las DMA basándose en diferentes criterios y teniendo en cuenta su coste económico. Tzatchkov et al., 2006, aplicaron teoría de grafos para dividir la red de abastecimiento en diferentes zonas hidráulicas. En 2008, Izquierdo et al., evaluaron la importancia relativa de las tuberías, a partir de la cual se puede establecer un criterio zonal de división de la red. Estos mismos autores propusieron (Izquierdo et al., 2009) una sectorización basada en la aplicación de Sistemas Multi-Agente.

La aplicación de la sectorización hidráulica más desarrollada es la de la localización activa de fugas. Destacan los trabajos de Covas y Ramos (Covas & Ramos, 1999), que desde finales de los 90 y hasta la actualidad, han dedicado a este campo de la aplicación de las DMA. En 2005, Misiunas presenta su tesis doctoral en la que discute diferentes aspectos de los fallos que pueden originarse en una red de abastecimiento de agua dividida en DMA. En este mismo año, Bougadis et al., 2005; plantean la diferencia de comportamiento del consumo de agua potable en diferentes zonas hidráulicas y utilizan una clasificación de éstas en el desarrollo de modelos de predicción de la demanda. Herrera et al. (2009) realizan un completo estudio comparativo de modelos predictivos de la demanda relativos a un DMA.

La división de la red de abastecimiento de agua en sectores hidráulicos no sólo ha tenido el desarrollo científico y técnico expuesto hasta ahora, sino que se ha ido llevando a su implantación práctica en diferentes países de Europa, Asia y América. En el caso concreto de España, se han sectorizado las redes de abastecimiento de ciudades como Barcelona (2004), Madrid (2005), Córdoba (2007), San Sebastián (2008), etc.

En este artículo se pretende hacer la sectorización en base a la información de la conectividad del grafo de la red de abastecimiento, pero también teniendo en cuenta la información de otras características presentes en el sistema. Éstas contendrán tanto información de la red, como restricciones de abastecimiento sobre cada posible sector que se proponga. La forma de representar el grafo será mediante su matriz de afinidad asociada. Como a esta información se le pretende agregar la de otras variables hidráulicas, será necesario transformar esta matriz a una matriz kernel (Schölkopf & Smola, 2002) donde se representará el resto de la información. La idea de construir kernels de grafos (a través de las similitudes entre los nodos, e.g.) fue propuesta por Kondor (Kondor & Lafferty, 2002) y extendida por Smola (Smola & Kondor, 2003). Como método más apropiado de trabajo de división de datos provenientes de un grafo, se plantea un algoritmo de cluster basado en el espectro de la matriz de información, *spectral clustering* (Ng et al., 2001; Kamvar et al., 2003); que en este caso no será la matriz de afinidad sino la matriz kernel de los datos. También añadimos la información *a priori* de las características necesarias para definir una red (o subred) de abastecimiento de agua. Esto enmarca nuestro algoritmo de cluster dentro de las metodologías de Aprendizaje Automático semi-supervisado (Zhu et al., 2006).

La estructura del artículo prosigue con un apartado en el que se especifica el proceso de adaptación de los datos de la red hidráulica a una matriz capaz de recoger toda su información asociada. Seguida de esta sección se exponen las metodologías que suponen la extensión que propone este trabajo de los cluster para grafos. El estudio experimental, basado en una red de abastecimiento de agua real, abre la discusión sobre la bondad de los resultados obtenidos en el mismo. Un apartado de conclusiones cerrará el presente artículo.

ABSTRACCIÓN KERNEL DE LOS DATOS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

El punto de partida en la creación de los DMA es tener en cuenta la información disponible de la red. Se considera la red como un grafo donde los nodos son puntos de consumo y los arcos son tuberías. Las cotas de los nodos y el diámetro de las tuberías se pueden conocer, simplemente, a través de la salida de EPANET (Rossman, 2000). Estos diámetros se propondrán como los pesos de los arcos del grafo. Sobre estas cotas se medirán las distancias entre nodos, formando con esta variable una matriz de disimilaridades. Este proceso de formación de matrices de disimilaridades se repite con el resto de variables de la red tenidas en cuenta (las coordenadas geográficas de cada nodo, e. g.).

Cada DMA se puede entender como una pequeña red de abastecimiento abastecida por uno o dos depósitos de agua. Esta característica es una restricción sobre nuestro problema de división de la red y hace abordar el mismo desde un punto de vista de Aprendizaje Automático semi-supervisado. De esta forma añadiremos a la información las opciones de *must-link* y *cannot-link*. Por un lado, los depósitos de la red deben unirse a sus nodos vecinos (*must-link*). Por otro lado, cada sector estará aislado de los demás mediante válvulas de corte. Cada una de estas válvulas se abstraerá para nuestro propósito como una relación *cannot-link* de la tubería asociada. La idea de función objetivo de nuestro algoritmo de cluster será heredada de los clusters gráficos (Shi & Malik, 2000) y se fundamentará en el Mínimo Corte (mínimo número de válvulas cerradas para aislar los sectores).

Un último tratamiento sobre las matrices de entrada de información, será su transformación a la denominadas matrices kernel. La forma más sencilla de hacer esto es la inserción de 1's en la diagonal principal de la matriz y hacerla simétrica (la matriz input es triangular y bastará con reflejarla sobre la otra parte). Teniendo en cuenta que la suma de matrices kernel es una nueva matriz kernel, en nuestro algoritmo de división de la red trabajaremos con la matriz de entrada de la expresión (1), que agrega tanta información de los

inputs que deseemos incluir como matrices kernel en el sumatorio (incluyendo la posible información *a priori* de diseños DMA previos).

$$K = \lambda_A K_A + \sum_{i \in I} \lambda_i K_i \quad (1)$$

donde K es la matriz kernel sobre la que trabajamos el algoritmo de clustering, K_A es la matriz kernel asociada al grafo de afinidad y K_i , $i \in I$, es la matriz asociada al input i -ésimo que sea de nuestro interés a la hora de dividir la red en zonas hidráulicas. Finalmente, λ_A y λ_i , $i \in I$, son los pesos de la combinación lineal con que formamos K .

METODOLOGÍAS

Esta sección introduce un número de metodologías relacionadas con cluster basados en grafos y la resolución de problemas sobre matrices kernel. Presentamos su orientación específica a la resolución del problema de la división de la red de abastecimiento de agua.

Apuntes sobre los espacios kernel

En los últimos años, una de las formas de abordar problemas complejos ha sido la de proyectar las observaciones en un espacio de características de alta dimensionalidad, donde estos problemas tienen una solución sencilla (usando métodos lineales, e.g.). Una de las ventajas de trabajar en este espacio de características es que, habitualmente, los métodos utilizados únicamente se basan en el resultado de su producto interior. Desde este punto de vista, no será necesario conocer la expresión explícita de estas funciones kernel (Schölkopf & Smola, 2002) y el proceso de análisis será sensiblemente más sencillo. Éste es el ejemplo de los métodos cluster ya que, una vez escogida la función kernel, para trabajar usaremos las propiedades de su reproducción en espacios de Hilbert (RKHS).

Tenemos en cuenta dos propiedades clave de las funciones kernel:

1. Puede capturar la medida aproximada de similaridad para cualquier problema y para cualquier dominio.
2. Su evaluación requiere, significativamente, un esfuerzo computacional menor que el necesario en el caso de requerir su expresión explícita en el espacio de características original.

A partir de la información dispuesta en la matriz kernel aplicamos sobre su espectro un algoritmo de clustering que muestre su organización interna y las posibles estructuras que existan en los datos (Shawe-Taylor & Cristianini, 2006).

Spectral clustering

El análisis de cluster basado en el espectro de una matriz (Ng et al., 2001) es un paradigma de agrupamiento de datos relativamente nuevo. En él se propone usar los autovectores asociados a los autovalores más pequeños que hayan sido creados por alguna medida de la similaridad (Karatzoglou, 2006). De esta forma, planteamos resolver una relajación del problema de partición discreta del grafo, que originariamente es *NP-hard*. Así,

los cortes basados en el segundo autovector³ garantizan una aproximación al corte óptimo (Chung, 1997). Este análisis puede extenderse a la construcción de clusters de grafos ponderados cuyos nodos correspondan a puntos de datos y los arcos estén relacionados con la distancia entre los puntos.

Existen dos criterios diferentes para dividir los datos en k clusters. Uno es usar los dos autovectores asociados a los dos menores autovalores y aplicar sobre ellos el procedimiento de clustering de manera recursiva, hasta obtener los k grupos. Otro es hacer uso, directamente, de más autovectores de la matriz kernel original. Resumiendo para este último caso: los k primeros autovectores de la matriz de afinidad son usados para formar una matriz $n \times k$, de columnas normalizadas a longitud unidad. Tratando cada fila de esta nueva matriz como un dato usual, podemos usar el algoritmo de k -medias (cualquier algoritmo de clustering será válido en esta fase, encontramos una buena comparativa en Wei et al., 2003, tomamos el de las k -medias por simplicidad) para agrupar estos puntos transformados. Las pertenencias de los puntos originales a los cluster son equivalentes a las pertenencias calculadas sobre los datos transformados.

La Figura 1 muestra el proceso global del algoritmo. Una versión detallada del mismo se encuentra en el trabajo de Ng et al., de 2001.

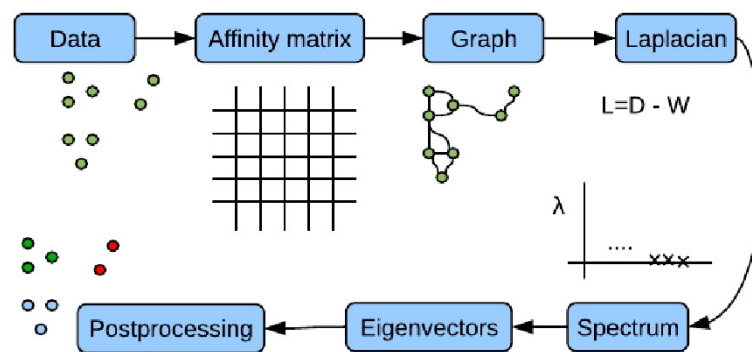


Figura 1. El proceso de spectral clustering. Fuente: Vejmelka, 2009

Clustering semi-supervisado

Usualmente, cuando trabajamos con problemas de clustering reales, disponemos de un cierto conocimiento previo sobre los grupos que pueden darse y su posible estructura. En el caso de un grafo, suponemos que el conocimiento viene en forma de los pares de restricciones *must-link* y *cannot-link*, que tienen su representación explícita sobre sus arcos (Kulis et al., 2005). Esta suposición es necesaria para dividir la red de abastecimiento de agua en sectores, ya que debemos asegurar que cada zona será abastecida por, al menos, un depósito. Esta característica hidráulica ha de ser trasladada a nuestro análisis mediante la implementación de restricciones en el algoritmo de división. El clustering semi-supervisado ofrece una solución a este problema.

Una aproximación basada en la matriz espectral de los datos para clustering semi-supervisado es el algoritmo de *spectral learning* (Kamvar et al., 2003) que usaremos a

³ A lo largo del artículo nos referiremos al orden del autovector según sean menores sus autovalores asociados. De esta manera, el segundo autovector será aquel que está asociado con el segundo menor autovalor.

continuación. En otro artículo, Yu & Shi en 2004, consideran la formulación semi-supervisada del problema del objetivo de corte normalizado de los cluster de grafos ofrecen un algoritmo basado en el espectro de la matriz para solucionarlo. En este trabajo preferimos la propuesta de Kamvar, especificando pesos de penalización para las restricciones que no se cumplan. Como entradas en la matriz de afinidad normalizada entre 0 y 1, asignamos pesos $A_{ij} = 1 \forall i, j$ con restricciones *must-link* y $A_{ij} = 1 \forall i, j$ con restricciones *cannot-link*. De esta manera, podremos continuar con el algoritmo de *spectral clustering* propuesto y trabajar con la conversión (con estas restricciones añadidas) a la matriz kernel asociada a los datos.

CASO-ESTUDIO

Para demostrar la adecuación del presente proceso a la división de la red de abastecimiento en DMA, consideramos el caso de una red real (ver Figura 2) alimentada por un embalse (DI) y cinco depósitos (E1, ..., E5) con cinco estaciones de bombeo. La red la conforman 479 tuberías y 333 nodos de consumo; su longitud total es de 48 km y la cota de elevación media asciende a 156 metros. La tasa de consumo total de la red es de 91 l/s.

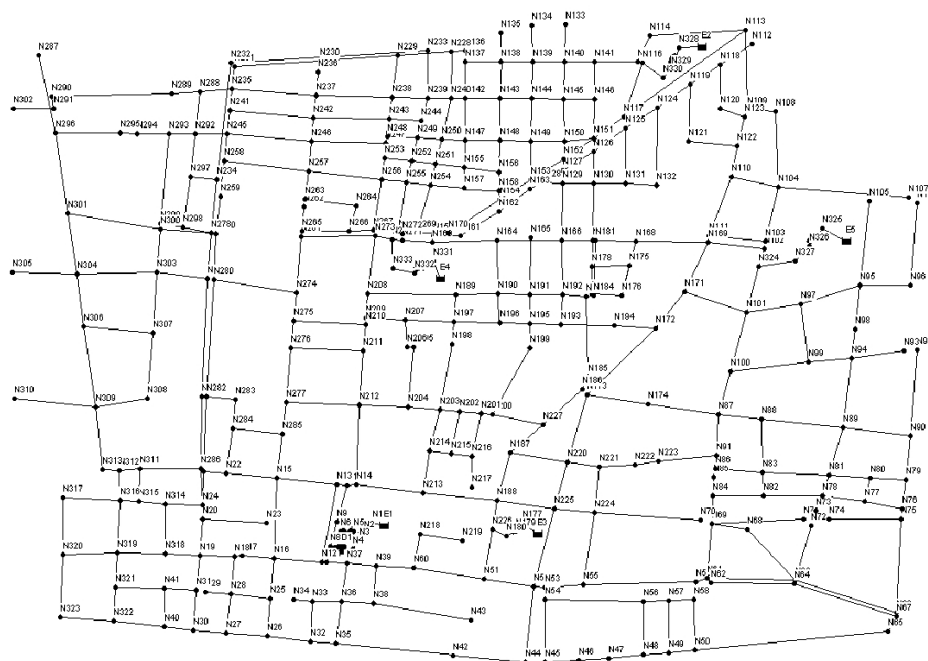


Figura 2. Perfil de la red de abastecimiento de agua usada para este caso-estudio

La existencia de una sectorización previa de la red puede ser tenida en cuenta, como punto de partida para ejecutar el algoritmo propuesto. De esta forma, la información sobre la división actual puede ser útil para adecuar la infraestructura existente y poderla reutilizar en vez de partir de cero. Esta información se añadirá a la suma del resto de inputs, en forma de matriz kernel a la que se asigne un determinado peso.

Para tratar estos datos con la metodología de clustering semi-supervisado, primero transformamos la matriz de afinidad en matriz kernel. Después, agregamos información de otros inputs hidráulicos sumando matrices kernel a la anterior. Por último, ubicamos en la matriz final los 0s y 1s adecuados para que se cumpla que cada sector (también se puede llamar, ahora, *cluster de abastecimiento*) sea satisfecho por, al menos, un depósito y/o embalse.

Resultados

Nuestro propósito será dividir la red de abastecimiento en 3 DMA (cada DMA abastecido por, al menos, un depósito). Para alcanzar este objetivo se sigue el algoritmo de clustering semi-supervisado propuesto en el presente trabajo y se obtienen los siguientes resultados: El tamaño de cada DMA, en km de tuberías, es de: 19, 9.5 y 15 km, respectivamente. El diámetro medio (en milímetros) de las tuberías de cada cluster es de: 144, 130 y 107 mm. En esta división, cada DMA es abastecido por, al menos, un depósito (los detalles de los puntos de abastecimiento por sector y los datos de cotas y demandas promedio se observan en la Tabla 1). Será necesario el cierre de 34 válvulas para el asilamiento de estos sectores. La función objetivo del algoritmo de cluster garantiza que éste es el número mínimo de válvulas que deben cerrarse para llevar a cabo la partición.

Tabla 1- Descripción de los clusters de abastecimiento de la red real del caso-estudio propuesto

SECTOR	NODOS	PTOS. DE ABASTECIMIENTO	COTA	DEMANDA
SECTOR 1	122	E1 + D1	156.56	35.50
SECTOR 2	84	E3 + E5	155.00	30.75
SECTOR 3	127	E2 + E4	155.22	24.51

En la Figura 3 podemos ver, aproximadamente, los planos de corte de la red de distribución en los tres clusters de abastecimiento. Además, esta figura muestra la distribución de los diferentes puntos de abastecimiento de estos sectores. La configuración final fue simulada con EPANET, validando así los resultados.

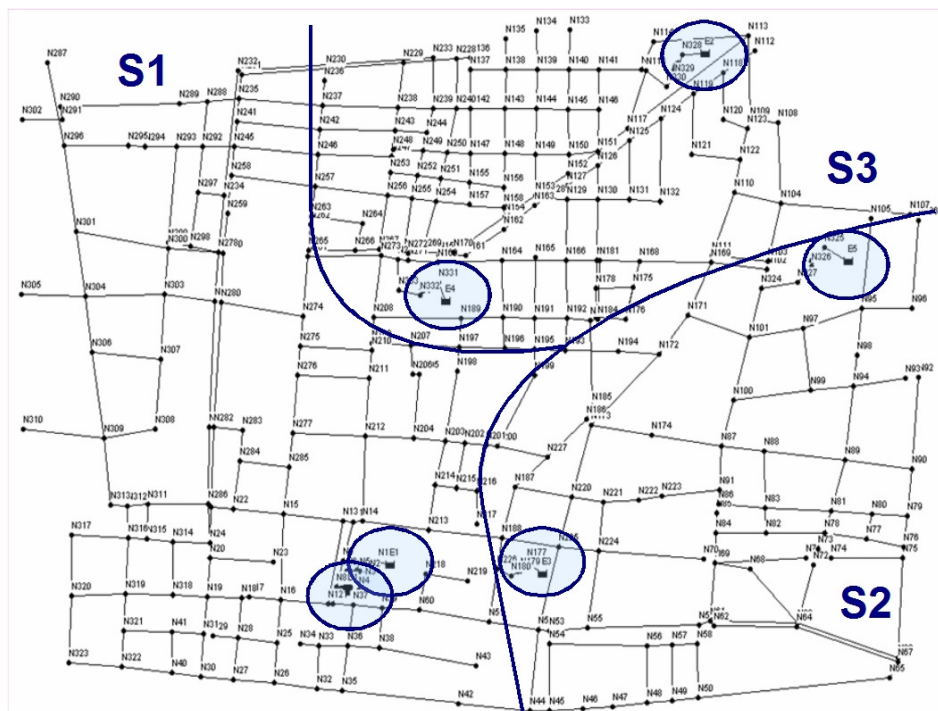


Figura 3. Vista de la división aproximada de la red en tres clusters de abastecimiento

CONCLUSIONES

De manera clásica, una división de la red de abastecimiento en DMA tiene como objetivo la mejora de la estrategia de detección de fugas, usando la información de las roturas de tuberías, presiones y demanda. Este artículo propone ampliar la perspectiva de este objetivo, teniendo en cuenta la cantidad de diferente información que puede ser incluida como criterio de división de la red. A las variables utilizadas en este trabajo se le puede añadir cualquier otra que sea de interés (por ejemplo, la inclusión de la edad de las tuberías si queremos sectorizar con fines a establecer un plan de rehabilitación), bastará con seguir la misma metodología de adición de matrices kernel provenientes de matrices de disimilaridades.

Comparado con otros métodos, que sólo usan información gráfica o vectorial, pero no ambas, el clustering semi-supervisado toma ventaja por su capacidad para recoger y utilizar información de cualquier tipo. Además, el algoritmo propuesto es computacionalmente eficiente y de estructura flexible, ya que está abierto a diferentes configuraciones de pesos con que se suman las matrices kernel. Éste es un posible punto de interés para continuar investigando en esta línea y desarrollar técnicas que calibren la bondad de estas ponderaciones.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bougadis, J.; Adamowski, K.; Diduch, R., (2005) “*Short-term municipal water demand forecasting*”, Hydrological Processes vol. 19, pp. 137 – 148
- Chung, F. (1997) “*Spectral graph theory*”, CBMS Regional Conference Series in Mathematics
- Covas, D.; Ramos, H.; Almeida, A.B. (1999) “*Leakage monitoring control and management of water distribution systems: a challenge for the XXI century*”, Proceedings of XXVIII IAHR congress, (Graz, Austria.)
- Herrera, M.; Torgo, L.; Izquierdo, J.; Pérez-García, R. (2009) “*Predictive models for forecasting hourly urban water demand*”, under review
- Hunaidi, O.; Brothers, K. (2007) “*Optimum size of District Metered Areas*”, Water Loss 2007 Conference Proceedings (Bucharest, Romania)
- Izquierdo, J.; Herrera, M.; Montalvo, I. & Pérez-García, R. (2009) “*Agent-based division of water distribution systems into District Metered Areas*”, ICSOFT 2009: Proceedings of the IV International Congress of Software and Data Technologies (Sofia, Bulgaria), vol. 2, pp. 83-90
- Izquierdo, J.; Montalvo, I.; Pérez-García, R.; Herrera, M. (2008) “*Sensitivity analysis to assess the relative importance of pipes in water distribution networks*”, Mathematical and Computing Modelling, vol. 48, pp. 268 – 278

- Kamvar, S.; Klein, D.; Manning, C. (2003) “*Spectral learning*”, IJCAI, pp. 561–566
- Karatzoglou, A. (2006) “*Kernel methods software, algorithms and applications*”, PhD thesis, Technischen Universität Wien, Austria
- Kondor, R.I.; Lafferty, J. (2002) “*Diffusion kernels on graphs and other discrete input spaces*”, Proc. of the 19th International Conference on Machine Learning, pp. 315–322, C. Sammut & A. Hofmann, editors
- Kulis, B.; Basu, S.; Dhillon, I.; Mooney, R. (2005) “*Semi-supervised graph clustering: a kernel approach*”, ICML’05: Proceedings of the 22nd international conference on Machine Learning, pp. 457–464, ACM
- MacDonald, G.; Yates, C.D. (2005) “*DMA design and implementation, a North American context*”, Leakage 2005 Conference Proceedings (Halifax, Canada)
- Misiunas, D. (2005) “*Failure monitoring and asset condition assessment in water supply systems*”, Ph.D. Thesis, Lund University, Sweden
- Ng, A. Y.; Jordan, M.I.; Weiss, Y. (2001) “*On spectral clustering: Analysis and an algorithm*”, Advances in Neural Information Processing Systems 14, pp. 849–856, MIT Press
- Rossmann, L. (2000) “*EPANET–User’s Manual*”, United States Environmental Protection Agency (EPA)
- Shawe-Taylor, J.; Cristianini, N. (2006) “*Kernel methods for pattern analysis*”, 462 pp., Cambridge University Press
- Shi, J.; Malik, J. (2000) “*Normalized cuts and image segmentation*”, IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence 22, pp. 888–905
- Smola, A. J.; Kondor, R. I. (2003) “*Kernels and regularization on graph*”, Proc. of the 16th Annual Conference on Computational Learning Theory and the 7th Kernel Workshop
- Tzatchkov, V.G.; Alcocer-Yamanaka, V.H.; Bourguett-Ortiz, V. (2006) “*Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects*”, VIII Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium (Cincinnati, Ohio, USA)
- Vejmelka, M. (2009) “*Spectral graph clustering*”, Seminar z Umele Inteligence
- Walski, T. M.; Chase, D.V.; Savic, D.A. (2001) “*Introduction to water distribution modelling*”, Haestad Methods, Inc., 37 Brookside Road, Waterbury, CT 06708 (USA), 441 pp
- Water Loss Task Force – IWA (2007) “*District Metered Areas: Guidance notes – DRAFT*”, (disponible on-line en: <http://www.iwaom.org/wlwf>)
- Wei, C.; Lee, Y.; Hsu, C. (2003) “*Empirical comparison of fast partitioning-based clustering algorithms for large data sets*”, Experts Systems with Applications vol. 24, pp. 351 – 363
- Yu, S.X.; Shi, J. (2004) “*Segmentation given partial grouping constraints*”, IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence 26 (2), pp. 173–183
- Zhu, X.; Kandola, J.; Lafferty, J.; Ghahramani, Z. (2006) “*Graph kernels by spectral transforms*”, MIT Press

LA SECTORIZACIÓN DE LAS REDES: UNA SOLUCIÓN PARA EVITAR EL DESABASTO DE AGUA

Lara Ledesma, Benjamín¹; Moreno Vargas, Anwar²; Sánchez Quispe, Sonia Tatiana¹; Domínguez Sánchez, Constantino¹

Resumen - En México se tiene un gran problema con el abastecimiento de agua potable, debido a diversos factores como el mal estado de las tuberías y fuentes de suministro insuficientes. El caso que se presenta es el de la ciudad de Zihuatanejo, Guerrero, México. En esta ciudad se ha incrementado su población muy rápidamente, esto ha contribuido en gran medida la construcción y modernización de las vías de comunicación que llegan a dicha ciudad. Zihuatanejo cuenta con una zona hotelera muy importante (Ixtapa) que demanda una cantidad considerable de agua y el sobrante es abastecido al resto de la ciudad. Para lograr equilibrar el abastecimiento se construyeron seis sectores. Se analiza dicha sectorización y no se logra mantener el servicio las 24 horas del día por la falta de fuentes de suministro. La ciudad cuenta con dos fuentes: una ubicada a 13 km y la otra en las inmediaciones de la ciudad, ambas constan de una batería de pozos. La sectorización es un tema que se debe de analizar con sumo cuidado y establecer metodologías que nos lleven a lograr una adecuada sectorización. Con este estudio se busco simular la red para diferentes escenarios de funcionamiento para ver las consecuencias y las medidas necesarias para mitigar el problema.

Palabras clave: sectorización, abastecimiento, agua potable

Abstract - In Mexico has a great problem by the supply of drinkable water, due to diverse factors as the evil been of the pipelines and insufficient supply sources. The case that one presents is that of the city of Zihuatanejo, Guerrero, Mexico. In this city her population has increased very rapidly, this has contributed to a great extent the construction and modernization of the road links that come to the above mentioned city. Due to Zihuatanejo have many hotels (Ixtapa) that they demand a considerable quantity of water and the surplus is supplied to the rest of the city. To manage to balance the supply six sectors were constructed. Happiness is analyzed the sectors and is not achieved to support the service 24 hours of the day for the lack of supply sources. The city possesses two sources: the located one to 13 km and other one in the surrounding areas of the city, both they consist of a battery of wells. The supply sectors are a topic that it is necessary to analyze with supreme care and establish methodologies that lead us to achieving the suitable one fraction. With this study the net seeks to be simulated for different scenes of functioning to see the consequences and the necessary measures to mitigate the problem.

Keywords: supply sectors, supply, drinkable water

¹ Profesor de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México; blarale@hotmail.com

² Estudiante de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México

ANTECEDENTES

La ciudad de Zihuatanejo ha sufrido desde principios de la década de los ochentas problemas de desabasto de agua potable, debiéndose principalmente al deterioro de la infraestructura y al crecimiento acelerado de la población; cabe mencionar que la ciudad es un binomio consolidado por dos destinos turísticos diferentes: Zihuatanejo, que es un puerto pesquero donde se consolida el gobierno municipal y reside la mayor parte de la población e Ixtapa, centro turístico moderno que aglomera la mayoría de los empleos. Ver la Figura 1.



Figura 1. Croquis de ubicación de la ciudad de Zihuatanejo

Este asentamiento a pesar de estar localizado en una bahía, no cuenta con fuentes de agua superficial capaces de suministrar la cantidad de agua requerida, debiéndose extraer del subsuelo mediante pozos profundos localizados en distintos sitios pero principalmente en el río Salitrera ubicado a 13 km de la ciudad.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema de distribución de agua potable principia en la batería de pozos del río Salitrera que suministra una cantidad de 270 l/s; en su recorrido a los tanques de rebombeo Mirador I y II se suministra de agua a la zona hotelera de Ixtapa y la Comunidad de Barrio Viejo, llegando en promedio 160 l/s que se bombean hasta el tanque de cambio de régimen ubicado en la parte norte a una altura de 135 m sobre el nivel medio del mar y de ahí se alimentan los distintos tanques reguladores subsecuentes que distribuyen el agua por gravedad a la red, originando un régimen de tandeos sujeto a las habilidades del personal operativo siendo susceptible a interrupciones constantes del servicio. Además, se cuenta con tres pozos profundos ubicados en el centro de la ciudad que suministran 36 l/s que se bombean al tanque y la red de distribución. Ver la Figura 2.

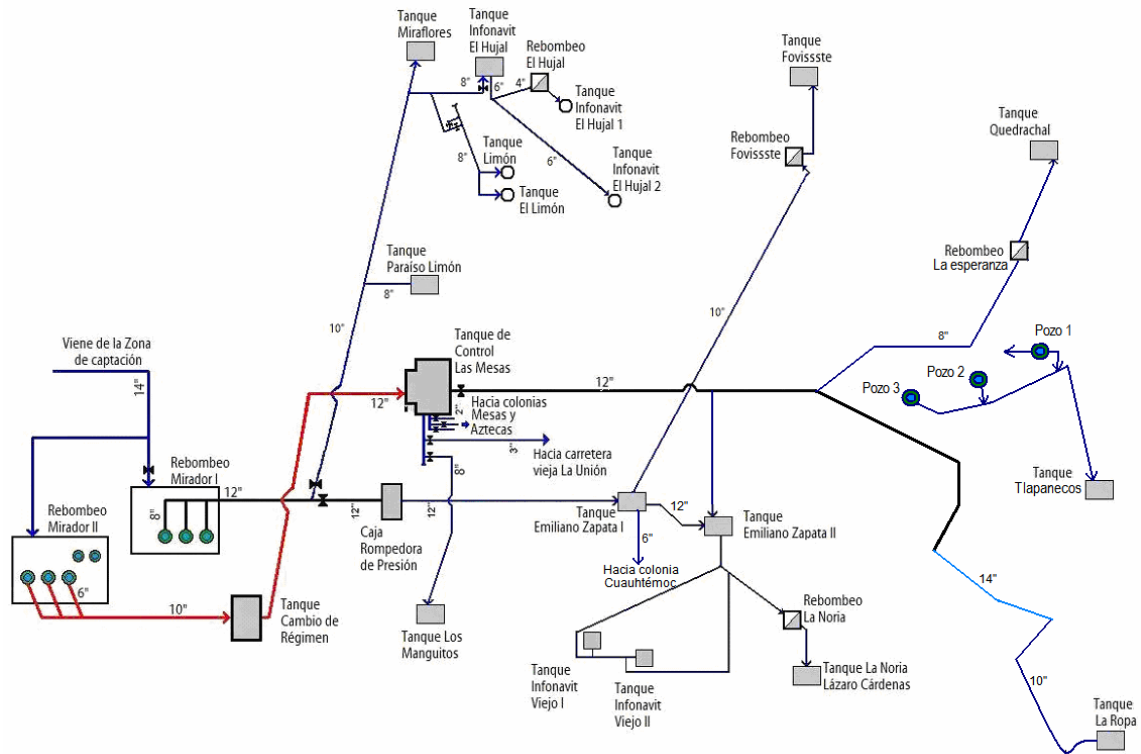


Figura 2. Red de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Zihuatanejo

OBJETIVO

La meta principal de los sistemas de agua potable es suministrar la dotación necesaria en el momento que el usuario la requiera, o sea las 24 horas del día, sin necesidad de agobiarlo con un horario de servicio que, a menudo, no es garantía de satisfacción.

Para lograr lo anterior, es necesario analizar el funcionamiento actual del sistema, proponer mejoras sin cambios considerables en la infraestructura y modelar el funcionamiento resultante a fin de tomar la decisión óptima ante los distintos escenarios planteados. Se pretende lograrlo, en lo posible, ya que no se cuenta con información precisa, debiéndose generar de parámetros estadísticos; además, la población y el propio organismo operador no cuentan con la cultura de conservación del agua.

MODELACIÓN DE LA RED

Una vez que se actualizaron los planos de la red de distribución, los consumos de caudales, la estimación de los volúmenes de fugas, se procedió a construir el modelo de simulación hidráulica, utilizando para ello el programa Epanet.

Se estima que actualmente existe una población en Zihuatanejo de 80,385 habitantes, con una cobertura del servicio de agua potable del 80% y con 15,103 tomas domiciliarias domésticas y 355 residenciales; además de 1,171 tomas comerciales y 33 industriales.

Con el análisis de la red de distribución se identificaron seis sectores hidráulicos, Figura 3. Estos se eligieron por su configuración geográfica y su funcionamiento hidráulico. En cada sector se calculó el área de influencia hidráulica, la distribución de la población actual por longitud de tubería y los caudales requeridos para cubrir la demanda.

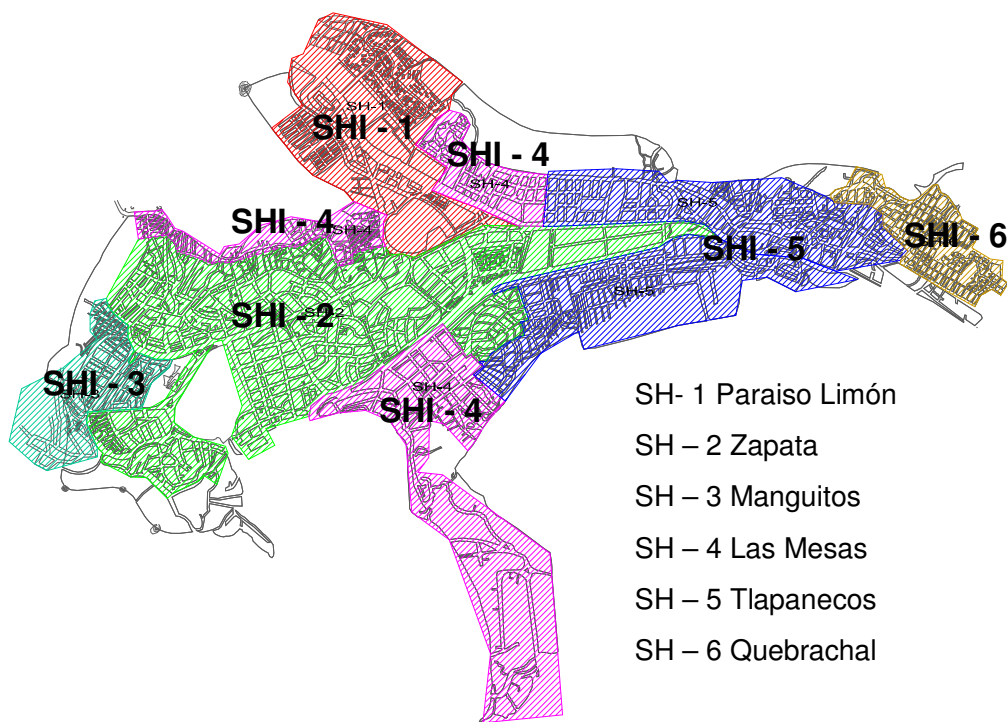


Figura 3. Sectorización de la red de agua potable de la ciudad de Zihuatanejo

RESULTADOS OBTENIDOS

Al modelar la red de distribución sectorizada, Figura 4, se obtiene la posibilidad de abastecer la red para proporcionar un servicio continuo a toda la población. Para ello, será necesario separar la red en algunos puntos, instalar válvulas controladoras de caudal y presión, poner fuera de servicio cinco tanques y un rebombeo dentro de la ciudad, conectar el tanque Calechoso y rehabilitar el pozo 1 ubicado en el sector Tlapanecos.

Se advierte que la estabilización del sistema de distribución con este nuevo esquema en seis sectores provocará cambios relevantes en el servicio de agua, por lo que algunos parámetros hidráulicos como el caudal deberán ser controlados automáticamente, o de lo contrario los caudales de diseño se modificarán en función de las capacidades de las conducciones y de las altas demandas de usuarios derrochadores.

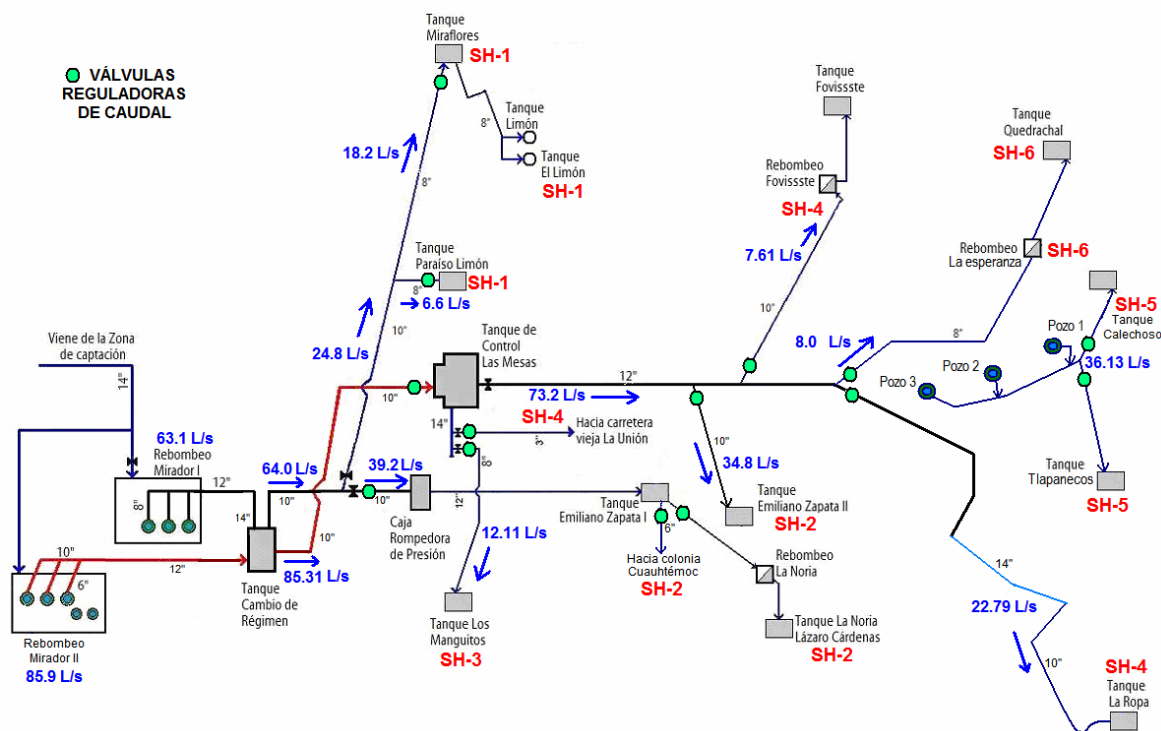


Figura 4. Funcionamiento hidráulico de la red sectorizada de la ciudad de Zihuatanejo

CONCLUSIONES

La incidencia de fugas indica que el 49.8% de ellas ocurre en las tomas domiciliarias y el 50.2% en las tuberías principales. Se recomienda realizar una campaña de localización y reparación de fugas ocultas.

Es importante mencionar que el sistema actual de distribución de agua de Zihuatanejo se encuentra desequilibrado en la asignación de caudales, por lo que los trabajos de separación de la red en seis sectores deberán realizarse con supervisión, medición de parámetros hidráulicos, pruebas de hermeticidad y cierre y con un programa de ejecución que tome en cuenta el fallo del servicio temporal a los usuarios.

Las implicaciones posibles de estos cambios en la red son: algunas fallas en tuberías por el cambio de presión, alteración de la calidad del agua temporalmente por el cambio de trayectorias de caudales, suspensión del servicio a usuarios y cambio de condiciones actuales en presión y caudal, imprevistos de tipo logístico en la ejecución de actividades, entre otros.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

- Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos -GMMF- (2004). *Manual del Usuario: Epanet 2.0 v.E.* Ed. GMMF-UPV, Valencia, 246 p.
- Moreno, V.A. (2009). “Funcionamiento y Simulación del Abasto de Agua Potable en la Ciudad de Zihuatanejo”. Tesis para la obtención del grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México.
- Mays, L.W. (2001). *Water Resources Engineering*. Ed. John Wiley & Sons, Inc. Primera edición, Estados Unidos de América, 761 p.
- Sotelo, A.G. (2001). *Hidráulica General: Fundamentos. Volumen 1*, Ed. Limusa, vigésimo sexta reimpresión, México, 561 p.

LA SECTORIZACIÓN DE REDES DE AGUA POTABLE EN MÉXICO

Leonel H. Ochoa Alejo¹ y Arturo Estrada Ramírez²

Resumen – En este artículo se presenta un análisis sobre el esquema de sectorización de redes de agua, que se ha extendido en México en la última década y está revolucionando el diseño de la distribución del agua urbana. No obstante, la mayor práctica se ha concentrado en construir microsectores, basados en reglas simples de construcción y funcionamiento hidráulico que generan excesivo número de zonas aisladas pequeñas, grandes inversiones y resultados a largo plazo. Por esta razón, los autores han replanteado el problema y recientemente se ha desarrollado el concepto de “Eficiencia hidráulica integrada con sectores”, el cual se fundamenta en balances volumétricos, en la modelación hidráulica de redes y en la utilización de dispositivos de control automático, haciendo más robusta la solución práctica y conllevando a resultados más rentables en el corto plazo. Esta práctica se confirma con los resultados de los casos de estudio varias ciudades mexicanas.

Abstract – In this paper it's presented an analysis about networks schema by sectors, that in the last decade is expanded in Mexico. However, these practices concentrate its design in meter districts and rules simples of hydraulic operating, witch provide excessive insolated areas, many investments and results in period larges. Therefore, the author has established this problem and recently has been development the concept “Hydraulic efficiency integrated with sectors”, that is based in volumetric balance, networks hydraulic modeling, and automatic control devices. This solution is more profitability than the actual schema in the short period. The results in several Mexican cities it's presented also.

Palabras clave: Redes de agua potable con sectores; eficiencia hidráulica; distritos hidrométricos; balance volumétrico de agua potable.

Keywords: Network potable water with areas isolated; hydraulic efficiency; meter districts, volumetric balance of water potable.

¹ Sistemas Hidráulicos a Presión S. A. de C. V. – Av. Centenario No. 100 Despacho 216 CIVAC, Jiutepec, Cuernavaca, Morelos, Código Postal: 62578, México. Tel. +52 (777) 319-37-55. e-mail: lochoa.shipsa@prodigy.net.mx

² Watergy México A.C., Av. Reforma No. 2704, 5° Piso, Col. Amor, Puebla, Pue, Tel. 52 (667) 130-3799 email: arturoest@hotmail.com

INTRODUCCIÓN

La sectorización de redes de distribución de agua potable es una práctica de diseño y operación, que consiste en separar una gran red en pequeñas redes aisladas unas de otras, que son abastecidas por sus propias captaciones de agua, o mediante un sistema primario de suministro de agua en bloque, con el fin de mejorar el control de su operación.

La sectorización de redes de agua potable que se inició en México a partir de la década de los 90's, con la intención principal de evaluar y reducir los volúmenes fugas de agua. Se estima que en promedio en las redes mexicanas se pierde alrededor del 40% del volumen de agua suministrado a las redes. La idea de sectorizar las redes en México se originó al tratar de evaluar los niveles de fugas con los llamados Distritos Hidrométricos. En aquel entonces, para lograr el aislamiento de una zona, era necesario realizar muchos movimientos de válvulas, lo cual afectaba el servicio de agua al resto de los usuarios de la red; esta situación era ocasionada porque no se tenían condiciones diseñadas y planeadas para operar la red en estas circunstancias. Adicionalmente, debido a los resquebrajamientos financieros de las empresas municipales que se encargan de la administración y operación de los sistemas de agua potable en México (denominados Organismos Operadores), a los excesivos niveles de fugas existentes, y a que el agua de una fuga que es reparada migra hacia otras zonas de falla de la red, se pensó que era necesario realizar la reducción de las fugas de agua, aplicando la sectorización como un proceso estratégico; esto es, si se aislaba una parte de la red, las fugas no podrían migrar hacia otras zonas y el agua era recuperada en el corto plazo, la inversión podía recuperarse prontamente y la rehabilitación de la red podía programarse para un mediano plazo con beneficios durante el proceso.

En consecuencia de lo anterior, se establecieron criterios para implementar los distritos hidrométricos en las redes, mediante una metodología que fue ganando popularidad con el paso de los años, hasta volverse el tema recurrente de solución para el problema de fugas. La metodología consiste en los siguientes pasos:

- Dibujar distritos hidrométricos sobre un plano de la red, según las especificaciones propias de la técnica (*Hueb, 1985*), en dónde se establecen tamaños por longitud de red o número de acometidas; límites geográficos de acuerdo con avenidas importantes, vías de ferrocarril, ríos, canales, etc.; la instalación de un medidor caudalímetro para registrar el volumen de agua que entra o sale del distrito; mínimo número tuberías de entradas y salidas, entre otras.
- Realizar las obras de construcción de uno o varios distritos hidrométricos y probar su aislamiento cerrando sus entradas y salidas de agua, verificando que toda la presión dentro del sector sea cero.
- Realizar una prueba en forma continua de 24 horas para evaluar el nivel de fugas en el distrito hidrométrico. La prueba consiste en suministrar y registrar los volúmenes de agua que entran y salen del distrito, medir los consumos, y con la diferencia estimar la cantidad de agua de fugas.
- Reparar fugas y regularizar todos los registros de usuarios contratados
- Evaluar el nivel de fugas alcanzado con la reparación, mediante otra prueba continua de 24 horas.
- Evaluar los beneficios económicos y costos asociados con la implementación del distrito hidrométrico

Desafortunadamente, después de más de 10 años de aplicación de la técnica y las inversiones económicas que se realizaron (estimadas en 51,300 euros por cada distrito hidrométrico), el problema de las fugas no ha sido resuelto, permanecen niveles de fugas del orden del 35% de del agua suministrada, el avance promedio anual de implementación es de cuatro a ocho distritos en el mejor de los casos, el número de distritos que se diseñan es muy alto, aproximadamente un distrito por cada 2,000 acometidas; esto es, una ciudad de 90,000 acometidas programa entre 45 a 60 distritos, con una inversión entre 2.3 a 3.1 millones de euros, para un período de cinco a ocho años de implementación.

La causa de haber llegado a este punto del proceso sin los resultados esperados en la reducción de fugas, radica fundamentalmente en que erróneamente se aplicó la técnica de distritos hidrométricos como una técnica de sectorización, cuando el objetivo principal de los distritos es la evaluación de los niveles de fugas en una red. Por ejemplo, varios distritos hidrométricos quedaron interconectados entre sí, y aunque se tenga un registro de los volúmenes que entran o salen del distrito, no es posible controlar la migración de las fugas hacia otras zonas de la red que aún no han sido aisladas; también, como en la mayoría de los casos no se integran los distritos al sistema de distribución primaria de la red, el servicio de agua a los usuarios de un distrito depende de otro y otro; y finalmente, la gran cantidad de distritos resultantes en un solo sistema de distribución complica las actividades de operación y mantenimiento.

Por estas razones los autores, han planteado una nueva estrategia, desarrollando una metodología diferente, que ha denominado “Eficiencia hidráulica integrada con sectores”, la cual se fundamenta en balances volumétricos, en la modelación hidráulica de redes y en la utilización de dispositivos de control automático, haciendo más robusta la solución práctica y conllevando a resultados más rentables en el corto plazo. Esta práctica se confirma con los resultados de los casos de estudio desarrollados por los autores en algunas ciudades mexicanas.

EFICIENCIA HIDRÁULICA EN SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN

La eficiencia hidráulica se define como la relación entre la capacidad de captación, conducción y distribución del agua con la que cuenta un sistema hidráulico de abastecimiento urbano, y la capacidad real con la que funciona dicho sistema.

No hay un indicador específico para determinar el valor de la eficiencia hidráulica; sin embargo, la manera más práctica de valorarla es a través de algunos parámetros sobre la disponibilidad espacial y temporal del agua a los usuarios. Algunos de estos parámetros son:

1. Consumo unitario de los usuarios (l/hab/día)
2. Dotación (l/hab/día)
3. Continuidad del servicio de agua (horas/día)
4. Déficit entre el caudal de agua disponible en la red y el caudal de agua requerido por los usuarios ($\pm \%$)
5. Presión media del agua en la red de distribución (kg/cm^2)

Consumo unitario de los usuarios

El consumo unitario se clasifica en doméstico y no-doméstico. El consumo unitario doméstico es un parámetro que indica la cantidad de agua que utiliza un habitante común en un día típico promedio en una población. El cálculo se consigue aplicando la ecuación 1.

$$C_{ud} = \frac{C_d}{N_p} \quad (1)$$

Donde:

C_{ud} = Consumo unitario doméstico (l/hab/día)

C_d = Consumo total doméstico diario (l/día)

N_p = Número de habitantes servidos de la localidad

En México, la Comisión Nacional del Agua, CONAGUA (*Ochoa L., et al, 1993*), determinó los consumos unitarios domésticos, clasificados por tipo de usuario (residencial, medio y popular) y en función de la temperatura media anual de la población (clima). Estos valores se reproducen en la tabla 1 y pueden ser utilizados para comparar los datos obtenidos en una localidad, o bien para el diseño cuando no se cuenta con estadísticas al respecto.

Tabla 1. a. Consumo unitario doméstico, CONAGUA

CLIMA	CONSUMO UNITARIO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (l / hab. / día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Nota: Para los climas fríos se consideran los mismos valores que para clima templado

Tabla 1.b. Clasificación de clima de localidades mexicanas, CONAGUA

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (° C)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	Cálido
De 18 a 21.9	Semicálido
Menor que 18	Templado o frío

El cálculo del consumo unitario doméstico, según los datos de CONAGUA, se obtiene mediante un promedio ponderado en función de los porcentajes de clases socioeconómicas existentes en la localidad en estudio.

El consumo unitario no-doméstico es la relación de la suma de consumos comerciales, industriales y especiales, en un día típico promedio, dividido entre el número de habitantes de una localidad. La intención del cálculo de este consumo unitario no-doméstico es conocer qué proporción de la cantidad de agua suministrada a los usos no-domésticos, le corresponde a cada habitante de la población.

Dotación

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas en la red, en un día medio anual; sus unidades están dadas en l/hab/día.

La dotación se obtiene a partir de un estudio de un Balance de Agua (*Ochoa y Pedraza, 2009*), dividiendo la suma del consumo total, que incluye servicio doméstico, comercial, industrial y de servicios públicos, más las fugas de agua, entre el número de habitantes de la localidad. También puede calcularse mediante la ecuación 2.

$$D_{\text{agua}} = \frac{V_{\text{sc}}}{N_p * 365} * 1000 \quad (2)$$

Donde:

- V_{sc} = Volumen suministrado al sistema en un año corregido (m^3)
- D_{agua} = Dotación (l/hab/día)
- N_p = Número de habitantes servidos de la localidad

Continuidad del servicio de agua

El valor representativo de continuidad del servicio de agua en una red de distribución de agua potable se determina mediante un promedio ponderado de las horas que se proporciona en las diversas zonas de servicio de la localidad, mediante la ecuación 3.

$$HC_{\text{servicio}} = \frac{\sum_{i=1}^{n_z} P_{z,i} h_{\text{servicio},i}}{24} \quad (3)$$

Donde:

- HC_{servicio} = Horas promedio de continuidad del servicio de agua de un sistema de agua potable
- $P_{z,i}$ = Porcentaje de cobertura de red o tomas domiciliarias de una zona de servicio de la red
- $h_{\text{servicio}, i}$ = Horas de continuidad del servicio de agua potable de una zona de servicio de la red
- i = Zona de servicio
- n_z = Número total de zonas de servicio de agua potable en una red

Déficit entre el caudal de agua disponible en la red y el caudal de agua requerido por los usuarios

Por diversas razones, tales como la ubicación de las captaciones del sistema de abastecimiento, la capacidad hidráulica de la infraestructura de conducción, distribución y regularización, la topografía de la localidad, el crecimiento de la mancha urbana, etc., la disponibilidad del agua potable ofertada por el sistema hidráulico es diferente al agua requerida por los usuarios. Este problema trae como consecuencia una ineficiencia hidráulica en la distribución en la red, lo cual se traduce en problemas de escasez, disminución de presiones y discontinuidad en el servicio de agua a los usuarios.

El déficit entre el caudal de agua disponible en la red y el caudal de agua requerido por los usuarios, se determina mediante la ecuación 4.

$$D_{\text{sar}} = \sum_{i=1}^{n_{zs}} P_{z,i} \left(\frac{Q_{s,i} - Q_{\text{requerido},i}}{Q_{\text{total s}}} \right) \quad (4)$$

Donde:

D_{sar} = Deficit promedio en el caudal de agua disponible en la red y el caudal de agua requerido por los usuarios ($\pm \%$)

$Q_{s,i}$ = Caudal de agua suministrado a la red de una zona de servicio, i (l/s)

$Q_{requerido,i}$ = Caudal requerido por los usuarios en una zona de servicio, i (l/s)

$Q_{total s}$ = Caudal total suministrado a toda la red de distribución (L/s)

$P_{z,i}$ = Porcentaje que representa una zona de servicio i, de la suma total de las zonas de servicio

N_{zs} = Número de zonas de servicio

El valor resultante es negativo si existe un déficit de suministro de agua en general en la red, y es positivo si en el sistema hay un superávit.

Presión media del agua en la red de distribución

La presión media de la red se obtiene con los registros de las mediciones de campo. Los datos de campo se promedian aplicando la ecuación 5.

$$P_m = \frac{\sum_{j=1}^{m_p} P_j}{m}$$

(5)

Donde:

P_m = Presión media del agua en la red de distribución (kg/cm^2)

P_j = Presión en el jésimo punto de medición en campo (kg/cm^2)

m_p = Número de puntos de medición de presión
 m = Número de registros de presión realizados

DIAGNÓSTICO DE EFICIENCIA HIDRÁULICA

La elaboración del diagnóstico de eficiencia hidráulica de un sistema de distribución de agua potable se conforma por cinco actividades:

- La identificación de las características de la población existente.
- La descripción del funcionamiento actual del sistema de agua potable.
- La actualización de los planos de la red.
- El cálculo de consumos, dotación y gastos de operación.
- El cálculo del balance volumétrico de la red actual.

Específicamente, en un diagnóstico de eficiencia hidráulica de un sistema de agua potable, es necesario calcular los consumos, dotación y gastos de operación y diseño, con la finalidad de conocer la disponibilidad hidráulica de las obras de captación y los requerimientos de los usuarios del sistema de abastecimiento de agua potable.

El gasto de operación medio anual en condiciones actuales se determina sumando todos los caudales medios producidos en las captaciones del sistema de agua potable. Cuando el clima de la localidad en estudio tiene variaciones extremas en verano e invierno, es

importante determinar el gasto medio de operación para cada temporada. La división del gasto mayor entre el menor, es igual al coeficiente de variación máximo diario del sistema.

Para estimar el déficit o el superávit en la producción del agua para el sistema de abastecimiento, el resultado del gasto medio disponible debe ser comparado con el caudal medio requerido por los usuarios, el cual se determina fijando la dotación que debería existir en el sistema de abastecimiento en condiciones de plena satisfacción de los usuarios y aplicar la ecuación 6.

$$Q_{\text{medio requerido}} = \frac{D_{\text{requerida}} * P_{\text{servida}}}{86400} \quad (6)$$

Donde:

$Q_{\text{medio requerido}}$ = Gasto medio requerido actual (l/s)

$D_{\text{requerida}}$ = Dotación actual requerida para satisfacer adecuadamente a los usuarios (l/hab/día)

P_{servida} = Número de habitantes servidos en el sistema de agua potable

La dotación actual requerida, $D_{\text{requerida}}$, se determina considerando el nivel de fugas actual obtenido en el diagnóstico de eficiencia física y aplicando la ecuación 7.

$$D_{\text{requerida}} = \frac{C_{ud} + C_{uN-d}}{1 - \frac{P_{\text{fugas}}}{100}} \quad (7)$$

Donde:

C_{ud} = Consumo unitario doméstico requerido para satisfacer adecuadamente a los usuarios (l/hab/día)

C_{uN-d} = Consumo unitario no-doméstico, calculado con la ecuación 8 (l/hab/día)

P_{fugas} = Porcentaje de fugas potenciales en el sistema de distribución

$$C_{uN-d} = \frac{C_{\text{No Doméstico Medido}} + C_{\text{no-doméstico cuota fija}} + C_{\text{No-doméstico mal medido}} + C_{\text{No-doméstico adicionales}}}{P_{\text{servida}}} \quad (8)$$

El consumo unitario doméstico requerido para satisfacer adecuadamente a los usuarios, se obtiene de los datos recomendados en la tabla 1.a.

Como ejemplo, se presentan en la tabla 2 los datos de proyecto del sistema de agua potable de la ciudad de Acámbaro, Gto.

Tabla 1. Datos del proyecto de sectorización de la ciudad de Acámbaro, Gto.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
C. Unitario Doméstico actual =	151.67	L/hab/día
C. Unitario NO Doméstico actual=	12.31	L/hab/día
Población actual 2009 =	55,879	Habitantes
Viviendas 2009 =	13,015	Viviendas
Indice de hacinamiento =	4.29	Hab/vivienda
Producción =	9,697,403	m ³ /año
Población servida 2009 =	51,454	Habitantes
Población servida de proyecto (año 2019)=	56,766	Habitantes
C. Unitario Doméstico proyecto =	175.01	L/hab/día
Dotación Actual=	516.35	L/hab/día
Dotación de proyecto (año 2019)=	235	L/hab/día
Gasto Medio=	154.4	L/s
Gasto Máximo diario (Coeficiente = 1.4)=	216.2	L/s
Gasto Máximo Horario (coeficiente = 1.37)=	296.1	L/s
Porcentaje de fugas de proyecto =	20	%

La parte más importante del diagnóstico de eficiencia hidráulica es la elaboración del balance volumétrico, cuyo objetivo es evaluar el desequilibrio entre el gasto disponible y el consumo demandado por la población que existe en zonas de la red bien delimitadas. El balance volumétrico se desarrolla en cuatro pasos:

- Se delimitan zonas de servicio en la red.
- Se define el gasto disponible en cada zona y su tipo de funcionamiento.
- Se calcula el número de usuarios domésticos dentro de cada zona.
- Determinación del desequilibrio respectivo

Como ejemplo de un balance de agua volumétrico, se presenta el caso de la ciudad de Acámbaro, Gto. En la figura 1 se muestran las zonas actuales de operación no asiladas y en la tabla 3 se presenta el resumen del análisis de la distribución y demandas de la población. Como se puede observar, el gasto diario requerido actual (307.48 L/s) por la población se puede cubrir con el gasto disponible de producción (641.6 L/s). Pero la combinación de la discontinuidad en la operación de los pozos, y las condiciones actuales de operación, generan que el gasto disponible disminuya hasta un valor de 304.25 L/s y el gasto requerido aumente a 589.75 L/s, respectivamente, generando un déficit total en Acámbaro de 285.50 L/s. Este déficit es manejado en la operación diaria del sistema por distintos factores que intentan compensarlo, como son servicios discontinuos dentro de las zonas de servicio, gastos de apoyo entre zonas y almacenamientos temporales en tanques. Además, la gran cantidad de fugas estimada en 67.8% del volumen producido afecta también notablemente la entrega continua del servicio a los usuarios.

Tabla 3. Balance volumétrico para la operación actual de a red de Acámbaro, Gto.

Zona de Tandeo	Habitantes	Gasto diario requerido (L/s)	Fuentes	Operación y entrega	Horas de entrega	Gasto equivalente entregado (L/s)	Gasto entregado por zona (L/s)	Gasto máximo requerido por zona (L/s)	Diferencia (L/s)
ZS1	14273.00	85.30	Loma bonita	Directo	9.50	17.54	57.48	163.60	-106.12
			Emilio Carranza	T. Lopez Rayón	2.50	2.43			
			López Rayón		11.00	15.72			
			Zaragoza	Directo	12.00	21.80			
ZS2	4333.00	25.90	Diego Rivera	Directo	11.00	20.17	20.17	49.67	-29.50
ZS3	1686.00	10.08	Oyamel	Directo	11.50	23.62	31.90	19.33	12.57
			Lomas Verdes	Directo	6.00	8.28			
ZS4	3173.00	18.96	Guanajuatito	Directo, Leandro Valle, La Ascensión	13.00	14.35	14.35	36.37	-22.02
ZS5	2719.00	16.25	Campo Unión	Campo Unión	12.00	22.60	22.60	31.17	-8.57
ZS6	6792.00	40.59	Malayas I	Directo, Valle de Acámbaro	15.00	26.00	45.75	77.85	-32.10
			Malayas II*	Directo, Malayas 2	12.00	19.75			
ZS7	1188.00	7.10	Calabazo	Calabazo	5.50	18.13	18.13	13.62	4.51
ZS8	2954.00	17.65	Dr Jolly	La Soledad	12.00	21.40	21.40	33.86	-12.46
ZS9	956.00	5.71	22 de Marzo	22 de Marzo	9.00	3.86	3.86	10.96	-7.10
ZS10	523.00	3.13	Lomas Verdes	La Cartera	4.00	5.52	5.52	5.99	-0.48
ZS11	1631.00	9.75	Los Sauces	Los Sauces	12.00	4.65	4.65	18.70	-14.05
ZS12	3407.00	20.36	San Isidro II	Directo, Pitayo, Gardenia	18.50	18.19	18.19	39.05	-20.86
ZS13	1536.00	9.18	Emilio Carranza	Directo	8.50	8.25	8.25	17.61	-9.35
ZS14	1197.00	7.15		Loma bonita II					
ZS15	1085.00	6.48	Anexo Loma Bonita	Directo, Anexo Loma Bonita	5.83	12.51	12.51	41.35	-28.83
ZS16	1325.00	7.92		Directo, Loma Bonita					
ZS17	695.00	4.15	Loma Bonita	Directo	5.00	9.23	9.23	7.97	1.26
ZS18	498.00	2.98	Luis Echeverría	Luis Echeverría 1 y 2	5.00	2.15	2.15	5.71	-3.56
ZS19	103.00	0.62	Pozo Camelinas	Camelinas, Directo	7.00	1.31	1.31	1.18	0.13
ZS20	1376.00	8.22	Velasco Ibarra	Velasco Ibarra arriba y abajo	7.00	6.80	6.80	15.77	-8.98
SUMAS	51,450	307.48				304.25	304.25	589.75	-285.50

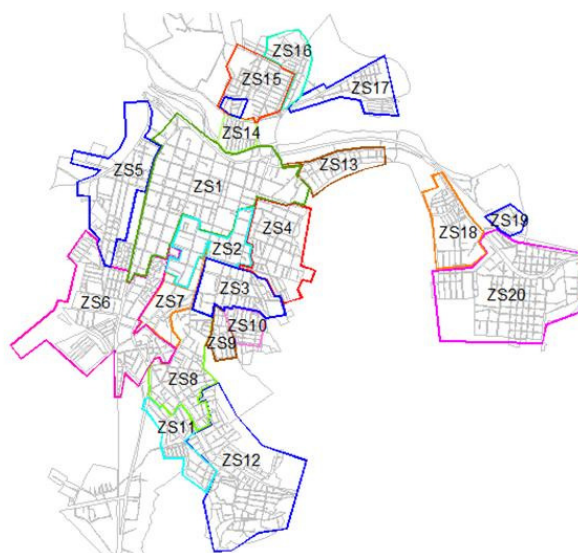


Figura. 1. Zonas de abastecimiento actual de la ciudad de Acámbaro, Gto.

PROYECTO DE EFICIENCIA HIDRÁULICA

El proyecto de eficiencia hidráulica tiene como objetivo, realizar una redistribución de presiones y caudales en la red de distribución de un sistema de abastecimiento de agua potable, para optimizar su funcionamiento y ahorrar agua; facilitar las labores de mantenimiento y control de fugas; aprovechar las oportunidades de ahorro de energía; y ampliar la cobertura del servicio. La característica principal de un proyecto de eficiencia hidráulica, a diferencia de un proyecto tradicional hidráulico, es la de lograr este objetivo, utilizando los mismos recursos que se aplican actualmente.

El diseño de la red en sectores es un esquema que permite alcanzar este objetivo con cierta rentabilidad y relativa rapidez, pero esta sectorización deberá estar conformada con base en un análisis hidráulico de alto nivel, aplicando simuladores hidráulicos de redes de

agua potable, utilizando tecnología de punta sobre sistemas de control automático y medición.

Como se mencionó antes, actualmente en México se maneja indistintamente la sectorización de redes y los distritos hidrométricos; sin embargo, no es lo mismo. De hecho un sector puede contener varios distritos hidrométricos dentro de su área.

Los distritos hidrométricos son elementos que se aíslan hidráulicamente con movimientos de válvulas en forma temporal, para realizar pruebas de consumos, detectar fugas y evaluar eficiencia física. Su diseño se basa en especificaciones concretas, para que las pruebas en campo resulte confiables; así por ejemplo, se maneja un número de usuarios, con la idea de que en la medición de los caudales registrados en la entrada del distrito no se tengan errores significativos; o bien, el distrito puede tener una o varias entradas o salidas, y puede estar abasteciendo a otros distritos, puesto que no se altera de ningún modo la prueba en turno.

En cambio la sectorización de redes agua potable tiene otra connotación en su diseño, ya que se trata de formar elementos separados físicamente unos de otros, interconectados hidráulicamente solo mediante líneas de conducción o circuitos primarios de la red que entreguen el agua en bloque. Así, el diseño de cada sector obedece más a la topografía de la ciudad; a la ubicación y capacidad hidráulica de las captaciones, re-bombeos, tanques, conducciones y tuberías; a los valores de demanda de agua de los usuarios; y no a simples especificaciones de dibujo. Los sectores deben analizarse y diseñarse hidráulicamente en forma integrada, considerando el mínimo de cortes, conexiones, movimientos de válvulas e instalaciones de tuberías. Los sectores tienen forma irregular y el número de usuarios dentro de él, depende de la disponibilidad del agua y de la infraestructura existente.

El proyecto de eficiencia se desarrolla en forma similar al proyecto de un sistema de agua potable tradicional. Igualmente, hay que definir la dotación y gastos de diseño, hacer una proyección de la demanda de agua en el tiempo, y considerar las zonas de crecimiento de la mancha urbana. Sin embargo, en el proyecto tradicional se promueve casi siempre la construcción de nueva infraestructura; en cambio, en el proyecto de eficiencia se busca aprovechar al máximo la infraestructura existente.

Para la elaboración del proyecto de eficiencia hidráulica es necesario primero realizar un diagnóstico con los procedimientos señalados en el inciso anterior. Con ello, se define la población del proyecto, se define el funcionamiento del sistema de abastecimiento actual, se actualizan los planos de la red y se determina el desequilibrio espacial entre el agua suministrada y la demandada por los usuarios por cada zona de la ciudad.

Después de obtener el diagnóstico, se realizan los siguientes procesos para elaborar e implementar el proyecto de eficiencia hidráulica de un sistema de agua potable:

- a) Conformación de los nuevos sectores para redistribuir los caudales y presiones.
- b) Elaboración del modelo de simulación hidráulica de la red.
- c) Análisis y diseño hidráulico de la red sectorizada.
- d) Análisis y diseño hidráulico de conducciones para entrega de agua en bloque.
- e) Puesta en marcha del proyecto de sectorización.

Un sector es una porción de la red de distribución bien delimitada geográficamente, la cual cuenta con una fuente de abastecimiento definida y con capacidad suficiente para cubrir la demanda de los usuarios y sus variaciones en el tiempo. Se recomienda que la propuesta inicial de sectorización se base en las zonas de servicio actuales, ajustando aquellas que se encuentren desequilibradas y respetando en medida de lo posible la operación de las zonas equilibradas y con un buen funcionamiento. Así, el tamaño de los sectores estará limitado únicamente por el gasto disponible de las captaciones de abastecimiento y de la capacidad de regulación de los tanques. No existe límite mínimo ni máximo preestablecido en cuanto al número de usuarios, área o longitud de red.

El uso de tanques de regulación para la distribución aumenta el número de usuarios que puede cubrir el gasto medio de una captación, por lo que se recomienda su rehabilitación y puesta en marcha cuando estén fuera de servicio. Se recomienda evitar las inyecciones directas a red desde pozos. Si existe un tanque de regulación cercano y con suficiente capacidad es preferible proponer la distribución a través del mismo.

Como ejemplo, en la figura 2 y en la tabla 4 se muestran los resultados de la redistribución de caudales para el sistema de distribución de Acámbaro, Gto., donde se observa en la última columna que no existe desequilibrio entre el gasto suministrado y el demandado por los usuarios.

Tabla 4. Resumen de Balance volumétrico para la sectorización propuesta al 2019 de la ciudad de Acámbaro, Gto.

Sector hidráulico propuesto	Habitantes	Gasto medio requerido (L/s)	Fuentes	Gasto de producción medido (L/s)	Operación y entrega	Horas de entrega	Gasto requerido para regulación	Diferencia gasto por zona (L/s)
1	1550.00	4.22	Anexo Loma Bonita	6.76	T. Anexo Loma bonita	21.00	6.75	0.01
2A	1762.00	4.79		7.68	T. Loma bonita II	21.00	7.67	0.01
2B	1244.00	3.38		37.06	T. Loma bonita	21.00	5.41	31.65
3	23728.00	64.54	López Rayón	34.3	T. López Rayón	20.00	108.42	17.34
			Emilio Carranza	18.35				
			Loma Bonita	44.3				
			I. Zaragoza*	28.8				
4	3835.00	10.43	Guanajuatito	26.5	T. La Ascensión	16.00	21.90	4.60
5	2964.00	8.06	Campo Unión	45.2	T. Campo Unión	18.00	15.05	30.15
6	2107.00	5.73	Malayas I	12.05	T. Malayas II	16.00	12.03	0.02
7	1656.00	4.50		29.55	T. Valle de Acámbaro	16.00	9.46	20.09
8	7774.00	21.14	Dr. Jolly	42.8	T. La Soledad	18.00	39.47	3.33
9	2569.00	6.99	San Isidro II	13.53	T. Gardenia	18.00	13.04	0.49
10	1982.00	5.39		10.07	T. San Isidro I	18.00	10.06	0.01
11	2420.00	6.58	Everardo Morales	12.8	T. Everardo Morales	18.00	12.29	0.51
12	1073.00	2.92	Emilio Carranza	4.95	T. Emilio Carranza	20.00	4.90	0.05
13	524.00	1.43	Luis Echeverría	10.3	T. Luis Echeverría 1 y 2	12.00	3.99	6.31
14	107.00	0.29	Camelinas	4.5	T. Camelinas	10.00	0.98	3.52
15A	339.00	0.92	Velasco Ibarra	2.22	T. Velasco Ibarra Arriba	14.00	2.21	0.01
15B	1132.00	3.08		21.08	T. Velasco Ibarra Abajo	14.00	7.39	13.69
SUMAS	56,766	154		413			281.03	

* Este pozo está inyectando directamente a la red en una zona abastecida por un tanque regulador. Esta situación se calcula considerando sólo el 67% del gasto de trabajo del pozo para compensar el incremento de demanda por los picos horarios.

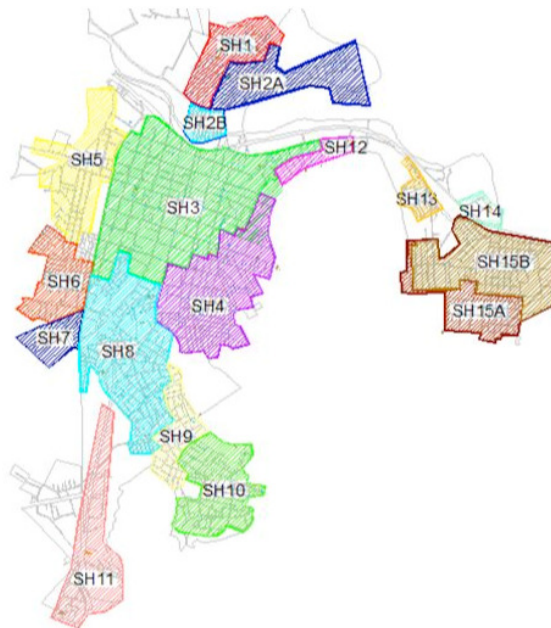


Figura 2. Sectorización propuesta para la red de Acámbaro, Gto.

Una vez definidos los nuevos sectores balanceados volumétricamente, es necesario revisar la distribución hidráulica del conjunto, mediante un modelo de simulación hidráulica. Para el caso de la ciudad de Acámbaro, en la figura 3 se muestra el modelo de simulación hidráulico de la red, el cual fue conformado con 2,388 nodos, 2,599 tuberías, 19 depósitos y 20 equipos de bombeo.

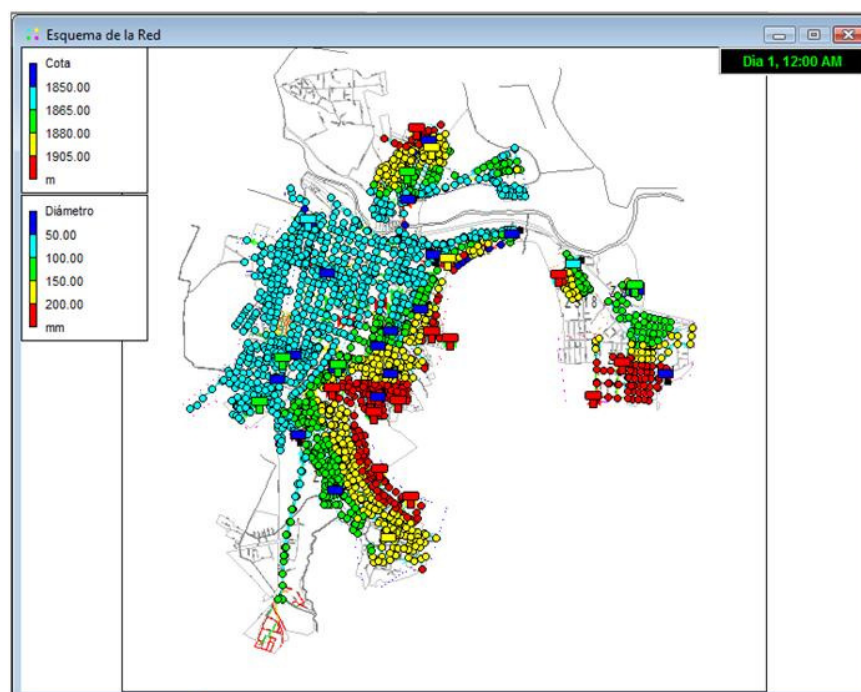


Figura 3. Esqueleto del modelo de simulación del sistema de agua de Acámbaro en Epanet

Una vez analizada la red y los sectores propuestos, se obtuvieron las condiciones mostradas en la tabla 5. Como dato adicional, 8 pozos salen fuera de operación.

Tabla 5. Condiciones hidráulicas en los pozos antes y después del proyecto

Condición actual			Condición de proyecto		
Pozo	Q (L/s)	Hb (m)	Pozo	Q (L/s)	Hb (m)
Anexo Loma Bonita	45.50	104.40	Anexo Loma Bonita	20.00	90.00
Ignacio López R.	32.00	68.60	Ignacio López R.	35.00	70.00
Emilio Carranza	31.00	91.90	Emilio Carranza	33.00	107.00
Loma Bonita	46.00	75.45	Loma Bonita	46.00	98.00
Guanajuatito	26.50	131.80	Guanajuatito	22.00	198.00
Malayas I	30.50	63.45	Malayas I	21.50	42.50
Dr. Jolly	40.50	96.60	Dr. Jolly	39.50	100.00
San Isidro II	20.50	173.80	San Isidro II	23.50	176.00
Everardo Morales	11.00	114.30	Everardo Morales	12.50	243.00
Luis Echeverría	10.60	93.70	Luis Echeverría	4.00	91.50
Velasco Ibarra	19.00	154.60	Velasco Ibarra	10.00	154.50
Campo Unión	46.00	49.70	Campo Unión	15.00	45.50
Camelinas	4.50	56.35	Camelinas	1.00	55.50

PROYECTOS APLICADOS EN MÉXICO

La metodología para realizar proyectos de eficiencia de una manera integral como se presenta en las secciones anteriores, fue desarrollada y aplicada por primera vez en la ciudad de Zihuatanejo, Gro. por los autores, a través de su firma de consultoría denominada Sistemas Hidráulicos a Presión S. A. de C.V. y el programa Watergy de la Alliance to Save Energy. Al llevar a cabo las recomendaciones del proyecto, se obtuvieron ahorros de energía hasta en un 60%, generados por las mejoras en la operación y distribución. Todos los casos de estudio han sido ejecutados por los mismos autores en el contexto de Eficiencia Física, hidráulica y energética Integral, esto ha permitido mejorar las técnicas originales, hasta alcanzar el nivel actual de desarrollo en la metodología presentada aquí.

Con el proyecto de Zihuatanejo como base, en junio del 2006 comenzó el primer proyecto de eficiencia Electromecánica, Física e Hidráulica en la ciudad de Monclova, Coahuila, terminando la primera etapa en diciembre del mismo año, y una segunda etapa en agosto del 2007. A partir de entonces, los proyectos de eficiencia integral se han aplicado en distintas ciudades de la República Mexicana, entre las cuales destacan Hidalgo del Parral en Chihuahua, Metepec y Toluca en el Estado de México, Nogales y Guaymas en Sonora, la ciudad de Durango, Durango, Cuernavaca, Morelos y Acámbaro, Gto.

Los factores comunes de las ciudades en las que se realizaron estudios en cuanto a la disponibilidad de información son:

- a) Actualización, cobertura y confiabilidad de planos digitales de la red entre 60 y 80%.
- b) Falta de detalles de fontanería de infraestructura hidráulica.
- c) Se carece de una idea clara en cuanto a la distribución geográfica de la población.
- d) Se da poca importancia a la generación y seguimiento de estadísticas de consumos, ocurrencia de fugas y presencia de usuarios clandestinos.

Los problemas más comunes que se encontraron referentes a la operación del sistema son:

- a) Dotaciones altas debidas a gran porcentaje de fugas.
- b) Tandeos debido a falta de gasto disponible.

- c) Bajo control de presiones en la red.
- d) Índices de continuidad de servicio bajos (10-18 h/día).
- e) Operación empírica de la red.
- f) Infraestructura instalada sub-utilizada.
- g) Poco uso de tecnología apropiada.

Utilizando el balance de agua se determinaron los volúmenes producidos corregidos, y el consumo corregido, el cual toma en cuenta el volumen de consumo medido, correcciones por errores en estimación de cuota fija, en micromedición, el volumen por fugas y usos clandestinos encontrados, etc. En la tabla 6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en las ciudades más representativas.

Tabla 6. Eficiencia física en proyectos realizados

Ciudad	Año de estudio	Volumen producido corregido (miles m ³)	Volumen consumido corregido (miles m ³)	Eficiencia Física %	Pérdidas en fugas %
Monclova, Coah. 2da etapa	2006	27,566	15,802	57.3	42.7
Parral, Chih.	2006	9,940	5,097	51.3	48.7
Metepiec, Edo. de Mex.	2006	20,325	14,033	69.0	31.0
Guaymas, Son.	2006	16,072	7,033	56.2	43.8
Nogales, Son.	2007	23,235	4,559	63.9	36.1
Durango, Dgo.	2007	73,830	27,053	36.6	63.4
Cuernavaca, Mor	2009	75'608	50,501	67.8	32.1

En la tabla 7 se presenta un resumen de los desequilibrios obtenidos en cada una de las ciudades, obtenidos al aplicar la técnica de balance volumétrico. Un desequilibrio negativo en esta tabla significa que el sistema aplica servicios discontinuos en algún momento de su operación.

Tabla 7. Desequilibrios volumétricos en ciudades estudiadas

Ciudad	Población (miles)	Producción actual (L/s)	Demanda real actual (L/s)	Desequilibrio (L/s)
Monclova, Coah. 2da etapa	206	1,092	1,422	-330
Parral, Chih.	104	374	487	-113
Metepiec, Edo Mex	187	886	956	-70
Guaymas, Son.	135	510	1,095	-585
Durango, Dgo.	461	2,695	4,370	-1,675

Como resultado de los proyectos de eficiencia hidráulica, se obtienen equilibrios positivos en los balances volumétricos de las ciudades, como se observa en la tabla 8.

Tabla 8. Potencial de equilibrio volumétrico en ciudades estudiadas

Ciudad	Población (miles)	Producción actual (L/s)	Demanda de proyecto (L/s)	Desequilibrio (L/s)
Monclova, Coah. 2da etapa	206	1092	801	291
Parral, Chih.	104	374	314	60
Metepec, Edo Mex	187	886	507	379
Guaymas, Son.	135	510	510	0
Durango, Dgo.	461	2695	2373	322

Los cambios propuestos en la operación y funcionamiento del sistema fueron validados utilizando modelos de simulación hidráulica creados para cada una de las ciudades. Para la calibración de estos modelos se tomaron en cuenta las campañas de medición de caudales, curvas de operación de equipos electromecánicos, actualización de catastro y los resultados de la eficiencia física y la eficiencia hidráulica. Los modelos representan cada una de las redes de conducción y distribución, tomando en cuenta todos sus tramos. En la tabla 5.15 se presenta un resumen de las características de cada modelo.

Tabla 9. Características de los modelos de simulación creados

Ciudad	Nodos	Tuberías	Equipos de bombeo
Monclova, Coah. 2da etapa	5581	6,345	25
Parral, Chih.	2,542	2,796	23
Metepec, Edo Mex	3,251	3,701	45
Guaymas, Son.	3,633	4,131	51
Durango, Dgo.	11,918	13,654	84

AGRADECIMIENTOS

La participación de los organismos operadores ha sido determinante en el proceso, lo cual se pone de manifiesto y se otorga el reconocimiento por su apoyo técnico y económico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Hueb J. A. (1985); Control de fugas en los sistemas de distribución de agua potable, Manual DTIA, No. C-7; Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente-CEPIS; Lima Perú.
- Ochoa, L. et al, 1993, Manual de Diseño de Agua Potable y Alcantarillado, MAPAS, Libro V.1 de Datos Básicos, CONAGUA, México
- Ochoa L, 2009, Manual de eficiencia física, hidráulica y energética, Editado y publicado por CONAGUA, México

Sesión Técnica 7

Temas afines

A RELEVÂNCIA DOS ESTUDOS SEDIMENTOLÓGICOS E DA APLICAÇÃO DE MODELOS DE REDE DE FLUXO NA GERAÇÃO DE ENERGIA HIDRELÉTRICA

Renato Billia de Miranda¹; Frederico Fábio Mauad²; Artur José Soares Matos³; Liliane Lazzari Albertin⁴

Resumo – Com a crescente demanda de energia elétrica há a necessidade da criação de novas fontes de energia ou otimização das fontes já existentes. No caso de países que apresentam uma matriz energética predominantemente hidrelétrica, como o Brasil, com grandes usinas e reservatórios, os estudos sedimentológicos se apresentam como uma importante ferramenta para melhorar o planejamento e o gerenciamento dos recursos hídricos e energéticos. Para realização destes estudos são necessários dados característicos do reservatório que podem ser obtidos por meio de levantamentos batimétricos. A simulação do comportamento do reservatório pode ser analisada empregando-se os modelos computacionais como as redes de fluxo, onde através dos dados de entrada, pode-se verificar a influência dos sedimentos depositados na geração de energia hidrelétrica. Assim, o presente estudo pretende abordar a importância dos estudos sedimentológicos, dos levantamentos batimétricos e do modelo de rede de fluxo em sistemas de recursos hídricos.

Abstract - With the growing demand of electrical energy there is the need to develop new sources of energy or optimization the existing sources. In the case of countries with a predominantly hydroelectric energy matrix, such as Brazil, with large plants and reservoirs, the sedimentological studies are presented as an important tool to improve planning and management of water resources and energy. For these studies are necessary characteristic data of the reservoir that can be obtained by means of bathymetric surveys. The simulation of the reservoir can be analyzed employing the computational models such as the network flow model, where through the input data, can check the influence of sediment deposited in the generation of hydroelectric power. Thus, this study aims to address the importance of sedimentological studies, bathymetric surveys and the network flow model in water resources systems.

Palavras chave: assoreamento de reservatórios, modelo de rede de fluxo, energia hidrelétrica.

Keywords: reservoir siltation, network flow models, hydroelectric energy.

¹ Mestrando do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP. Av. Trabalhador São Carlense, 400, 13566-570, Tel: (+55) 16 3373 8255. São Carlos-SP. E-mail: renato.miranda@usp.br.

² Professor Doutor do Departamento de Hidráulica e Saneamento e Professor do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da EESC/USP. E-mail: mauadffm@sc.usp.br.

³ Doutorando do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP. E-mail: arturjmatos@gmail.com.

⁴ Professora do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP. E-mail: liliane@sc.usp.br.

INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento econômico e social de um país, há um aumento na demanda de energia elétrica que pode ser suprido com a criação de novas fontes geradoras de energia e/ou otimização das fontes de energia existentes. Para este segundo caso, em países como o Brasil que possui uma grande quantidade de recursos hídricos e uma matriz energética predominantemente hidrelétrica, os estudos sedimentológicos se apresentam como uma interessante ferramenta para melhorar a geração de energia.

Como se pode verificar na literatura técnica, não há muitos estudos que avaliam as perdas energéticas por problemas ambientais, embora esta seja uma questão cada vez mais evidente, como a questão do assoreamento de reservatórios.

Segundo Coiado (2001), todo reservatório, independente da sua finalidade e característica de operação, está fadado ao processo de assoreamento. Os sedimentos, carreados pelo curso d'água, podem se acumular no compartimento do volume útil do reservatório ou em cotas inferiores, reduzindo o volume morto e sua vida útil. Estes sedimentos quando depositados no volume útil, alteram a vazão regularizada, a capacidade de geração de energia elétrica e o atendimento de outros usos consuntivos e não consuntivos da água.

Na análise do assoreamento em reservatórios pela ótica da geração de energia é possível verificar que, além da redução do faturamento devido à perda de volume útil do reservatório (e conseqüente redução na produção energética), os sedimentos também podem ocasionar custos adicionais devidos ao desgastes dos equipamentos eletromecânicos, como as turbinas, além de investimentos em procedimentos para minimizar os problemas de acúmulo de sedimentos, como a dragagem.

Para reduzir o problema de sedimentação em reservatórios é aconselhável que já na fase de projeto seja feita a previsão do assoreamento, para quantificação da perda de volume do reservatório e análise da vida útil e da viabilidade econômica do empreendimento. Na fase de operação, a atualização das curvas cota vs. área vs. volume é essencial para que se tenha o valor do volume útil "real" do reservatório e para análise da evolução dos depósitos de sedimentos por meio da comparação com as estimativas de projeto. Assim, dependendo dos resultados obtidos, pode-se determinar novas medidas para controle do processo de assoreamento.

ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS

As barragens e os reservatórios são utilizados pelo Homem há milhares de anos e com o passar do tempo, suas funções e usos sofreram significativas alterações. Na sua origem serviam geralmente para o atendimento das necessidades urbanas, rurais e agrícolas. No entanto, atualmente os reservatórios são projetados e construídos para diversas finalidades (usos múltiplos), como abastecimento, irrigação, navegação e geração de energia.

Com a construção da barragem para a formação do reservatório, há uma série de modificações do regime de vazão do rio, alterando significativamente o transporte de sedimentos pelos cursos d'água.

Tendo em vista a questão dos sedimentos, a instalação da barragem propicia uma redução da velocidade do fluxo de água, que acarreta a deposição dos sedimentos

transportados e conseqüente assoreamento do reservatório, reduzindo, desta forma, a sua capacidade de armazenamento e, em alguns casos, inviabilizando a operação do mesmo (CARVALHO et al., 2000).

Desse modo, um dos principais problemas causados pela deposição de sedimentos no reservatório é a redução do seu volume útil, o que prejudica o atendimento da demanda, como o abastecimento público e industrial, irrigação e a geração de energia, dentre outros. Podem também causar graves conseqüências econômicas e hidráulicas, colocando em risco o desempenho de obras de abastecimento, navegação e geração de energia elétrica (KUTNER, 1979).

Outros problemas ocasionados pelo processo de assoreamento são: desgaste e danos nas tubulações e turbinas; formação de bancos de areia dificultando a navegação e problemas nas manobras de operação de eclusas e comportas (MAIA, 2006). Assim, os danos econômicos e ambientais devidos ao acúmulo de sedimentos em reservatórios podem ser de grande proporção e de difícil solução (ICOLD, 1989).

Segundo Villela e Mattos (1975), existem duas escolas que estudam o transporte e deposição de sedimentos:

- Escola Determinística: procura representar através de equações o fenômeno físico do transporte de sedimentos e inclui pesquisadores como Du Boys, Eistnen, Kennedy, Vanoni, Brooks e outros.
- Escola Estocástica: procura relacionar as variáveis destes problemas por meio de dados medidos em campo, representada por Blench, Conti, Colby, dentre outros.

A deposição de sedimento em um reservatório, lago ou rio é a última etapa de um processo que tem início na erosão da bacia hidrográfica e que conta com inúmeros fatores de influência, conforme apresenta Dendy (1968, apud Maia, 2006):

“Muitos parâmetros da bacia hidrográfica e do reservatório influenciam a taxa de sedimentação do reservatório. Alguns dos mais importantes são: o tamanho e a forma do reservatório; a razão entre a capacidade do reservatório e tamanho da bacia; razão entre a capacidade do reservatório e o deflúvio afluente; topografia da bacia, uso da terra e cobertura vegetal; declividade e densidade da rede de canais; e características físicas e químicas do sedimento afluente”. (DENDY, 1968, p. 137, apud Maia, 2006).

Para Vanoni (1977) a distribuição e deposição de sedimentos em um reservatório dependem de vários fatores como: geometria e o modo de operação do reservatório, declividade de escoamento, características das partículas e das águas.

Outros fatores como a determinação do volume assoreado, a localização e as características dos sedimentos são de vital importância para o planejamento, construção e operação de um reservatório, pois a partir destas informações é possível analisar quais conseqüências e medidas podem ser adotadas para minimizar os problemas causados pelos sedimentos.

Segundo Maia (2006), em referência a Koelzer e Lara (1958, p.2) o cálculo do volume de sedimento em um reservatório consiste em três etapas: “[...] estimar o sedimento afluente ao reservatório, estimar o sedimento afluente que permaneceu no reservatório e converter o sedimento retido de unidade de peso para unidade de volume”.

Coiado (2001) relata que para estimar o volume assoreado no reservatório são necessárias as seguintes informações: descarga sólida que adentra o reservatório; eficiência de retenção do reservatório; peso específico e distribuição dos sedimentos depositados.

A distribuição dos sedimentos no reservatório pode dar origem a basicamente três tipos de depósitos: depósito de remanso, delta e depósito de fundo. A Figura 1 apresenta a localização destes depósitos e os principais problemas ocasionados pelos mesmos.

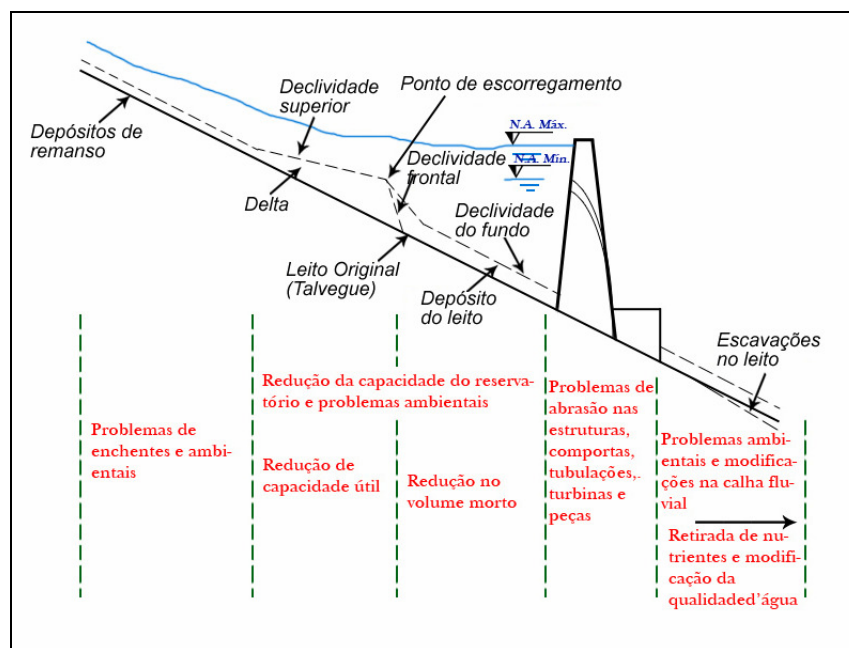


Figura 1. Esquema de formação de depósitos de sedimentos nos reservatórios e seus principais problemas.
Fonte: Carvalho (2008).

Nos depósitos de remanso, localizados na entrada do reservatório, são encontrados sedimentos de granulometria maior e de acordo com Coiado (2001, p.411), os depósitos de remanso “[...] não implicam necessariamente em perda de capacidade útil do reservatório, mas podem agravar os problemas causados pelas enchentes a montante do reservatório”.

Os deltas são formados por sedimentos de diversas granulometrias e têm como principal consequência a redução do volume útil do reservatório. Além disso, os depósitos de remanso e os deltas também afetam a navegação com a redução da profundidade do rio. Já os depósitos de fundo (leitos) são formados por materiais como areia e silte e localizam-se no trecho mais baixo do reservatório (MAIA, 2006). Segundo Coiado (2001, p.411) estes depósitos “[...] podem impossibilitar a operação de comportas de órgãos de adução ou de descarga [...]”.

Assim, o assoreamento do reservatório é responsável pela redução do volume disponível e dependendo da sua localização pode afetar a operação do mesmo, reduzindo, por exemplo, a vazão regularizada, principalmente em períodos de estiagens.

Em centrais hidrelétricas, com a diminuição da capacidade de armazenamento do reservatório há perdas energéticas e, conseqüentemente, financeiras. Já em outros projetos hidráulicos, além das perdas financeiras, pode haver também problemas que afetam a saúde pública, produção agrícola e navegação.

LEVANTAMENTOS BATIMÉTRICOS

O monitoramento dos depósitos de sedimentos pode ser realizado através de levantamentos batimétricos, por meio de mapas com as curvas de nível das condições do fundo do lago (mapas batimétricos).

A batimetria consiste na medida de profundidade de uma massa de água como rios, mares e lagos, e pode ser realizado através de diferentes métodos e instrumentos, dentre os quais pode-se destacar o levantamento a vau, guincho hidrométrico e ecobatímetro.

O procedimento a vau é empregado geralmente em rios pequenos com profundidades inferiores a 1 m e velocidade abaixo de 1 m/s. Este consiste na medição da profundidade com uma mira ou régua graduada. Já a batimetria com guincho hidrométrico é um dos métodos mais utilizados no Brasil, nas mais diferentes situações. A profundidade máxima medida pelo instrumento depende da velocidade da corrente. E a ecobatimetria é baseada na medição da profundidade da água através da estimativa do tempo para que as ondas emitidas pelo aparelho sejam refletidas e retornem ao mesmo (SANTOS, 2001).

Segundo Carvalho (2008), os levantamentos sedimentométricos de reservatórios abrangem análise de erosão das margens, estudo das características e distribuição dos depósitos de sedimentos, levantamentos batimétricos e observação dos aspectos ambientais.

De acordo com Santos (2001), os levantamentos topobatimétricos de reservatórios permitem:

- Estimativa da capacidade ou volume de água do reservatório;
- Determinação da área do espelho de água, do perfil do leito do rio e das curvas cota vs. área vs. volume;
- Averiguação das características físicas dos sedimentos acumulados;
- Estimativa da descarga sólida afluente ao reservatório e da capacidade de retenção de sedimentos;
- Mensuração do sedimento assoreado durante um período, através da comparação com levantamentos anteriores ou com o mapa da época da formação do reservatório.

MODELOS DE REDE DE FLUXO

Dentre as diversas técnicas empregadas na gestão de recursos hídricos pode-se citar a simulação matemática por modelos de rede de fluxo.

Os modelos de rede de fluxo agregam características dos modelos de simulação e otimização e podem incorporar as características estocásticas das vazões de entrada. Os resultados obtidos por este método podem ser utilizados como suporte para a tomada de decisão no planejamento e gerenciamento de recursos hídricos.

Segundo Porto et al. (2003), “[...] um modelo de rede de fluxo, embora utilize um algoritmo de otimização como forma de garantir que a solução obtida seja a de menor custo para a rede então configurada e simulada, não é, propriamente, um modelo de otimização”.

Nos modelos de rede de fluxo os sistemas de recursos hídricos são representados por uma rede formada por “nós” e “arcos”, sendo que os nós representam os reservatórios,

demandas, confluências ou outros pontos importantes do sistema e os arcos são os elos entre os nós, representado os trechos de rios, canais, adutoras ou outras estruturas semelhantes.

Os arcos são representados por três parâmetros, os limites superiores ($S_{i,j}$), os limites inferiores ($I_{i,j}$) e os “custos” por unidade de fluxo que transitam pelo arco ($C_{i,j}$). Os custos, por sua vez, podem ser positivo (penalidade) ou negativo (prêmio) e influenciam na quantidade de fluxo entre os arcos e na questão de atendimento das prioridades do modelo.

Assim, de acordo com o modelo de rede de fluxo, a otimização de um sistema é realizada através da minimização da função objetivo (ROBERTO E PORTO, 1999):

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n C_{ij} \cdot Q_{ij} \quad (1)$$

sujeito a:

$$\sum Q_{ij} - \sum Q_{jk} = 0 \quad (2)$$

para cada nó e

$$I_{ij} \leq Q_{ij} \leq S_{ij} \quad (3)$$

para cada arco.

Onde:

C_{ij} : custo (prioridade) da unidade de vazão que transita entre os nós j e i ;

Q_{ij} : vazão que transita do nó i ao nó j ;

Q_{jk} : vazão que transita do nó j ao nó k ;

I_{ij} : limite inferior da vazão no arco ij ;

S_{ij} : limite superior da vazão no arco ij ;

n : número total de nós da rede.

A Equação 1 é a função objetivo e representa o custo total da rede. A restrição representada pela Equação 2 estabelece que a rede deve ser totalmente conservativa, ou seja, a soma das vazões que chega em um nó deve ser exatamente igual a soma das vazões que saem deste mesmo nó. Já a restrição representada pela Equação 3 determina que o fluxo que passa por cada arco deve estar sempre limitado pelas capacidades máxima e mínima deste arco (ROBERTO e PORTO, 2001).

Para Azevedo et al. (1997), entre as características que tornam mais atrativa a utilização de modelos de rede de fluxo para análise de sistemas de recursos hídricos, destacam-se as seguintes:

- Na grande maioria dos casos, pode-se representar um sistema de recursos hídricos de forma adequada, realista, flexível e bastante clara como uma rede composta de nós e arcos;

- Os modelos de rede de fluxo possuem a flexibilidade característica dos modelos de simulação, podendo assim, representar o comportamento de um sistema de recursos hídricos de forma bem ampla;
- Estes modelos incluem também algoritmos de otimização que minimizam o custo total da rede, ou seja, determinam os fluxos em todos os arcos de tal forma que a somatória dos custos em toda a rede seja mínima.

Segundo Roberto e Porto (1999), os modelos de rede de fluxo reúnem características das técnicas de simulação e otimização. As características de flexibilidade e adaptabilidade dos modelos de simulação são quase que integralmente preservadas nos modelos de rede de fluxo, ao mesmo tempo em que o algoritmo de otimização, apesar das limitações citadas, elimina uma parte considerável dos trabalhosos e demorados processos de tentativa e erro.

É importante destacar que apesar do modelo de rede ser extremamente vantajoso, este também apresenta algumas limitações. Uma das principais limitações deve-se ao fato dos algoritmos de redes se restringirem apenas a otimização de sistemas lineares. Porém, apesar de ainda não consolidados, já existem estudos para aplicação a sistemas não lineares.

Outra desvantagem deste modelo deve-se à limitação da função objetivo que é pré-definida e dos dois tipos de restrições apenas, exigindo artifícios para representação adequada do sistema de recurso hídrico.

Conforme Albano (2004), são exemplos de modelos de rede de fluxo: MODSIM desenvolvido na “*Colorado State University*” sob a liderança do Prof. John Labadie; AQUATOOL desenvolvido pela “*Universidad Politécnica de Valencia*”; RIVERWARE desenvolvido pela “*University of Colorado’s Center Advanced Decision Support for Water and Environmental Systems*” (CADSWES) juntamente com a “*Tennessee Valley Authority*” (TVA) e o “*U.S. Bureau of Reclamation*” (USBR); CALSIM desenvolvido pela “*California State Department of Water Resources*”; CRAM (“*Central Resource Allocation Model*”) do “*Hydrosphere, Inc.*” e o HEC-PRM do “*Hydrologic Eng. Center*”.

CONCLUSÃO

Os estudos sedimentológicos são de extrema importância para um planejamento hídrico e energético, principalmente em países como o Brasil que apresenta uma matriz energética predominantemente baseada em fontes hidráulicas.

Os sedimentos transportados pelos cursos d’água e acumulados em reservatório reduzem o volume morto e a vida útil do mesmo, alteram a vazão regularizada, a capacidade de geração de energia elétrica e o atendimento da demanda hídrica. Além destes problemas o assoreamento também pode provocar desgaste e danos nos equipamentos, criação de bancos de sedimentos que dificultam a navegação e problemas na operação e manobra de eclusas e comportas de usinas hidrelétricas.

Dessa forma, deve ser ressaltada a importância dos levantamentos batimétricos em reservatórios para determinação das reais dimensões dos mesmos, o que permite uma atualização das curvas cota vs. área vs. volume e uma análise mais precisa nos projetos e operação dos reservatórios.

Assim, com os dados atuais do reservatório (obtidos por levantamentos batimétricos), pode-se simular sua operação, através de modelos de rede de fluxo e melhorar o planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos disponíveis para os mais diversos fins.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albano, G. D. (2004) “Integração de um modelo matemático de quantidade de água em rede de fluxo (ACQUANET) com um modelo matemático de qualidade de água em represas (CE-QUAL-R1) - Estudo de Caso: Represa Jaguari-Jacareí - Sistema Cantareira”. 230 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Azevedo, L.G.T.; Porto, R.L.; Zahed Filho, K. (1997) “Modelos de Simulação e de Rede de Fluxo”. In: Porto, R.L. (Org). Técnicas quantitativas para gerenciamento de recursos hídricos, Porto Alegre, UFRGS/ABRH, Cap. 4, p. 165-227.
- Carvalho, N.O.; Filizola Júnior, N.P.; Santos, P.M.C.; Lima, J.E.F.W. (2000) “Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios” Brasília, ANEEL.
- Carvalho, N.O. (2008) “Hidrossedimentologia prática” Interciência, Rio de Janeiro.
- Coiado, E.M. (2001) “Assoreamento de Reservatórios” In: PAIVA J.B.D; PAIVA E.M.C.D (Orgs.), Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas, Porto Alegre: ABRH, p. 395-426.
- Dendy, F.E. (1968) “*Sedimentation in the Nation’s Reservoirs*” Journal of Soil and Water Conservation. v. 23. p. 135-137. jul./aug.
- ICOLD – *International Commission on Large Dams*. (1989) “*Sedimentation Control of Reservoirs*” Guidelines, Bulletin 67, Paris.
- Koelzer, V.A.; Lara, J.M. (1958) “*Densities and compaction rates of deposited sediment*” Journal of Hydraulic Division, v. 84.
- Kutner, A.S. (1979) “Assoreamento de Reservatórios” Informativo da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental – ABGE (Resumos), n.11.
- Maia, A.G. (2006) “As conseqüências do assoreamento na operação de reservatórios formados por barragens” 273 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Porto, R.L.; et al. (2003) “Sistema de Suporte a Decisão para Análise de Sistemas de Recursos Hídricos” In: SILVA, R.C.V. Métodos Numéricos em Recursos Hídricos, v. 6.
- Roberto, A.N.; Porto, R.L. (1999) “Alocação da Água entre Múltiplos Usos em uma Bacia Hidrográfica”. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XIII Simpósio de Hidrologia Urbana e Drenagem, Belo Horizonte, ABRH.

Roberto, A.N.; Porto, R.L. (2001) “O Sistema ModSimLS: um Modelo de Rede de Fluxo para Simulação de Bacias Hidrográficas” XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Aracaju, ABRH, CD-ROM.

Santos, I.; Fill, H. D.; Sugai, M. R. V. B.; Buba, H.; Kishi, R. T.; Marone, E.; Lautert, L. F. C. (2001) “Hidrometria Aplicada”. LACTEC – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, Curitiba. v. 1. 372 p.

Vanoni, V.A. (1977) “*Sedimentation Engineering*” American Society of Civil Engineers. New York.

Villela, S.M.; Mattos, A. (1975) “Hidrologia Aplicada”. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil.

TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍAS APROPIADAS EN MATERIA DE AGUA EN COMUNIDADES RURALES E INDÍGENAS MARGINADAS EN MÉXICO.

Córdova Rodríguez Miguel A.¹; Vázquez Villanueva Sandra²; García Maldonado J. Gabriel³, Ocampo Herrera Laura⁴

Resumen – En México, en las zonas rurales, 6.1 millones de habitantes no disponen de agua entubada y 9.6 millones de habitantes carecen de drenaje (CONAGUA, 2008), lo que disminuye la calidad de vida y ocasiona que persistan las enfermedades propias del subdesarrollo como son las infecciones intestinales, principalmente en niños menores de cinco años. Para atender esta problemática y mejorar las condiciones de salud y bienestar en estas zonas, desde 2003 el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua realiza la transferencia de paquetes integrales de tecnologías apropiadas a nivel de vivienda para el abastecimiento, uso y saneamiento del agua. Actualmente se está concluyendo la transferencia de 3,109 tecnologías distribuidas en 70 comunidades rurales de siete estados en beneficio de 8 347 habitantes.

Abstract – In Mexico, in rural areas, 6.1 million inhabitants do not have piped water and 9.6 billion people lack of drainage (CNA, 2008), which lowers the quality of life and causes the persistence of diseases of underdevelopment such as intestinal infections, mainly in children under five years. To attend this problem and improve the conditions of health and welfare in these areas, since 2003, the Mexican Institute of Technology of the Water performed the transfer of integral packages of appropriate technologies at level of housing for the supply, use and sanitation of water. Currently have been transferred 3,109 technologies in 70 rural communities in seven states for the benefit of 8 347 inhabitants.

Palabras clave: tecnologías apropiadas, sistemas descentralizados de agua y saneamiento

Keywords: appropriate technologies, decentralized water systems.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Tecnología Apropiada e Industrial. P. Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Mor., 62550, México – Tel: (+52) 329 36 80 – E-mail: macordova@tlaloc.imta.mx.

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Tecnología Apropiada e Industrial. P. Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Mor., 62550, México – Tel: (+52) 329 36 80 – E-mail: sandra_vazquez@tlaloc.imta.mx.

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Subcoordinación de Tecnología Apropiada e Industrial. P. Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Mor., 62550, México – Tel: (+52) 329 36 80 – E-mail: gabriel_garcia@tlaloc.imta.mx.

⁴ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Santiago Tapia 403, Morelia, Mich., 58000, México E-mail: lula_ohl@hotmail.com

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con la OMS/UNICEF (2007), aproximadamente 1.8 millones de personas mueren cada año por enfermedades relacionadas con la higiene básica, como la diarrea y 1.5 millones son niños menores de cinco años. En los países en vías de desarrollo, la diarrea es la segunda causa de muerte en la población infantil antecedida solo por las enfermedades respiratorias. En México, las desigualdades que prevalecen entre los diferentes estratos poblacionales ocasionan que en algunas regiones del país, sobre todo rurales, persistan las enfermedades propias del subdesarrollo como son las infecciosas o transmisibles y aunque la mortalidad por diarrea disminuyó de 27.8 por 100 mil niños menores de cinco años en 2001 a 14.6 por 100 mil niños en 2007, sigue prevaleciendo principalmente en ambientes pobres e insalubres. También se sabe que estas enfermedades pueden prevenirse si se adoptan medidas eficaces para evitar la transmisión y se ha comprobado que las intervenciones en higiene, saneamiento y abastecimiento de agua permiten controlar esta carga de enfermedad (OMS/UNICEF, 2007).

Es por esto que el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) realiza la transferencia de paquetes integrales de tecnologías apropiadas que han sido diseñadas para que puedan ser integradas en la vida cotidiana de las familias de medios rurales y marginados con un mínimo de afectación de sus usos y costumbres, buscando mejorar su calidad de vida a través del abastecimiento, bombeo, potabilización, tratamiento y aprovechamiento del agua. Entre las características de estas tecnologías se tiene que son de fácil instalación, no generan dependencia tecnológica, priorizan el uso de materiales locales, no requieren mano de obra calificada, requieren poca inversión y son adaptables a distintos contextos socioculturales, lugares y circunstancias además de que no dañan el medio ambiente..

METODOLOGÍA

Para realizar la transferencia se siguieron las recomendaciones del manual que se generó a través de la sistematización sobre la experiencia del IMTA en la Transferencia de Tecnologías Apropriadas dentro del Programa de Recuperación Ambiental de la Cuenca del lago de Pátzcuaro, implementado del 2003 al 2007 en comunidades de varios municipios de esta cuenca (Ortega *et al.*,2007). En él se indican los pasos para llevar a cabo el proceso de planificación, reunir a un equipo, decidir entre distintas opciones, formular estrategias, realizar la transferencia y dar el seguimiento adecuado para garantizar la apropiación de las tecnologías por parte de los beneficiarios, además de que plantea los principios bajo los cuales debe realizarse cada transferencia:

- Cultura del uso eficiente del agua.
- Calidad en el servicio
- Eficiencia en el uso y asignación de recursos
- Respeto a los usos y costumbres de las comunidades
- Equidad e imparcialidad en la selección de los beneficiarios
- Cuidado del medio ambiente
- Equidad de género en el proceso de transferencia
- Sin afiliaciones políticas ni religiosas.

El proceso de transferencia se realizó bajo el siguiente esquema: una primera fase que conforma la base para el inicio de las actividades en campo: la preparación, en la que dependiendo de la naturaleza y escala del proyecto, se conformó un equipo humano y se desarrollaron los materiales didácticos necesarios para iniciar el proceso de transferencia. Posteriormente, el proceso de transferencia en sí que se divide en tres etapas: definición de la estrategia, la transferencia comunitaria y el seguimiento.

Toda la información se recopiló y almacenó en un Sistema de Información Geográfica (SIG), que además de proporcionar información de la ubicación de cada beneficiario y tecnología transferida, aporta datos sobre las condiciones geográficas de las comunidades o regiones que permite definir las estrategias de transferencia, además de generar reportes sobre la capacidad instalada total y por tecnología.

El paquete tecnológico estuvo conformado por ocho tecnologías apropiadas cuya función describe en la tabla 1.

Tabla 1. Tecnologías apropiadas y sus funciones.

Tecnología	Función
Sistema de captación de agua de lluvia	Recolección de agua de lluvia
Cisterna	Almacenamiento del agua
Baño ecológico	Sanitario y saneamiento de aguas negras
Lavadero ecológico	Lavadero y saneamiento de aguas grises
Caja Solar	Desinfección de agua para consumo humano
Huerto de traspatio	Aprovechamiento productivo del agua para la producción de verduras y hortalizas
Tanque de descarga de fondo	Sistema de riego por pulsos
Bicibomba	Bombeo de agua

Los componentes y características generales de cada tecnología son los siguientes:

La cisterna es una tecnología que se utiliza para almacenar agua en cantidad y calidad suficientes para satisfacer las necesidades básicas en una vivienda rural. Se pueden almacenar desde 5,000 hasta 50,000 l de agua, a nivel vivienda y 100,000 litros a nivel comunidad. Consiste de una estructura cilíndrica de tabique tipo capuchino (de canto), reforzada con malla electrosoldada. La captación de agua de lluvia es un sistema que por medio de canaletas y tubos a una cisterna se utiliza para la recolección de agua de lluvia en techos esto permite aprovechar de manera eficiente la precipitación.

Para desinfectar el agua para consumo, se utiliza una caja solar en la que se expone el agua a los rayos del sol durante un periodo de tiempo determinado haciéndola apta para el consumo humano al inactivar el 99.99% de bacterias, además de que no se alteran las características organolépticas del agua. Consta de base y paredes planas de madera recubiertas con espejos, en la base se colocan tres botellas de Polietilén Tereftalato (PET) transparentes de 2 litros las cuales previamente se llenan con agua libre de turbiedad y color. La caja solar se coloca en un sitio despejado para evitar que las sombras impidan la incidencia de la radiación solar.

El tratamiento del agua proveniente del lavado de ropa, trastes, cocinado, lavado corporal y de manos (agua gris) se realiza en un sistema biológico combinado aerobio-anaerobio de tratamiento llamado lavadero ecológico. Consta de una trampa de grasa, dos biofiltros anaerobios y un humedal; funciona por gravedad por lo que no requiere energía y se puede reutilizar el agua tratada para riego de cultivos.

Otro sistema biológico combinado de tratamiento es el sanitario ecológico y en él se tratan los desechos provenientes un sanitario de arrastre de agua contaminada con materia

fecal y orina (agua negra); consta de un digestor anaerobio, biofiltro anaerobio y humedal, el agua tratada se puede reutilizar para el riego de árboles frutales.

Para situaciones de extrema escasez de agua se transfiere el sanitario seco, el cual consta de taza con separación de orina, dos cámaras de compostaje con ventilación y manguera para enviar la orina hacia un pozo de absorción. Mientras una cámara se encuentra en servicio, en la otra se procesa el excremento, papel higiénico y materiales que contienen carbono durante un periodo de seis meses. El material resultante, cuya textura es semejante a la de la tierra, y el cual se denomina humus, puede ser enterrado, o utilizarse para abono de árboles frutales.

Para la producción de alimentos con fines de consumo en la vivienda, se transfiere el huerto familiar en una superficie de que se riega por gravedad mediante un dispositivo auto-operante llamado tanque de descarga de fondo (TDF), el cual se compone de un tanque de polietileno de alta densidad (PEAD) de 200 l, sifón interno y tubería regante con compuertas para riego selectivo. Este dispositivo tiene una eficiencia de riego aprox. del 75%.

Para bombear el agua hacia el TDF o en cualquier punto de la vivienda se tiene un dispositivo que se acciona de manera mecánica al pedalear una bicicleta, llamado bici-bomba, este dispositivo permite extraer agua de un pozo o noria, puede vencer cargas de 20 m además de que es fácil de transportar y colocar por ser ajustable a cualquier tamaño de bicicleta; sus elementos son una bomba, base de metal con postes y una bicicleta.

Paquete Integral de Tecnologías Apropriadas



Figura 1. Paquete integral de tecnologías apropiadas para el manejo integral del agua.

Las tecnologías se instalaron bajo el esquema de autoconstrucción, siguiendo el proceso que se describe paso a paso en los manuales que se elaboraron en el IMTA para este propósito (Córdova *et al.*, 2007).

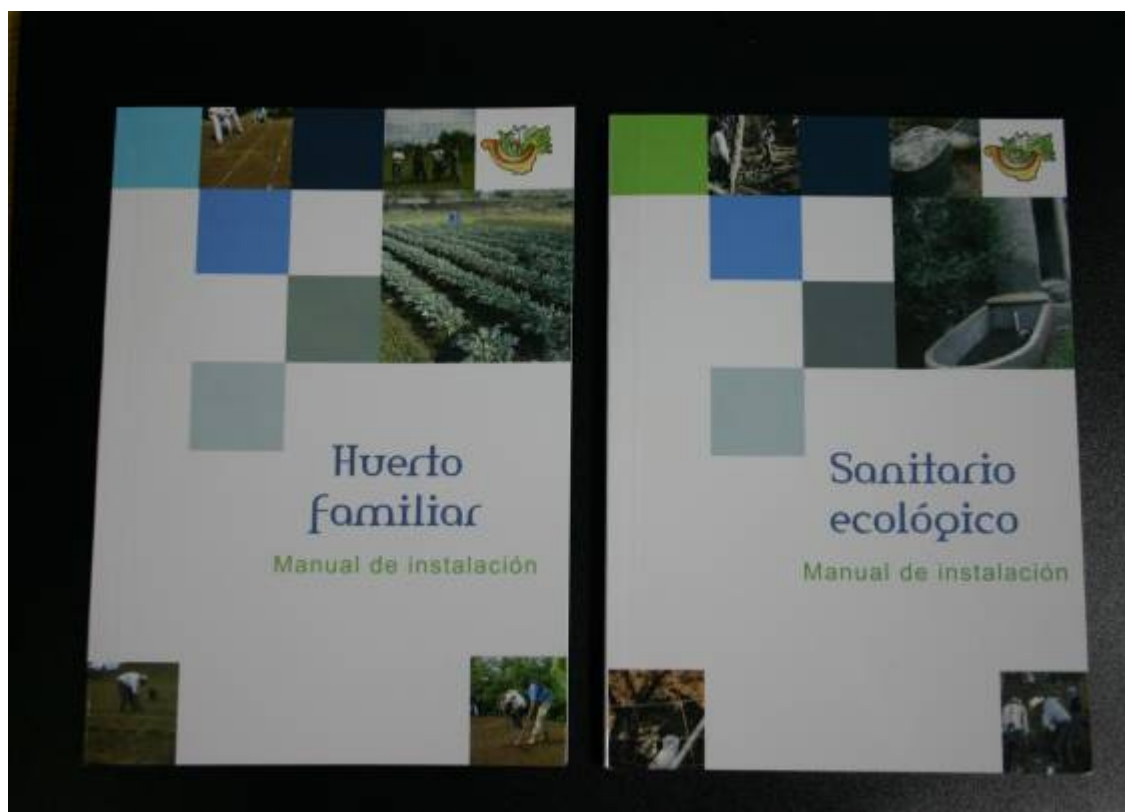


Figura 2. Manuales para la instalación de tecnologías apropiadas.

RESULTADOS

En el periodo 2003-2009, se atendieron 70 comunidades pertenecientes a los estados de Chiapas, Estado de México, Morelos, Guerrero, Michoacán de Ocampo y Zacatecas (Fig. 3); para diciembre de 2009, se concluirá la transferencia de 3,109 tecnologías (tabla 2) con lo que el impacto técnico por la capacidad instalada será de 6,821 m³ de agua de lluvia captada para el abastecimiento de agua; 2,604 litros m³ de agua para consumo humano desinfectada al día; 12,426 m² de área para cultivo y 154.8m³ de agua residual gris y negra tratada por día.

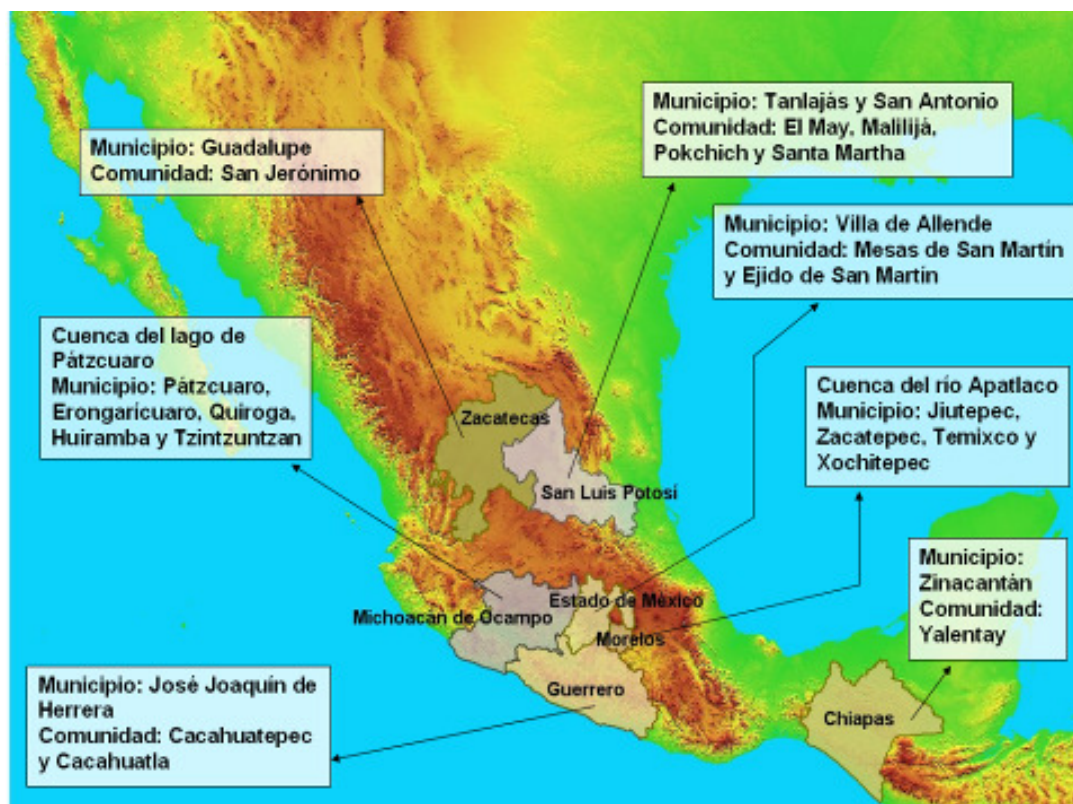


Figura 3. Comunidades con transferencia de tecnologías apropiadas 2003-2009.

Tabla 2. Regiones y tecnologías transferidas.

Región	Tecnologías transferidas 2003 2009								TOTAL
	Cisternas	Captación	Caja solar	SAAC			Lavadero ecológico	Sanitario ecológico	
				HF	TDF	Bici bomba			
Cuenca lago de Pátzcuaro, Michoacán	374	101	395	226	228	215	446	260	2,245
Zinacantán, Chiapas	10	10	10	10	10	10	10	10	80
Guadalupe, Zacatecas	10	10	10	10	10	10	10	10	80
Cuenca río Apatlaco, Mor	104	104	1	1	1	1	16	110	338
Cacahuatpec, Cacahuatla, Guerrero	29	29	29	29	29	29	29	29	232
Villa de Allende, Edo. de México	15	15	10	10	10	10	10	-	80
La Huasteca, Sn. Luis P.	54	-	-	-	-	-	-	-	54
TOTAL:	473	145	434	265	267	254	485	289	3,109

SAAC: Sistema de aprovechamiento de agua en cultivos; HF: Huerto familiar; TDF: Tanque de descarga de fondo.

Con esta transferencia tecnológica se atendió a 8 347 habitantes en comunidades rurales e indígenas con alto y muy alto grado de marginación (tabla 3), cifra que se va a incrementar para el año 2011 por la transferencia de 3 150 TA durante este periodo.

Tabla 3. Población beneficiada por región.

REGION	MUNICIPIO	POBLACIÓN CON ALTO IM*	POBLACIÓN ATENDIDA	% POBLACION	POBLACIÓN BENEFICIADA PROYECTADA AL 2011
Michoacán	Pátzcuaro, Erongarícuaro, Huiramba, Quiroga, Tzintzuntzan	36,327	5,585	15.37	8133 (22.39%)
San Luis Potosí	Tanlajás, San Antonio	1,850	675	36.49	1750 (94%)
Guerrero	José Joaquín de Herrera	790	145	18.35	-
Chiapas	Zinacantán	260	49	18.85	AD
Zacatecas	Guadalupe	2,729	45	1.65	AD
Morelos	10 municipios de la cuenca	12,654	1,470	11.61	3,466 (27.4%)
Estado de México	Villa de Allende	15,383	78	0.51	AD

* IM: Índice de Marginación (CONAPO, 2005); AD: Área demostrativa

Entre los impactos sociales se tiene que los integrantes de la familia tienen acceso directo y cercano al agua con relación a la vivienda (fig. 4), esto y la disponibilidad al recurso ha empezado a incidir en algunos cambios en los hábitos de consumo para el uso y reuso del agua tratada, además de favorecer la convivencia e integración familiar por la mayor disposición de tiempo.



Figura 3. Sistema de captación de agua de lluvia.



Figura 4. Lavadero ecológico



Figura 5. Sanitario ecológico.



Figura 6. Huerto familiar.

En lo económico, con la captación y almacenamiento de agua se redujo la compra de agua en pipa, representando un ahorro en el gasto familiar; la desinfección solar disminuyó la necesidad de comprar agua embotellada para consumo, limitando su compra sólo en días nublados; el uso de la bicibomba sustituyó a las bombas eléctricas, lo cual impacta en la reducción del consumo de electricidad.

Con respecto al cuidado del ambiente, con el uso de fuentes alternas para el abastecimiento de agua se disminuyó la extracción del agua de fuentes superficiales y subterráneas; con el tratamiento de las aguas residuales se evitó la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos indican que con estas tecnologías de bajo costo y fácil aplicación ha sido posible impactar el modo de vida de los habitantes de las comunidades, contribuyendo así en las actividades de abastecimiento con agua de lluvia, bombeo, producción de alimentos y el tratamiento primario y secundario del agua residual, todo esto a nivel familiar, sin generar dependencia tecnológica y respetando los usos y costumbres de cada comunidad.

Durante el proceso de transferencia, se ha sensibilizado a la población y ha tomado conciencia del grave y acelerado deterioro de la calidad del agua en sus regiones, así como de la apremiante necesidad de manejar el recurso hídrico con un enfoque de sustentabilidad para no poner en riesgo a las presentes y futuras generaciones.

AGRADECIMIENTOS

Las transferencias de tecnologías apropiadas se han realizado con el financiamiento de la Fundación Gonzalo Río Arronte I.A.P, Fondo para la Paz, Sedesol.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Comisión Nacional del Agua. (2008). Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento 2008. [en línea]. Publicaciones 2008. Disponible en <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA08/Noticias/Subsector2008> Consultado el: 15-03-2009.
- Córdova M.A., Bustos M.E., Vázquez S., Arrieta A., Barrios N. (2008) Manuales de instalación de tecnologías apropiadas en materia de agua para vivienda rural. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. ISBN: 978-968-5536-94-3
- García N. H. (2008). Memoria ilustrada del programa para la recuperación ambiental de la cuenca del lago de Pátzcuaro 2003-2008. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Fundación Gonzalo Río Arronte. Jiutepec, Morelos, México. 2008.
- OMS/UNICEF (2007). La meta de los ODM relativa al agua potable y el saneamiento: el reto del decenio para zonas urbanas y rurales. [en línea] <http://www.who.int/water_sanitation_health/monitoring/jmp2006/es/index.html> Consultado el: 15-09-2008.
- Ortega E., Amézcuca C. (2007). Manual para transferencia de paquetes integrales de tecnologías apropiadas en materia de agua en zonas marginales. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Morelos, México.

A CANA-DE-AÇÚCAR NO ESTADO DE SÃO PAULO, SEUS IMPACTOS AMBIENTAIS E INFLUÊNCIA NA DEMANDA E DISPONIBILIDADE DE ÁGUA

Gustavo D’Almeida Scarpinella¹, Frederico Fábio Mauad², Artur José Soares Matos³,
Djolse Nascimento Dantas⁴

Resumo – No presente trabalho foram analisados os fatores que afetam a demanda e a disponibilidade de água para a cana-de-açúcar no Estado de São Paulo, da etapa de cultivo agrícola à transformação da matéria-prima em açúcar e álcool. Foram considerados aspectos ambientais que de alguma forma comprometem a disponibilidade hídrica. O Estado de São Paulo é a unidade federativa brasileira mais desenvolvida do ponto vista agroindustrial e apresenta também uma intensa atividade agropecuária.

Palavras chave: cana-de-açúcar, demanda hídrica, impacto ambiental.

Abstract – The present article analyzes the factors that affect the water demand and availability for the sugarcane culture in the state of São Paulo. It will be considered the cycle from the sugarcane cultivation until its transformation in sugar and alcohol. The environmental aspects were related with the availability of water. São Paulo is the most developed brazilian state at the agroindustrial point of view and presents an intense agriculture activity.

Keywords: sugarcane, water demand, environmental impact.

¹ Doutorando pelo Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC – USP. Av. Trabalhador São-carlense, 400. CEP: 13560-970 São Carlos, S.P. E-mail: gscarpinella@sc.usp.br.

² Professor Doutor do Departamento de Hidráulica e Saneamento e Professor do Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC – USP. Av. Trabalhador São-carlense, 400. CEP: 13560-970 São Carlos, S.P. E-mail: mauadffm@sc.usp.br.

³ Doutorando pelo Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC – USP. Av. Trabalhador São-carlense, 400. CEP: 13560-970 São Carlos, S.P. E-mail: arturjmatos@gmail.com.

⁴ Mestranda pelo Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC – USP. Av. Trabalhador São-carlense, 400. CEP: 13560-970 São Carlos, S.P. E-mail: djolsedantas@yahoo.com.br.

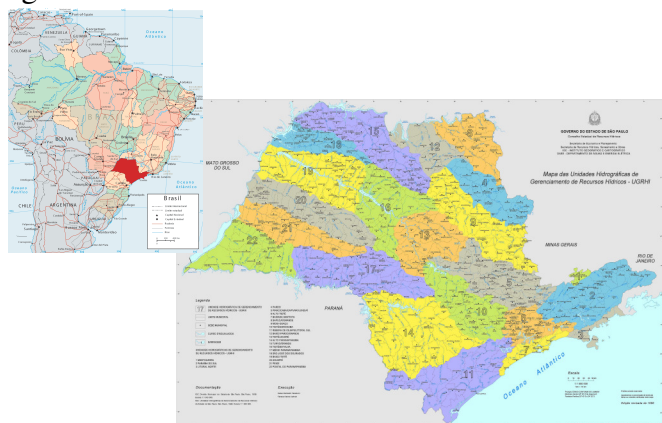
INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural finito de extrema importância para a sobrevivência e o desenvolvimento humano. O consumo da água em suas múltiplas finalidades é variável de região para região. São fatores determinantes do consumo: a disponibilidade de água, as atividades econômicas desenvolvidas e o desenvolvimento humano local, entre outros. A agricultura é o setor produtivo que mais demanda água. Se for considerada uma média mundial de consumo, dividida por setores, a agricultura (e sobretudo a irrigação) é responsável por 70% de toda água utilizada pelo Homem. A indústria utiliza em torno de 23% e o seu emprego para fins domésticos, aproximadamente 7% (TUNDISI, 2003).

A cana-de-açúcar no Estado de São Paulo (ESP) destaca-se pela área plantada e a estrutura industrial existente (Usinas de açúcar e álcool), atendendo a uma crescente demanda de álcool combustível, reflexo da recente tecnologia de veículos bicombustíveis e também da adição de uma fração de álcool à gasolina. Portanto, dada a importância desta cultura para o ESP, a abordagem do presente artigo foca os impactos da cana-de-açúcar na demanda e disponibilidade hídrica em seu ciclo agroindustrial. É sabido que a cana ocupa uma posição de destaque, tanto pelo seu impacto ao meio ambiente (área plantada, consumo de água, queima da palha), como pelo setor econômico (PIB, geração de empregos e a obtenção de sub-produtos).

LOCAL DE ESTUDO

O ESP localiza-se na região sudeste do Brasil (formam esta região ainda os Estado de Minas Gerais, Rio de Janeiro e Espírito Santo), apresenta uma área de 24.820.942,6 hectares, que corresponde a aproximadamente 3% do território nacional. Apesar da pequena representatividade de área, esta unidade federativa tem o segundo maior PIB *per capita* nacional, US\$ 10.594 (o primeiro é o Distrito Federal) e representa aproximadamente 1/3 do PIB nacional, que em 2006 foi de US\$ 1,284 bilhões (IBGE, 2009). A **figura 1** mostra o mapa do Brasil dividido por Estados da federação e, em um maior destaque o ESP, dividido em bacias hidrográficas.



Fonte: <www.sp-turismo.com/mapas.htm> e Instituto Geográfico e Cartográfico.

Figura 1 – Mapa do Brasil, com maior destaque para o Estado de São Paulo, delimitado por bacias hidrográficas.

A **tabela 1** apresenta as culturas agrícolas (temporárias e permanentes) mais expressivas em termos de área cultivada do Estado de São Paulo. Todas as outras culturas agrícolas existentes em São Paulo (aproximadamente 40) somam uma área de 759.864 hectares.

Tabela 1 – Principais culturas agrícolas do Estado de São Paulo.

CULTURA AGRÍCOLA	ÁREA CULTIVADA (ha)
CANA-DE-AÇÚCAR	3.890.414
MILHO	904.147
LARANJA	584.096
SOJA	475.973
CAFÉ	207.914
TOTAL	6.062.544

Fonte: IBGE, 2007

Os usos do solo destinados à produção agropecuária em São Paulo se dividem em 85% (ou 20.900.000 hectares) da área total do Estado, da seguinte maneira: pastagens (49,3%), matas (15,3%), cana-de-açúcar (14,8%), milho (3,8%), laranja (3,3%), eucalipto e pinus (4,2%), soja (2,5%) e outras culturas (6,8%) (SOCIEDADE BRASILEIRA DE SILVICULTURA, 2001). De acordo com a tabela acima pode-se notar que a cultura da cana ocupa posição de destaque no ESP e que sozinha, sua área cultivada é inferior apenas em relação às pastagens destinadas à atividade agropecuária, outro grande problema ambiental brasileiro (emissão de gases de efeito estufa e consumo de água).

A CANA-DE-AÇÚCAR E SUA IMPORTÂNCIA

A cana-de-açúcar (*Saccharum officinarum*) é uma gramínea originária do sudeste da Ásia, que hoje é cultivada em uma extensa área territorial do planeta, compreendida entre os paralelos 35° de latitudes norte e sul. Foi trazida ao Brasil em 1532 e além de apresentar uma boa adaptabilidade às condições ambientais locais, foi a primeira grande atividade econômica, sendo desenvolvida inicialmente na região da Zona da Mata nordestina. Se expandiu logo após para diversos Estados, sobretudo, São Paulo, que representa hoje 60% de toda a produção nacional (JANK, 2007). Com menor expressão de área cultivada seguem os Estados do Paraná (7,5%), Minas Gerais (6,8%), Goiás (3,8%), Mato-Grosso (3,09%) e Mato-Grosso do Sul (2,7%).

Os subprodutos gerados pela cana são o açúcar, o álcool combustível, a rapadura, o melado e a aguardente, além de a matéria-prima poder ser utilizada como forragem animal e seu bagaço como combustível, que alimenta as usinas sucroalcooleiras e ainda gera um excedente de energia elétrica, que é comercializado (SOUZA & AZEVEDO, 2006).

De acordo com a Embrapa (2009a.), o Brasil é o maior produtor de cana-de-açúcar do mundo com mais de 7 milhões de hectares plantados. A colheita nacional da safra 2007/2008 foi de, aproximadamente, 495 milhões de toneladas, enquanto que a colheita paulista foi de 296 milhões de toneladas (UNIÃO DA INDÚSTRIA DA CANA-DE-AÇÚCAR, 2009).

O decreto nº6.961 de 17 de setembro de 2009, do Diário Oficial da União, aprovou o Zoneamento Agroecológico da Cana-de-açúcar para o Brasil. Este decreto demonstra a preocupação do governo em relação à expansão da agroindústria canavieira. Foram considerados os indicadores de vulnerabilidade das terras, riscos climáticos, potencial de

produção agrícola sustentável e a legislação ambiental vigente. Para o cálculo do zoneamento, ainda, foram excluídas as terras com declividades superiores a 12% (considerando que a mecanização agrícola não apresenta problemas até esta declividade), áreas com cobertura vegetal nativa, os biomas Amazônia e Pantanal e a bacia do Alto Paraguai, as áreas de proteção ambiental, as terras indígenas, remanescentes florestais, dunas, mangues, escarpas e afloramentos de rocha, reflorestamentos e áreas urbanas e de mineração. Levando-se em consideração todas as características citadas acima, constatou-se que o Brasil dispõe de 63,48 milhões de hectares para o plantio de cana, sendo que 28,4% deste montante foram considerados de alto potencial produtivo, 64,85% de médio potencial e 6,75% de baixo potencial produtivo (BRASIL, 2009).

A cultura da cana apresenta um ciclo produtivo de 5 anos, com possibilidade de 5 cortes e um rendimento médio de 85 toneladas por hectare, podendo variar de 65 até 120 toneladas por hectare. Cada tonelada colhida e processada nas usinas pode gerar até 82 litros de álcool combustível ou 138 quilos de açúcar (JANK, 2007).

De acordo com o mesmo autor, a safra de cana de 2006/2007 no Estado de São Paulo gerou aproximadamente 260.000 empregos diretos, entre trabalhadores na colheita manual, colheita mecânica e indústria sucroalcooleira.

Dados do Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (2009), indicam haver no Brasil 423 usinas sucroalcooleiras cadastradas no Departamento da Cana-de-Açúcar e Agroenergia. Deste montante, 16 usinas são produtoras de açúcar, 159 de álcool e 248 mistas (produção de açúcar e álcool). O ESP, por sua vez possui 195 usinas cadastradas, onde 61 são produtoras de álcool, 6 são produtoras de açúcar e o restante (128), usinas mistas.

DEMANDA HÍDRICA DA CANA-DE-AÇÚCAR

Do cultivo da cana-de-açúcar até o seu processamento durante a fase industrial, ocorre considerável impacto na demanda hídrica, distribuído por diversas etapas.

O uso de água para o ciclo agroindustrial da cana pode ser definido em duas etapas distintas: na produção da cana no campo e em seu processamento na indústria. Basicamente, na primeira etapa a água requerida pela cultura para o seu processo de desenvolvimento vem da precipitação e da irrigação, ou fertirrigação (vinhaça). Carvalho e Assad (2005) concluem, a partir da medição de 1.027 postos pluviométricos espalhados pelo ESP, entre o período de 1957 e 1997, que a precipitação média para São Paulo é de 1.490 milímetros. A cultura da cana apresenta uma exigência hídrica variável, conforme a finalidade da matéria-prima (produção de açúcar ou álcool). No entanto, de uma maneira geral, a cultura requer anualmente, por hectare, entre 1500 e 2500 mm de água.

Já na segunda etapa, a água é necessária em diversos processos: lavagem da cana, extração (moendas), tratamento e concentração do caldo, geração de energia, fermentação, destilaria, consumo de água potável pelos trabalhadores e limpeza de pisos e equipamentos (ELIA NETO, 2008).

Dados da União da Indústria de Cana-de-açúcar/UNICA e do Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento/MAPA (2009), indicam que a produção de cana no ESP na safra de 2007/2008 foi de 330.685.190 toneladas, em uma área de 3.890.414 hectares (**tabela 1**), apresentando uma produtividade média de 85 toneladas/ha. A mesma fonte informa que São Paulo foi responsável pela produção de 19.107.894 toneladas de açúcar e 13.345.207 litros de álcool.

De acordo com a Cetesb (2008), o volume de água captado para uma Usina que produza 100% de álcool é de 15 m³/tonelada de cana, 21 m³/tonelada de cana para Usinas mistas (produção de açúcar e álcool) e 30 m³/tonelada de cana para as Usinas que produzem exclusivamente açúcar. Parte da água captada (de mananciais, rios, lagos ou poços artesianos) é consumida dentro do processo (consumo interno) e o restante devolvido aos corpos d'água.

No entanto, Carmo (2008) afirma que a crescente preocupação com o volume utilizado de água para esses processos, associada à “aprendizagem pela experiência e operação, a escassez das reservas de água, a cobrança pelo uso da água, e pressões de caráter ambiental (incluindo novas leis e requisitos para licenciamentos ambientais)” vêm levando a uma expressiva redução no consumo de água. O mesmo autor afirma que em 1997 era necessária a captação de 5m³ por tonelada de cana processada. Em 2007, houve uma queda para 1,8m³ por tonelada de cana.

Parte dessa economia de captação e consumo se deve ao aproveitamento da água da própria cana. Do volume de 1 tonelada de cana, aproximadamente 70% corresponde a água.

Carmo (2008) cita, ainda, uma série de medidas que contribuem para a diminuição do consumo de água no processo industrial deste ciclo:

- A etapa de evaporação pode ser otimizada, utilizando-se a sangria do vapor (em seus múltiplos usos) e aproveitando-se, assim, a água condensada no processo;
- O uso de membranas nos processos de destilação e desidratação pode reduzir o volume demandado de água;
- A concentração da vinhaça integrada à destilação pode reduzir a necessidade de água consumida.

De acordo com a Resolução da Secretaria do Meio Ambiente nº67 de 2008, o governo do ESP estabeleceu uma minimização do uso dos recursos hídricos, adotando para a etapa industrial (processamento da cana) o limite máximo de consumo de água de 1m³ por tonelada de cana moída (SÃO PAULO, 2008).

ASPECTOS AMBIENTAIS RELACIONADOS À CULTURA DA CANA-DE-AÇÚCAR

Serão destacados a seguir alguns aspectos ambientais desta cultura. Por ser cultivada em uma extensa área do ESP, a cana representa considerável impacto negativo sobre o meio ambiente e, conseqüentemente, sobre o ciclo da água para a região.

Ao contrário da cobertura vegetal natural das florestas, a cobertura vegetal com a cana-de-açúcar provoca um encurtamento do ciclo da água na região onde é cultivada. Durante as precipitações um volume menor de água é armazenado (menor infiltração e percolação⁵) e volumes maiores são escoados superficialmente e evaporados. Isso faz com que a água permaneça menos tempo na bacia hidrográfica, e em menor volume. Além do mais, por ser uma cultura agrícola que sofre cortes simultâneos, em um dado período após a

⁵ Transferência de água do solo para o reservatório de água subterrânea (aquífero).

colheita, o solo deve se apresentar exposto, com pouca ou nenhuma cobertura vegetal (dependendo do manejo agrícola adotado). Aumenta a amplitude térmica, potencializa o ressecamento do solo e sujeita a área a erosões (PRIMAVESI, ARZABE & PEDREIRA, 2007). Deve-se salientar ainda, a grande movimentação de maquinário durante o preparo para o plantio, os tratos culturais e a colheita, que causam a compactação do solo (dificultando ainda mais a infiltração da água proveniente de precipitação).

O sistema de cultivo em monocultura traz outras desvantagens ao meio ambiente, além da menor retenção de água. A redução da diversidade de fauna e flora, uma menor área de vegetação nativa, maiores riscos de contaminação do solo e do lençol freático e maior esgotamento do solo são alguns fatores negativos que afetam a disponibilidade de água qualitativa e quantitativamente.

A produção de álcool apresenta um subproduto de grande importância, usado na cultura da cana como fertilizante: a vinhaça. Cada litro produzido de álcool gera cerca de 12 litros de vinhaça. Ao considerar que cada tonelada de cana pode gerar 82 litros de álcool, cada litro de álcool gera 12 litros de vinhaça, que 1 hectare produz em média 85 toneladas de cana e que a produção de álcool no ESP (na safra 2007/2008) foi de 13.345.207 litros, chega-se ao valor de 160.142.484 litros de vinhaça produzidos para aquela safra. Este subproduto, rico em potássio e com um odor desagradável característico é transportado por caminhões até as lavouras, ou por canais (quando a lavoura se encontra próxima à usina). No entanto, a aplicação de um volume excessivo de vinhaça pode causar salinização do solo e poluição dos aquíferos (JANK, 2007).

Outra questão ambiental de grande relevância é a queima da palha da cana. Trata-se de uma atividade que ocorre na fase de pré-colheita, realizada entre os meses de abril e novembro e com diversos objetivos: eliminar a palha, facilitando a colheita manual; espantar os animais peçonhentos do canavial; aumentar o rendimento das viagens dos treminhões (caminhões com dois engates) que transportam a cana até as usinas (com a palha haveria um volume maior de biomassa e um volume efetivo menor de cana por viagem) e eliminar a palha antes que essa chegue à usina, podendo dificultar o processo de moagem da cana. No entanto, essa queima traz problemas ambientais e à saúde humana. De acordo com Marinho (1991) citado por Gonçalves (2006), a queima da palha de cana libera dióxido de carbono, monóxido de carbono, metano, óxido de nitrogênio e dióxido de enxofre. O efeito destes compostos liberados em forma de partícula finas e ultrafinas (de 0,01 a 2,5 micrômetros) tem ação direta no organismo humano trazendo, sobretudo, complicações de ordem respiratória. Portanto, existe uma ligação direta entre o período de queimadas, a piora na qualidade do ar e o aumento de morbidades hospitalares decorrentes de problemas respiratórios.

A fuligem liberada com as queimadas da cana faz, ainda, com que os habitantes de cidades vizinhas aumentem o consumo de água para a lavagem de calçadas e roupas. Mattos et al. (2004) afirmam que o consumo de água na época de safra para estas regiões chega a aumentar em 50%. Em relação ao solo, há um ressecamento de sua porção superficial, que inclusive é a mais rica em nutrientes.

Através de imagens noturnas obtidas por monitoramento dos satélites NOAA 12 e NOAA 15⁶, é feito o monitoramento orbital de queimadas. Foram detectados no ano de 2007,

⁶ National Oceanic and Atmospheric Administration - este satélite orbita a uma altura que varia de 833 a 870 quilômetros de altitude e proporciona a cobertura de um mesmo ponto da Terra a cada 12 horas. O NOAA

entre junho e novembro, 421 focos de queimada. Para o mesmo período, em 2006, foram registrados 3010 focos de queimada. E para 2008, houve uma queda acentuada para 244 focos (EMBRAPA, 2009b.). Essa diminuição gradativa no volume de queimadas deve-se à intensa pressão exercida pela sociedade e, sobretudo, à Lei estadual nº11.241 de 2002, que limita a queima da palha da cana no ESP. Por esta lei fica estabelecido que em 2006 os plantadores que utilizam este método de eliminação da palha da cana, reduzam em 30% (em área) a queima da palha. No 20º ano após a criação desta lei (2021), 100% da área plantada de cana deve estar livre da prática de queima da palha, tratando-se de áreas mecanizadas. Os produtores que desenvolvem a cultura da cana em áreas não mecanizáveis terão até 2031 para se adaptarem totalmente à lei, não devendo mais praticar a queima da palha de cana a partir desta data (SÃO PAULO, 2002).

Diante das complicações trazidas ao meio ambiente pela queima da palha de cana, alguns municípios paulistas resolveram, através de leis municipais, antecipar a proibição total de queimadas em suas áreas urbanas e rurais (SISTEMA INTEGRADO DE GESTÃO AMBIENTAL, 2009).

CONCLUSÕES

Por ser a cultura agrícola de maior expressão em termos de área cultivada e riqueza gerada no Estado de São Paulo, e por estar em plena expansão, a cana-de-açúcar destaca-se também pelos impactos ambientais que vem causando ao solo, ao ar e aos corpos d'água. A vinhaça, quando aplicada em excesso ou de maneira ineficiente, pode contaminar rios, lagos e aquíferos. A queima da palha da cana polui o ar, emite diversos gases em forma de partículas finas e ultrafinas e resseca o solo. A cana plantada em grandes extensões diminui o ciclo da água na região e faz com que menos água seja retida na bacia hidrográfica onde estes grandes maciços se situam. Além disso, a fauna e a flora ficam empobrecidas na região, diminuindo o número de espécies polinizadoras, podendo provocar um desequilíbrio na cadeia alimentar e fazendo com que restem áreas menores e em um número menor de matas. Essas últimas são responsáveis por um importante papel ambiental de retenção de água, umidificação do ar e regulação de amplitude térmica local (menor variação de temperatura entre a hora mais quente e a hora mais fria do dia).

No entanto, dada a crescente importância desta cultura e os riscos que ela traz especialmente ao meio ambiente, diversas iniciativas vem sendo tomadas através de leis que proíbem gradativamente o número de queimadas (até que essas não mais sejam praticadas no ESP) e outras que limitam o uso de água na etapa industrial em que a cana é transformada em álcool combustível e açúcar.

Com essas iniciativas, apesar de a cana avançar sobre a área de outras atividades agropecuárias, a tendência é haver uma sensível redução no consumo de água, além de um controle maior na qualidade da água devolvida ao meio ambiente.

12 foi desativado em 10 de agosto de 2007 (após 16 anos em órbita), dando lugar ao NOAA 15 (NATIONAL OCEANIC AND ATMOSPHERIC ADMINISTRATION, 2007).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brasil. (2009) “*Decreto nº6.961, 17 de set de 2009*”, Aprova o Zoneamento Agroecológico da Cana-de-Açúcar para o Brasil.
- Carmo, Vadson Bastos do. (2008) “*Uso da água na produção de etanol de cana-de-açúcar – fase industrial*”, Painel 3 – Workshop Projeto Programa de Pesquisa em Políticas Públicas, 7p. Campinas.
- Carvalho, José R. P. de.; Assad, Eduardo D. (2005) “*Análise espacial da precipitação pluviométrica no Estado de São Paulo: comparação de métodos de interpolação*”, Revista Engenharia Agrícola, v.25, n.2, p.377-384, maio/ago, Jaboticabal.
- Cetesb. (2008) “*Água na Indústria da cana-de-açúcar*”, Brasil. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Balanço nacional de cana -de-açúcar e agroenergia, Abril 16, 139p. Brasília.
- Elia Neto, André. (2008) “*Água na Indústria da cana-de-açúcar*”, Painel – I, Workshop “Aspectos ambientais da cadeia do etanol de cana-de-açúcar” – Centro de Tecnologia Canavieira. São Paulo.
- Embrapa. (2009a.) Disponível em: <www.embrapa.br> Acesso em: Agosto 26, 2009.
- Embrapa. (2009b.) “*Monitoramento Orbital de Queimadas*”, Disponível em: <www.queimadas.cnpm.embrapa.br/bases/base_2009.htm> Acesso em: Setembro 3, 2009.
- Gonçales, Tedi Marcelo. (2006) “*Impacto da queima da palha da cana-de-açúcar na saúde*”, II Forum Ambiental da Alta Paulista. 25 a 28 de outubro, 13p, Tupã.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2009) Disponível em: <www.ibge.gov.br> Acesso em: Setembro 15, 2009.
- Jank, M.S. (2007) “*A relação do setor sucroalcooleiro com o meio ambiente*”, União da Indústria de Cana-de-açúcar, Fórum Internacional sobre o futuro do álcool, Sertãozinho, SP. Disponível em: <http://www.riosvivos.org.br/downloads/jank_unica.pdf> 2007>, Acesso em: Agosto 22, 2009.
- Mattos, K.M.C.; Mattos, A.; Mattos, K.M.C. (2004) “*Valoração econômica do desperdício de água na queimada da cana-de-açúcar*”, XVIII Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 6p.
- Ministério da Agricultura, Agropecuária e Abastecimento. (2009) “*Relação das Unidades Produtoras Cadastradas no Departamento da Cana-de-açúcar e Agroenergia*”, Disponível em: <www.agricultura.gov.br>, Acesso em: Julho 13, 2009.
- National Oceanic and Atmospheric Administration. (2007) “*NOAA deactivates polar orbiting satellite*”, Disponível em: <<http://www.publicaffairs.noaa.gov/releases2007/aug07/noaa07-r311.html>> Acesso em: Outubro 12, 2009.
- Pedrosa, V. A. (2007) “*Curva de demanda pela água para irrigação de cana-de-açúcar*”, XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 8p.
- Primavesi, O.; Arzabe, C.; Pedreira, M.S. (2007) “*Aquecimento Global e mudanças climáticas: uma visão integrada tropical*”, Embrapa Pecuária Sudeste, 213p., São Carlos.

- São Paulo. (2002) “*Lei Estadual nº11.241 de 19 de setembro de 2002*” Dispõe sobre a eliminação gradativa da queima da palha da cana-de-açúcar e dá providências correlatas.
- São Paulo. (2008) “*Resolução da Secretaria do Meio Ambiente nº67 de 18 de setembro de 2008*”, Define as diretrizes técnicas para o licenciamento de empreendimentos do setor sucroalcooleiro do Estado de São Paulo, 4p.
- Sistema Integrado de Gestão Ambiental. (2009) Disponível em: <www.sigam.ambiente.sp.gov.br/SIGAM2/Default.aspx?idPagina=7719> Acesso em: Setembro 15, 2009.
- Sociedade Brasileira de Silvicultura. (2001) Disponível em: <<http://www.sbs.org.br/audienciapublicasp.pdf>> Acesso em: 02/09/2009.
- Souza, J. Z.; Azevedo, P. F.; (2006) “Geração de energia elétrica excedente no setor sucroalcooleiro: um estudo a partir das usinas paulistas”, *Revista de Economia e Sociologia Rural*, vol. 44, nº 02, p. 179-199, abr/jun. Rio de Janeiro.
- Tundisi, J. G. (2003) “*Água no século XXI:enfrentando a escassez*”, São Carlos, Editora Rima. Instituto Internacional de Ecologia, 247p.
- União da Indústria de Cana-de-Açúcar. (2009) Disponível em: <www.unica.com.br/downloads/estatisticas/processcanabrasil.xls> Acesso em: Setembro 2, 2009.

LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO EM RESERVATÓRIO DE GRANDE PORTE DESTINADO À USOS MULTIPLOS, ESTUDO DE CASO: UHE NOVA AVANHANDAVA (SÃO PAULO, BRASIL)

Marcus Vinícius Estigoni¹, Renato Billia de Miranda²; Artur José Soares Matos³; Frederico Fábio Mauad⁴

Resumo – Apesar da grande ocorrência de água no planeta, a escassez desse bem se evidencia pela sua distribuição irregular e pela alta demanda causada pelo crescimento populacional. Visando garantir a oferta hídrica em seus diferentes usos são construídos reservatórios, estes sempre associados a problemas de assoreamento e conseqüente perda de volume de reservação. Toda a gestão de um reservatório e suas políticas de operação são feitas baseadas no volume que este possui, geralmente expresso pelas curvas cota-volume e cota-área, esta dada pelo relevo da região em que se insere. Em conseqüência da perda de volume do reservatório causada pelo assoreamento as políticas de operação podem partir de dados incorretos. A quantificação deste assoreamento é feita através de estudos batimétricos. Frente a esta situação este artigo aponta à grande importância de se realizar estudos desta natureza utilizando como estudo de caso o reservatório de Nova Avanhandava (São Paulo, Brasil) o qual foi determinado o volume de água ou a capacidade do reservatório expressos pela cota-volume.

Abstract – Despite the high water offer on the planet, the scarcity is evidenced for the irregular distribution and the high demand caused by the population growth. In order to ensure water supply offer for the different kind of uses reservoirs, that always show sedimentation processes and consequent reservation capacity loss, are constructed. All of the reservoir management and operating policies are made based on its volume that has often express for volume – elevation and area – elevation curves, which is given by the local topography. In consequence of the reservation capacity loss caused by sedimentation processes the operating policies may be done based on incorrect data. The sedimentation quantification is done by bathymetric surveys. Faced with this situation our study highlights the importance of bathymetric surveys using a case study of Nova Avanhandava's reservoir (Sao Paulo, Brazil), which volume expressed by volume – elevation curve was determined.

Palavras chave: Batimetria, Assoreamento, Reservatório de Nova Avanhandava

Keywords: Bathymetry, sedimentation, Nova Avanhandava's Reservoir

¹ Mestrando do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP. Av. Trabalhador São Carlense, 400, 13566-570, Tel: (+55) 16 3373 8255. São Carlos-SP. E-mail: mv.estigoni@gmail.com

² Mestrando do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP. Av. Trabalhador São Carlense, 400, 13566-570, Tel: (+55) 16 3373 8255. São Carlos-SP. E-mail: renato.miranda@usp.br.

³ Doutorando do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP. E-mail: arturjmatos@gmail.com.

⁴ Professor Doutor do Departamento de Hidráulica e Saneamento e Professor do Programa de Pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental da EESC/USP. E-mail: mauadffm@sc.usp.br.

INTRODUÇÃO

A água é indispensável para a manutenção da vida na Terra, tal que todos os organismos vivos, incluindo o homem, dependem da água para sua sobrevivência. Ela é utilizada no consumo humano, atividades industriais, geração de energia, irrigação, lazer, entre outros usos e é fonte de riqueza e desenvolvimento, desempenhando, assim, um papel fundamental no desenvolvimento de qualquer sociedade.

Sua utilização até poucos anos sempre se deu sob o pensamento de dádivas da natureza, reservatórios inesgotáveis capazes de fornecer água pura eternamente, o que numa visão em que 70% do nosso planeta é coberto por água pode parecer perfeitamente normal. Porém 97,5% correspondem à água salgada, 2,493% estão nas geleiras ou regiões subterrâneas de difícil acesso, sobrando apenas 0,007% de água doce disponível em rios, lagos e atmosfera.

Outro ponto importante a ser considerado é a má distribuição deste recurso no globo, o qual 2/3 das reservas do mundo se localizam em somente 22 países e cerca de 47% se encontra na América do Sul, desses 53% estão no Brasil, e também a distribuição populacional. Gerando assim cenários adversos quanto à disponibilidade hídrica (MACHADO 2004).

Há muito a sociedade brasileira mostra preocupação com os recursos hídricos, sendo a primeira legislação datada de 1934, o “Código das Águas”, porém o setor hídrico se mostra em fase de desenvolvimento, sendo que somente a partir de 1997, com a criação da “Política Nacional de Recursos Hídricos, foi incorporado os conceitos de gestão de demanda, gestão da qualidade das águas nos modelos de gerenciamento de recursos hídricos e gestão ambiental de bacias hidrográficas. TUNDISI (2003) afirma que a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e gerenciamento de recursos hídricos representa um avanço conceitual muito importante e integrado de ação.

Devido à recente legislação e novos padrões para gerenciamento muitas metas propostas ainda estão em fase de implementação, tal que o levantamento de dados hidrológicos e hidrométricos e as pesquisas na área de gerenciamento de recursos hídricos são necessárias, e considerando que o Brasil possui aproximadamente pouco mais de 10% do total mundial de água doce mostra-se a grande importância destes tipos de estudos.

Existem dois fatores que determinam a disponibilidade hídrica, o fator espacial, o qual é determinado pelas características da região, como clima, solo, topografia, etc., e o fator temporal, o qual a disponibilidade de água em uma determinada região não é constante ao longo de um ano hidrológico, apresentando períodos bem distintos de cheia e de seca.

Considerando certa continuidade na disponibilidade de recurso hídrico o crescimento populacional vem a gerar aumento da demanda por este bem em suas diversas utilidades (abastecimento urbano, industrial, produção agrícola e de energia elétrica, garantia da vazão ecológica, etc.). Tal crescimento na demanda gera conflitos sobre utilização da água e, conseqüentemente, problemas para seu planejamento.

O fator temporal é comumente contornado com a utilização de reservatórios, os quais armazenam o excedente de água da época de cheia de modo que este possa ser utilizado na época de seca, sendo o volume disponível diretamente relacionado com a capacidade de armazenamento do reservatório que por sua vez é ligado com a topografia do terreno o qual é construído.

Todas as políticas de operação de um reservatório e toda a sua gestão são feitas baseadas em dados do volume do mesmo, geralmente os dados utilizados são os de projeto, estes sendo fornecidos por levantamento topográfico anterior ao enchimento do reservatório. RUCHIGA, C. R. *et al* (2005) faz a ressalva de que a curva cota-volume utilizada para o projeto de uma barragem serve apenas como ponto de partida para o plano de gestão dos seus recursos hídricos, além do que nem sempre são baseadas em levantamentos topográficos de escala adequada, disponíveis na época de sua construção. Adicionalmente, a fixação da chamada vazão regularizada de um reservatório depende de sua política de operação, que tem como dado inicial o volume útil disponível do mesmo. Os mesmos autores ainda afirmam que no Brasil praticamente todos os reservatórios têm feito suas políticas de operação utilizando o volume útil do projeto do reservatório

Com o passar do tempo há a alteração do relevo do fundo do reservatório, geralmente tendo como consequência a perda capacidade de armazenamento devido ao assoreamento, sendo assim o levantamento topográfico prévio ao enchimento do reservatório não mais condiz com a atualidade e quanto maior a idade do reservatório menor será a fidelidade do dado pré-enchimento com a condição real, podendo vir a gerar problemas de gestão (ESTIGONI, M. V. *et al*, 2009).

A revisão e atualização destes dados é feita através de estudos batimétricos, os quais consistem no levantamento do relevo do fundo do reservatório. Estes dados além de fornecer o volume atual (da época do levantamento de dados) que um reservatório pode armazenar ao serem trabalhados em conjunto com os dados anteriores ao enchimento, ou com batimetrias anteriores, fornecem dados quantitativos do assoreamento e também a previsão do tempo de vida útil do reservatório. Tal que a realização de estudos desta natureza são de grande importância para a gestão de recursos hídricos.

OBJETIVO

O presente trabalho vem a destacar a importância dos estudos batimétricos para a gestão de recursos hídricos e para a determinação da política de operação de um reservatório, seu estudo de caso contribui para o monitoramento do aproveitamento hidrelétrico e dos múltiplos usos do reservatório de Nova Avanhandava, mais especificamente para a consideração da influência do assoreamento na manutenção e na sua vida útil sendo fornecida a atualização do seu volume de reservação e suas curvas cota - área e cota - volume.

HISTÓRICO DA SEDIMENTOLOGIA

SIMONS & SENTÜRK (1992) relatam que os primeiros avanços na área do transporte de sedimentos aparentemente se desenvolveram na China, seguidos de uma fase no renascimento da Itália, onde o início desse período marcou o fim da transferência do conhecimento tecnológico do Oriente para o Ocidente, devido as incessantes guerras. Por volta do ano de 1452, teve início um novo período, nesta época Leonardo da Vinci foi o primeiro homem a ensinar o conceito de modelagem hidráulica estudando e observando a movimentação dos sedimentos. No século XVII os princípios básicos de hidráulica estudados até hoje foram formados por engenheiros como Castelli, Toricelli, Hooke, Pascal, entre outros. Já no século XVIII os nomes que mais se destacam são Frizi, Bernouilli, Lagrange, Laplace, Pitot e Chézy, indo contra a teoria de que as partículas de sedimento se frecionavam ao longo de seu carreamento por atrito entre as mesmas. Apesar de grandes nomes como Jean-Claude Barre de Saint-Venant, R. Manning, Reynolds e W. Froude, quem mais se destacou na

área de sedimentologia foram J Dupuit e DuBoys, sendo Dupuit o primeiro a evidenciar em seus estudos o efeito da variação da velocidade do escoamento no depósito das partículas.

Não são encontrados no Brasil relatos de estudos de sedimentos anteriores a 1950, sendo o primeiro trabalho efetuado no rio Camaquã – RS, com a finalidade de fazer previsão do assoreamento e cálculo do tempo de vida útil do reservatório da barragem de Paredão (CARVALHO *et al*, 2000). No entanto publicações na área eram raras, podendo se destacar o “Manual de Hidrometria” da CEMIG (Companhia de Eletricidade de Minas Gerais S.A.), em três volumes, sendo o segundo referente à sedimentometria (CARVALHO, 1994).

ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS

As represas servem à humanidade por mais de 4500 anos. Com o tempo, as funções e usos sofreram notáveis alterações havendo um avanço significativo na construção de represas para controlar o fluxo dos rios e para garantir o armazenamento da água. As mudanças tecnológicas foram paralelas à construção de represas cada vez maiores na intenção de se ganhar o controle de Fontes de água cada vez maiores (STERNBERG, 2006).

O termo “assoreamento” é muitas vezes confundido com “erosão” ou “sedimentação” que na verdade são processos que fazem parte do “assoreamento”, sendo este um termo mais amplo. Todos os processos correspondentes à geração, transporte e deposição de sedimento é que correspondem a definição do termo “assoreamento”.

Erosão hídrica é o resultado do desgaste abrasivo ou da desagregação por embate, feito pela água sobre um substrato mineral com o qual tem contato. A ação mecânica ou impactante produz partículas sólidas de diversos tamanhos e formas. O processo erosivo é precedido de intemperismos, ação de agentes desagregadores físicos, químicos e biológicos ativos, potencializados pelas condições em que se encontra o corpo em erosão, por exemplo, a posição topográfica e o tipo de cobertura vegetal que o reveste. A erosão torna-se acelerada principalmente nas vertentes mais íngremes, onde a vegetação é rala ou inexistente, com solos arenosos e quando são aplicadas técnicas agrícolas inadequadas às condições dos terrenos (EMMERICH e MARCONDES, 1975).

Todos os cursos d’água naturais apresentam a propriedade de carrear sedimentos e o volume deste material depende da região drenada pelo curso d’água. O material transportado, partículas de rochas, solos e de matéria orgânica, caracterizam o tipo dos sedimentos do curso d’ água (BRANCO *et. al*, 1977).

A construção de uma barragem e a formação de seu reservatório implica em modificações nas condições naturais do curso d’água a partir da redução na velocidade da corrente e, conseqüentemente, na capacidade de transporte de sedimentos pelo rio, favorecendo sua deposição nos reservatórios que, aos poucos, vão perdendo sua capacidade de armazenar água. Portanto, seja o reservatório para fins de geração de energia, de irrigação, de abastecimento ou de outros usos, o conhecimento da vida útil desse empreendimento dependerá diretamente do fluxo de sedimentos no curso d’água (LIMA *et. al*, 2003).

Segundo CARVALHO (1994), o assoreamento gradual do reservatório, pode vir a impedir a operação do aproveitamento. No caso de usinas hidrelétricas, isso ocorre quando o sedimento depositado alcança a cota da tomada d’água. Essa retenção de sedimentos no reservatório é de certa forma benéfica, pois promove a limpeza da água para seus diversos usos, embora a sedimentação contínua possa resultar em assoreamento indesejável.

CARVALHO (1994) cita ainda que o assoreamento dos reservatórios possa causar os seguintes efeitos:

- Redução do volume d'água acumulado até inviabilizar o empreendimento;
- Efeitos sobre as estruturas; aumento de pressão na barragem, corrosão dos canais de adução e fuga, pás das turbinas e obstrução do sistema de refrigeração;
- Afogamento de locais de desova, alimentação e abrigo dos peixes;
- Formação de barras (bancos de areia) alterando e dificultando as rotas de navegação;
- Dificuldade ou impedimento da entrada da água nas tomadas d'água de sistemas de captação para fins agrícolas, pecuários, de saneamento urbano, industriais, etc.;
- Alteração ou destruição da vida aquática;
- Degradação do uso consuntivo da água.

O conjunto de técnicas utilizadas para quantificar a água de um corpo d'água é denominado hidrometria. Dentre estas técnicas temos a batimetria, consiste em levantar dados referenciados ou georreferenciados da profundidade ou cota da superfície do fundo de um reservatório ou seção de um rio. No caso de reservatórios são levantadas quantas seções forem necessárias para através de técnicas de modelagem 3D possa ser calculado o volume que este possui (ESTIGONI, M. V. *et al*, 2009).

BATIMETRIA EM RESERVATÓRIOS

Os dois métodos mais comuns utilizados no levantamento de reservatórios são (ICOLD *apud* CARVALHO, 1994):

- Método de levantamento de linhas topobatimétricas.
- Método de levantamento de contornos do reservatório;

O primeiro foi brevemente explicado no último parágrafo do item 3.1 deste trabalho e será retomado adiante com maior detalhamento. O segundo consiste em levantamento do espelho d'água do reservatório em diferentes níveis. Este método só é aplicado em reservatórios que são esvaziados ou deplecionados, a escolha do método dependerá da disponibilidade do mapeamento prévio, dos objetivos de estudo, do tamanho do reservatório e do grau de precisão desejado (CARVALHO, 1994).

O estudo batimétrico inclui o planejamento de seções batimétricas, o levantamento de campo, o processamento das informações obtidas, a utilização de softwares para a geração de mapas digitais, geração de isolinhas altimétricas (curvas de nível), bem como a geração de curvas cota-área e cota-volume.

A frequência de levantamentos nos reservatórios depende de vários fatores, sendo os principais a sua capacidade total e a quantidade possível de depósito de sedimento devido à carga sólida dos rios. Os pequenos reservatórios e aqueles cuja carga sólida afluyente é grande devem ser levantados com maior frequência. Por outro lado, reservatórios cuja carga sólida afluyente fica reduzida terão a frequência de levantamento diminuída. É o caso, por exemplo, em que a área de drenagem foi reduzida pela construção de uma barragem a montante (VANONI *apud* CARVALHO *et al*, 2000), ou ainda, quando a bacia contribuinte reduziu o valor do deflúvio sólido devido a sua proteção.

Para se otimizar a frequência dos levantamentos deve-se utilizar de dados de taxa de sedimentação obtidos de levantamentos anteriores e de dados de aporte de sedimentos (YANG, C. T. *et al*, 2006), como exemplo o mesmo autor cita o caso do lago Fort Peck o que inicialmente eram realizados levantamentos com 5 anos de intervalo, passando para 10 anos até constatar-se que seu assoreamento estava substancialmente abaixo do esperado. Então os levantamentos passaram a ser realizados com 20 anos de intervalo.

Tabela 1 - Frequência desejável para levantamentos topo-batimétricos de reservatórios. (adaptado de CARVALHO et al, 2000)

PORTE DO RESERVATÓRIO	CLASSIFICAÇÃO EM VOLUME (10^6 m^3)	FREQUENCIA DE LEVANTAMENTO
PEQUENO	<10	2 ANOS
MÉDIO	ENTRE 10 e 100	5 ANOS
GRANDE	>100	10 ANOS

Nota: A classificação aí apresentada não é rígida, podendo ter diferentes conceitos em outros países

Os procedimentos para a o levantamento de dados batimétricos através de linhas topobatimétricas mudaram muito com o avanço da tecnologia. Os métodos mais tradicionais são bem simples, sendo feitas as medidas de profundidade com hastes graduadas ou guinchos hidrométricos, e a localização de cada ponto de amostra é feita com a fixação de um marco de referência e auxilio de cabos graduados que determinam um transecto ou então com equipamentos óticos, como o teodolito, que com uma trigonometria simples fornece os dados de localização. Os dados são coletados de forma analógica, podendo ser digitalizados para tratamento computacional. Geralmente os métodos convencionais são bem mais demorados que os métodos mais modernos.

Nos métodos modernos o uso de um DGPS vem a eliminar a necessidade de amarração topográfica através de marcos em cada seção e sua utilização em conjunto com sondas acústicas, facilita o trabalho de coleta de dados, sendo feito de forma mais rápida, precisa e os dados são coletados em formato digital facilitando o pós-tratamento

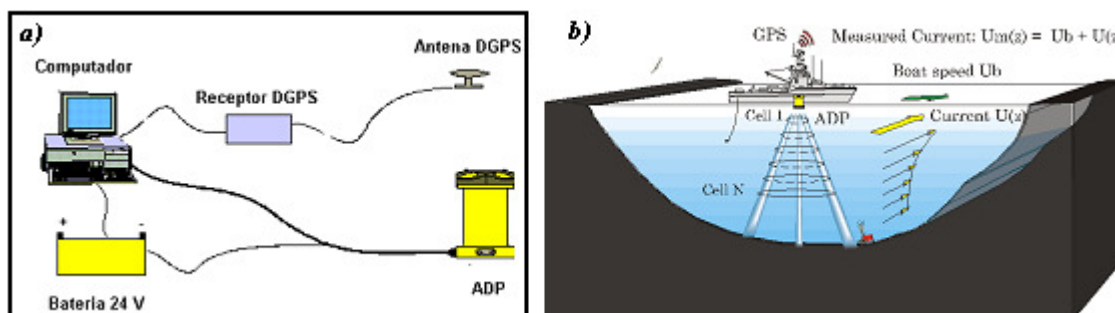


Figura 1. a) Esquema de trabalho do ADP acoplado a computador, DGPS e alimentação energética. b) Esquema de funcionamento do ADP (Disponível em <http://www.maine.gov/doc/nrimc/mgs/explore/marine/facts/apr04-7.htm> Acesso em 12/10/2009).

RESERVATÓRIO DE NOVA AVANHANDAVA

A usina hidrelétrica Nova Avanhandava, com 347,40 MW de potência instalada é a segunda maior usina em operação no rio Tietê, sendo a primeira a usina de Três Irmãos, pertencente a CESP Geração. As obras civis para sua construção foram iniciadas em novembro de 1979 e o primeiro grupo gerador entrou em operação em dezembro de 1982.

Nas proximidades do município de Barbosa havia uma pequena usina chamada Avanhandava, construída em 1921, cujo nome foi dado devido à cachoeira Salto de Avanhandava, situada à jusante desta usina.



Figura 2. Vista aérea da UHE de Nova Avanhandava e localização do reservatório no estado de São Paulo (Fonte: <http://www.aestiete.com.br> Acessado em 11/10/2009).

Para possibilitar a construção de uma usina da maior porte foi necessária a desativação da pequena usina Avanhandava e o local escolhido para a usina Nova Avanhandava estava 25 km rio abaixo denominado Porto Rui Barbosa.

A formação do reservatório teve como consequência uma grande transformação naquele trecho do rio Tietê, provocando o desaparecimento de Salto de Avanhandava, que ficou submerso pelas águas de reservatório. A Eclusa de Nova Avanhandava foi inaugurada em 1991, e foi a primeira construída com duas câmaras, interligadas através de canal intermediário.

A Eclusa é o meio utilizado para que embarcações que navegam pela hidrovia Tietê – Paraná possam vencer o desnível de montante / jusante ou vice-versa, passando de um lado para o outro, permitindo o tráfego normal de alimentos entre as regiões centro-oeste e sudeste através da utilização do transporte hidroviário.

A UHE de Nova Avanhandava atualmente pertence a concessionária AES Tietê, sendo toda a descrição apresentada neste capítulo até este parágrafo fornecida integralmente pela concessionária, disponível no site <http://www.aestiete.com.br>.

Apesar de inicialmente possuir a finalidade de geração hidrelétrica, atualmente o reservatório atende os usos múltiplos da água, sendo utilizada para abastecimento público, irrigação, lazer, esportes aquáticos, navegação, pesca, etc.

ACOUSTIC DOPPLER PROFILER – ADP

O ADP (Acoustic Doppler Profiler) é um aparelho utilizado para medir a vazão dos cursos d'água através do Efeito Doppler. Ele também pode ser utilizado para medir o seu movimento com relação ao fundo do rio e a distribuição dos sedimentos em suspensão na seção de medição. É um instrumento que transmite ondas sonoras através da água. As partículas transportadas pela corrente de água refletem o som de volta para o instrumento que

percebe o eco através de sensores, fazendo com que ele reconheça as diferentes profundidades e as velocidades das respectivas linhas de corrente através do efeito Doppler.

Sua aquisição de dados é feita através do *software* River Surveyor (Figura 3), nele são fornecidos dados de intensidade de sinal refletido na coluna d'água, temperatura, velocidade de fluxo, perfil batimétrico e vazão. Para o presente estudo só é utilizado os dados batimétricos.

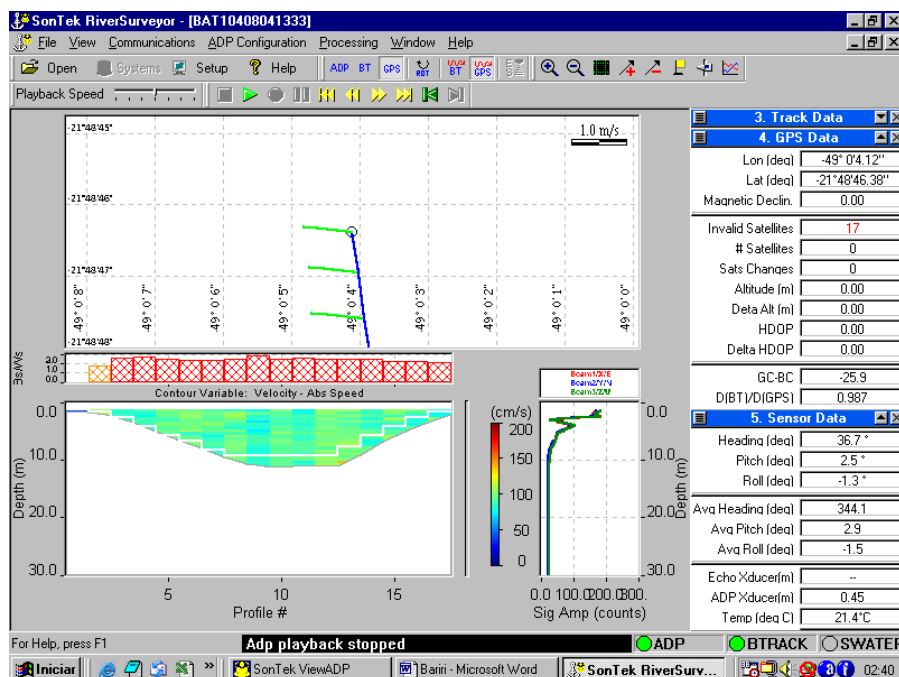


Figura 3. Apresentação de uma seção transversal de Nova Avanhandava pelo River Surveyor

DIFFERENTIAL GLOBAL POSITIONING SYSTEM (DGPS) – GS20

Para o posicionamento planimétrico (bidimensional) da embarcação será utilizado receptor GPS Leica Geosystems GS20, PDM (Professional Data Mapper), recebendo correções diferenciais (DGPS). O sistema GS20 constitui uma solução GPS/GIS completa, integrando o receptor e a antena GPS em um único módulo portátil de aquisição de dados, Figura 4.

a)



b)

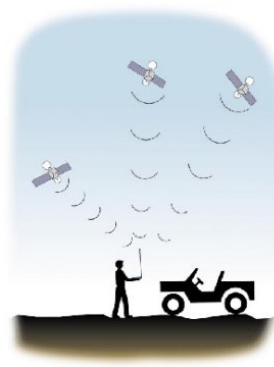


Figura 4. –a) GS20 da Leica (Fonte: <http://www.leica-geosystems.com> acessado em 11/10/2009); b) funcionamento de um GPS.

Para obter coordenadas de pontos no terreno de forma remota, usa-se atualmente a técnica do GPS. Esta técnica, inicialmente de uso militar e atualmente liberada para uso civil (com restrições), consiste no rastreamento, recebimento e registro de sinais de satélites específicos. Estes sinais são processados em combinação com determinados parâmetros para calcular as coordenadas de um ponto no terreno.

PLANEJAMENTO, LEVANTAMENTO E PROCESSAMENTO DOS DADOS BATIMÉTRICOS

O levantamento de campo foi feito seguindo a metodologia proposta por CARVALHO (1994) e CARVALHO *et al* (2000), que consiste em traçar seções transversais ao eixo principal do reservatório distantes 1cm entre si delimitadas em folhas topográficas, sendo o espaçamento dependente da escala das cartas, o presente estudo utilizou as cartas topográficas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE na escala 1:50.000, seções espaçadas em 500m, totalizando 238 seções (Figura 5).

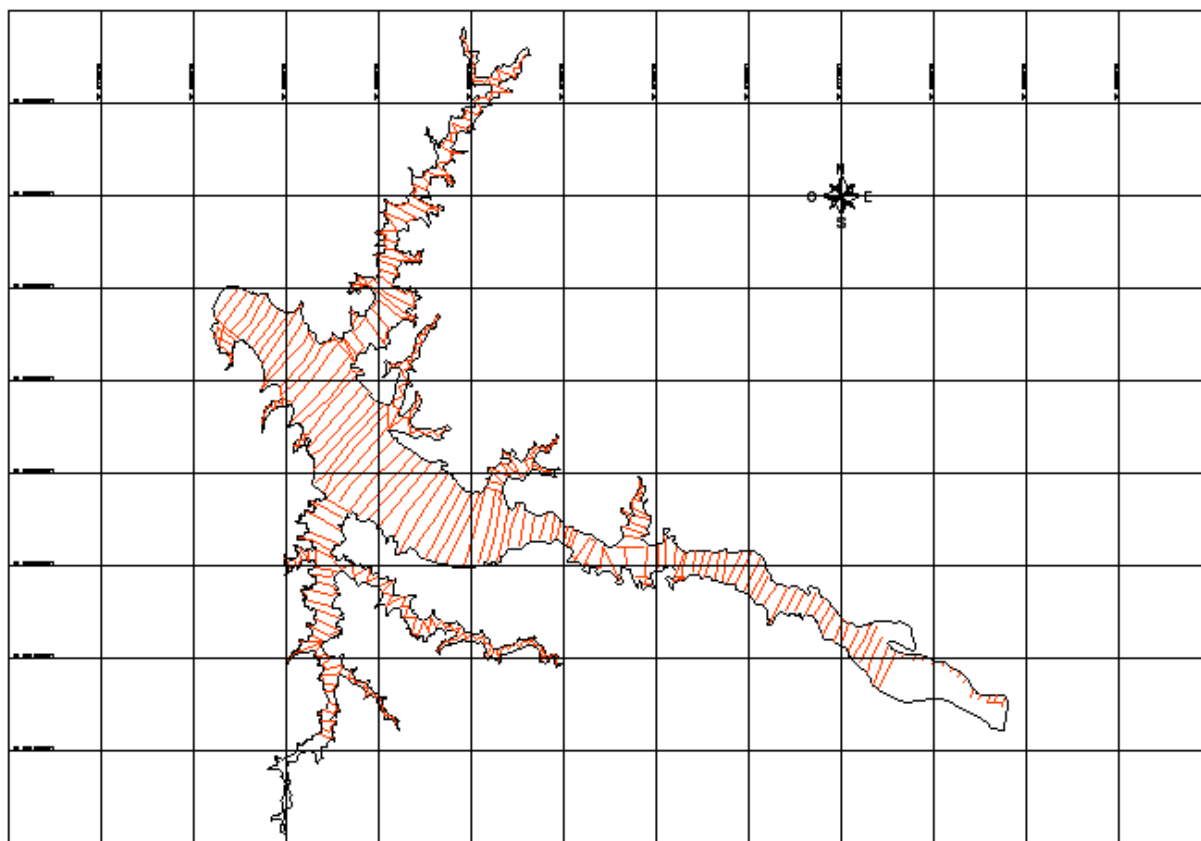


Figura 5. Planejamento das seções batimétricas.

O pós-processamento das informações coletadas tem o objetivo de se analisar os dados obtidos eliminar dados anômalos e filtrar as informações necessárias à elaboração dos mapas e à futura geração dos polinômios.

Todos os dados desnecessários para este estudo (velocidade de fluxo, temperatura, etc.) são descartados permanecendo somente dados de latitude, longitude e profundidade, sendo os dados de profundidade transformados em dados altimétricos através da subtração do valor de cota do nível d'água do reservatório no dia em que o dado foi adquirido e a

profundidade respectiva. As informações são então analisadas detalhadamente para verificar a existência de pontos discrepantes, e estes são corrigidos através do *software* ViewADP.

Os mapas com curvas de nível e os MDTs (Modelo Digital do Terreno) foram gerados em um *software* destinado a trabalhos de topografia, projeto ou construção denominado TopoGRAPH 98SE, desenvolvido pela empresa brasileira char*Pointer Informática. Os dados de entrada são os pontos de cada transecto e do contorno da represa, todos com informações de cota, latitude e longitude.

A partir do modelo numérico de terreno obtido através do TopoGRAPH, foram geradas as curvas cota-volume. Calculou-se o volume de aterro para cada cota num intervalo de 10 em 10 cm a partir da cota mínima. Os dados da cota e volume foram inseridos em uma planilha eletrônica na qual foi feito o ajuste da curva polinomial de forma a se encontrar a melhor correlação. As curvas cota-área também foram geradas de maneira análoga sendo o espaçamento das curvas de nível 1m (um metro) a partir da cota mínima.

RESULTADOS

Para a geração do MDT da represa de Nova Avanhandava, foram utilizados 825 pontos coletados no levantamento batimétrico e 3.064 pontos de contorno, fornecidos pela AES Tietê. Foi feita a geração de um TIN (do inglês *Triangular Irregular Network*) utilizando a triangulação de Delaunay

O volume total calculado, para a cota máxima de 358 m, é 1.884.625.882.933,50 m³ e a área máxima é 1938847348148 m².

As tabelas 2 e 3 mostram os dados de volume e área respectivamente para cada cota, equidistantes 1m (um metro) entre si, e as figuras 6 e 7 mostram as curvas cota – volume e cota – área associada.

Tabela 2. Volume de aterro para cada cota do reservatório distantes 1m (um metro)

COTA (m)	VOLUME (m ³)	COTA (m)	VOLUME (m ³)	COTA (m)	VOLUME (m ³)
358	1884625882933.50	345	936694466661.00	332	208970075932.00
357	1787796186744.00	344	891573690091.50	331	128510751078.00
356	1673349256669.00	343	847743452351.00	330	109965939886.00
355	1547005063147.50	342	803663560291.50	329	87856760238.00
354	1448843993430.50	341	761329165998.00	328	62839774169.50
353	1369562115232.00	340	720691968893.00	327	38161590205.50
352	1296990200146.50	339	679989698624.00	326	20320474949.00
351	1233695635379.50	338	641042932243.00	325	12785963564.50
350	1178525041710.50	337	604483502328.00	324	8562532245.00
349	1123021581624.00	336	572832550872.00	323	3411895778.00
348	1073524361099.00	335	538058724755.00	322	229322694.00
347	1025544123897.00	334	472996537701.50		
346	979655423751.50	333	354129168029.50		

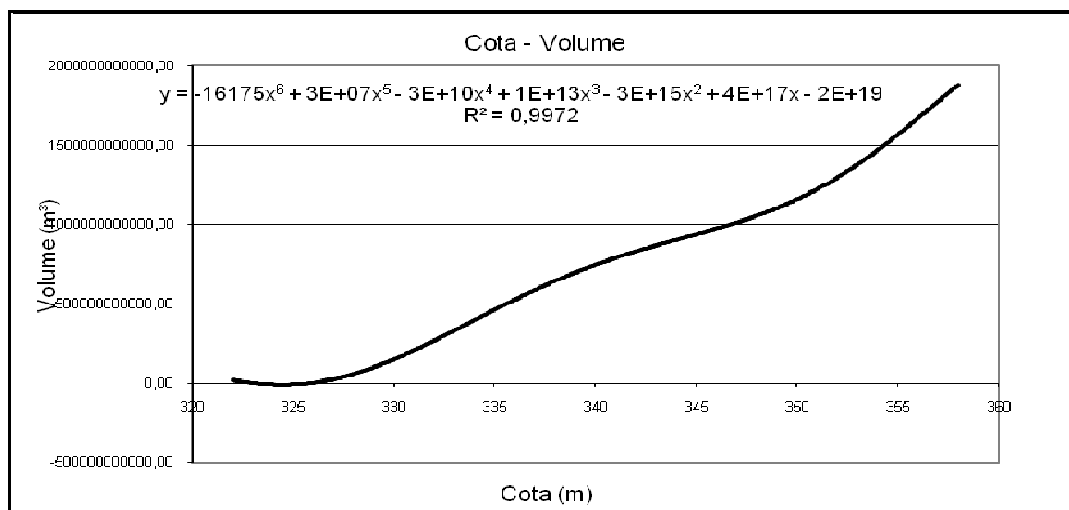


Figura 6 – Equação e curva cota – volume.

Tabela 3. Área para cada cota do reservatório distantes 1m (um metro)

COTA (m)	ÁREA (m²)	COTA (m)	ÁREA (m²)	COTA (m)	ÁREA (m²)
358	1938847348148	345	958931559285	332	280322318023
357	1830404417719	344	914457374037	331	137617833841
356	1745187955769	343	868690006146	330	119403668315
355	1601510557569	342	826796898556	329	100528211457
354	1492499568726	341	780530222027	328	75185309019
353	1405188418135	340	742128109969	327	50494239320
352	1333935812329	339	699255827817	326	25828941091
351	1260044587964	338	660723569431	325	14812008807
350	1207346682795	337	621362295055	324	10759918322
349	1149703400626	336	587604709601	323	6365146168
348	1096339762622	335	558060392143	322	458645388
347	1050708959576	334	518057057367		
346	1000379288218	333	427936018036		

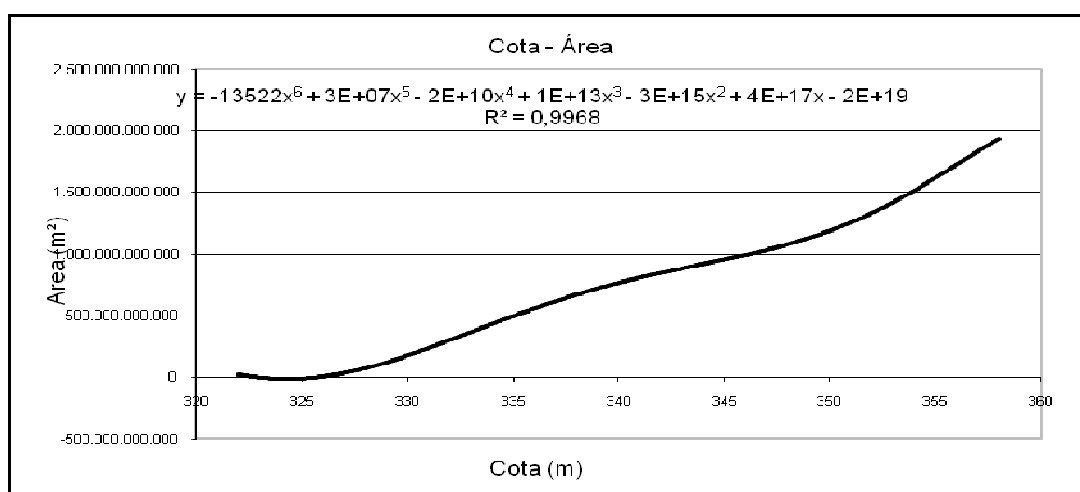


Figura 7 – Equação e curva cota – área.

CONCLUSÃO

O estudo e monitoramento sedimentológico em reservatórios são de extrema importância, pois estes estão diretamente ligados à perda de volume de reservação e conseqüentemente comprometimento da capacidade de atendimento do mesmo aos diversos usos que dele são exigidos, como abastecimento urbano: domiciliar e industrial; usos no campo: irrigação e dessedentação de animais; geração hidrelétrica; usos consultivos: esportes aquáticos, lazer, navegação, paisagismo, etc.

Em países como o Brasil que apresentem uma matriz energética predominantemente baseada em fontes hidráulicas além do planejamento de uso dos recursos hídricos o planejamento energético e de desenvolvimento também estão atrelados a estudos desta natureza.

O estudo através do uso de sonda acústica e tecnologia GPS foi capaz de determinar com grande agilidade o volume do reservatório, este mesmo estudo através de métodos tradicionais utilizando equipamentos topográficos e guinchos hidrométricos neste nível de detalhamento que se mostra inviável devido ao tempo que seria gasto e conseqüentemente custo de trabalho de campo. Evidenciando assim a grande evolução que estes equipamentos proporcionaram no campo da hidrometria.

Quando é feita uma batimetria em um reservatório que possui dados da topografia do terreno do reservatório anterior à seu enchimento ou dados de batimetrias anteriores pode ser feita a quantificação do assoreamento pela diferença volumétrica entre elas, porém este não é o caso. O reservatório de Nova Avanhandava localiza-se em uma região onde havia uma antiga usina hidrelétrica, UHE Avanhandava, e os dados de topografia desta antiga usina foram perdidos, tal que não se pôde determinar o volume assoreado.

Fica desta forma a recomendação de que sejam feitos novos levantamentos batimétricos em curto intervalo e tempo, máximo de 5 (cinco) anos, visando além de atualizar os dados de volume do reservatório, determinar a taxa de assoreamento, para que então seja definido um intervalo de tempo ótimo entre batimetrias.

AGRADECIMENTOS

A empresa AES – Tietê pelo apoio do programa P&D, ciclo 2003/2004.

A pró-reitoria de pós-graduação da Universidade de São Paulo, USP, por apoiar a apresentação deste trabalho junto ao IX SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRANCO, S. M.; ROCHA, A. A. (1997), *“Poluição, Proteção e Usos Múltiplos de Represa”s*, Editora Edgard Blucher/CETESB, São Paulo.
- CARVALHO, *et al* (2000), *“Guia de avaliação de assoreamento de Reservatórios”*. Brasília: ANEEL. 140p.
- CARVALHO, N. O. (1994), *“Hidrossedimentologia Prática”*, CPRM – Companhia de Pesquisa em Recursos Minerais. Rio de Janeiro-RJ.
- EMMERICH, W. & MARCONDES, M. A. P. (1975), *“Algumas Características do Manejo de Bacias Hidrográficas”*. São Paulo. (Boletim técnico IF).

ESTIGONI, M. V. & MATOS, A. J. (2009), “*Comparação de Diferentes Batimetrias do Reservatório da Usina Hidroelétrica do Lobo*”, XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Campo Grande, MS.

LIMA, J. E. F. W.; SANTOS, P. M. C.; CARVALHO, N. O.; SILVA, E. M. (2003), “*Fluxo De Sedimentos Em Suspensão Na Bacia Araguaia-Tocantins*”, XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba – PR.

MACHADO, C. J. S. *et al* (2004), “*Gestão de Águas Doces*”, Rio de Janeiro: Interciência.

RUCHIGA, C. R. *et al* (2005), “*Levantamento Batimétrico de um Grande Reservatório formado por barragem utilizando a sonda Acoustic Doppler Profiler*” – ADP, XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.

SIMONS, D. B. & SENTURK, F. (1992), “*Sediment transport technology: Water and sediment dynamics*”, Water Resources Publications, 897p., Denver, Colorado.

STERNBERG, R. (2006), “*Damming the River: a changing perspective on altering nature*”, Journal of Renewable & Sustainable Energy Reviews, V 10, Issue 3.

TUNDISI, J. G. (2003), “*Água no Século XXI: Enfrentando a Escassez*”, São Carlos: RiMa. IIE.

YANG, C. T. *et al* (2006), “*Reclamation. Managing Water in the West: Erosion and Sedimentation Manual*”, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver – Colorado.

<http://www.aestiete.com.br> Acessado em 11/10/2009

<http://www.leica-geosystems.com> acessado em 11/10/2009

<http://www.maine.gov/doc/nrimc/mgs/explore/marine/facts/apr04-7.htm>. Acesso em 12/10/2009

SISTEMA EFICIENTE DE RIEGO PARCELARIO CON “TDF” EN COMUNIDADES DE LA CUENCA DE PATZCUARO.

García V., Nahún H.¹; Gómez L., Luis¹; Barrios D., Natividad² y Córdova R., Miguel A.¹

Resumen – El objetivo del trabajo tiene la finalidad de presentar un proyecto piloto mediante el cual se busca incrementar la eficiencia en el uso y manejo del agua para riego con productores de tres comunidades del municipio de Tzintzuntzan en el estado de Michoacán: El Rodeo, El Jagüey y Las Cuevas. Este proyecto, enmarcado en la tercera etapa del programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, busca reducir el desperdicio de agua en los riegos parcelarios implementado sistemas eficientes de riego intermitente auxiliados con un dispositivo auto-operante denominado Tanque de Descarga de Fondo “TDF” y tubería de compuerta de 6 pulgadas para el beneficio de una superficie aproximada de 90 hectáreas. En la aplicación parcelaria, el dispositivo “TDF” que a nivel huerto familiar es muy conocido y ampliamente difundido en México se ha escalado y bajo los principios de automatización fluidica y amplificación del gasto es posible regar parcelas cuyo tamaño puede ser hasta 4 hectáreas de manera eficiente a través de ciclos de llenado y vaciado de cisternas de riego y descargas intermitentes.

Abstract - The present work aims to present a pilot project through which seeks to increase the efficiency and management of irrigation water for farmers in three communities Tzintzuntzan municipality in the state of Michoacán: El Rodeo, El Jagüey and Las Cuevas. This project is framed in the third stage of the Environmental Recovery Program for the Basin of Lake Patzcuaro, seeks to reduce water wastage in irrigation parcel efficient irrigation systems implemented intermittently helped with an automatic device called Tank Fund Download "TDF" pipe gate and 6 inches for the benefit of an approximate area of 90 hectares. In Land application, the device "TDF" at the family plot that is well known and widely used in Mexico and has escalated under the principles of fluidic automation and amplification of expenditure is possible to irrigate plots whose size can be up to 4 hectares of way efficiently through cycles of filling and emptying of tanks for irrigation and intermittent discharges.

Palabras clave: Agua para riego, Tanque de Descarga de Fondo y riego intermitente

Keywords: Water for irrigation, Download Tank Fund and Intermittent irrigation

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Tecnología hidráulica, Paseo Cuauhnáhuac No 8532 Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, México, CP 62560 Tel. (777) 3 293600 Ext 350, nahung@tlaloc.imta.mx, lgomez@tlaloc.imta.mx y macordova@tlaloc.imta.mx

² Universidad Autónoma de Zacatecas, Jardín Juárez número 147, colonia Centro Zacatecas, Zac C. P. 98000, Tel (492) 5 444369 jnatibd@yahoo.co, nati@uaz.edu.mx

INTRODUCCION

La estadística Agrícola actual de México, indica que el sector agrícola consume el 83% del total del agua utilizada (61.2 km³), de este volumen, se desperdicia grandes cantidades de agua. Para fines prácticos, se asume que la eficiencia de conducción en la red de canales es del 64.7%, la de conducción interparcelaria es del 75% y la de aplicación en la parcela es del 70%, por tanto, la eficiencia global estimada en forma general corresponde a 34% (Peña, 2007); sin embargo, los sistemas de riego por gravedad operan con eficiencias de aplicación a nivel parcelario menores del 50%, reduciéndose así la superficie potencial regable con grandes desperdicios de agua.

Este escenario, no escapa de la agricultura practicada en la Cuenca del Lago de Pátzcuaro. En particular, la zona agrícola del municipio de Tzintzuntzan perteneciente al modulo de riego Lázaro Cárdenas Chapultepec con una superficie aproximada de 400 hectáreas de producción considerando cultivos cíclicos y perennes bajo la modalidad de riego (Sagarpa, 2005), presenta una problemática particular en materia de riego; por tanto, es necesario para el productor agrícola, contar con opciones de riego que brinden mayor eficiencia en el uso del agua, a fin de ahorrar cantidades importantes de agua para aumentar la superficie cultivable o bien satisfacer las necesidades de hídricas de la población. La tecnificación de los sistemas de riego constituye la posibilidad de incrementar las eficiencias. Una alternativa encaminada a lograr este fin, es el utilizar el sistema de riego por surcos en forma intermitente; es decir, aplicar el agua de riego en forma discontinua y alternada a grupos de surcos, simétricamente ubicados respecto a un punto de control, bajo una serie de ciclos de tiempo con duración constante o variable hasta que el riego sea completado.

Al inicio del año 2008, en el marco de la tercera etapa del programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, a fin de responder a la tecnificación de sistemas de riego en una zona del municipio de Tzintzuntzan, con financiamiento de la Fundación Gonzalo Río Arronte, se proyectó, concertó y se están implementando sistemas de riego intermitente para beneficiar 90 hectáreas distribuidas en las comunidades El Rodeo, El Jagüey y Las Cuevas en el municipio de Tzintzuntzan. Estos nuevos sistemas de riego para la zona de estudio retomaran el principio de la automatización fluidica y amplificación del gasto que se aplican en el dispositivo de riego "TDF" Tanque de Descarga de Fondo; además, se utilizará para la aplicación del riego en cada surco tubería de compuerta de 6 pulgadas.

OBJETIVO Y METODOLOGÍA DEL PROYECTO

Objetivo del proyecto.- Presentar la experiencia de un proyecto piloto en donde se considera el escalamiento e implementación de sistemas de riego parcelario con el dispositivo auto-operante "TDF".

La metodología general del proyecto se enuncia a continuación:

- Estudios y diseño de los sistemas de riego parcelario tecnificado.
- Definición de la programación agrícola y selección de beneficiarios
- Talleres, capacitación e implementación de parcelas piloto demostrativas
- Gestión, suministro e instalación de los sistemas de riego parcelario con productores de las comunidades de El Rodeo, El Jagüey y Las Cuevas
- Asesoría y seguimiento en la operación de los sistemas a usuarios beneficiados del proyecto.

ÁMBITO GEOGRÁFICO Y CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

El proyecto se desarrolla en comunidades del municipio Tzintzuntzan al norte del estado de Michoacán, en las coordenadas 19°38'00" N y 101°35'00" W, a 2,050 msnm, a 55 kilómetros de la ciudad de Morelia y a 15 kilómetros del municipio de Pátzcuaro.



Figura 1. Localización de las comunidades de El Jagüey, Las Cuevas y El Rodeo

Tabla 1-. Caracterización de las comunidades del proyecto

Parámetro	El Jagüey	El Rodeo	Las Cuevas
Latitud	19°34'39''	19°35'16''	19°35'24''
Longitud	101°31'19''	101°32'23''	101°32'55''
Altitud msnm	2060	2060	2080
Población ⁽¹⁾	222	180	195
Viviendas ⁽¹⁾	54	46	49

(1) Consejo Nacional de Población (Conapo, 2005)

Actualmente la zona perteneciente al modulo de riego Lázaro Cárdenas Chapultepec, se riega por inundación, con grandes pérdidas de agua por filtración profunda y escorrentía; además, los tiempos de riego son significativamente largos provocando la inundación de parcelas y caminos aledaños.



Ilustración 1 – Condiciones actuales del riego parcelario.

ANTECEDENTE Y PRINCIPIO DEL “TDF”

El método de riego por gravedad intermitente es potencialmente capaz de incrementar la eficiencia de riego en un huerto familiar o parcela, permite disminuir las pérdidas por filtración profunda (mayor uniformidad en la aplicación de la lámina de riego) y limita las pérdidas por escorrentía al final del surco.

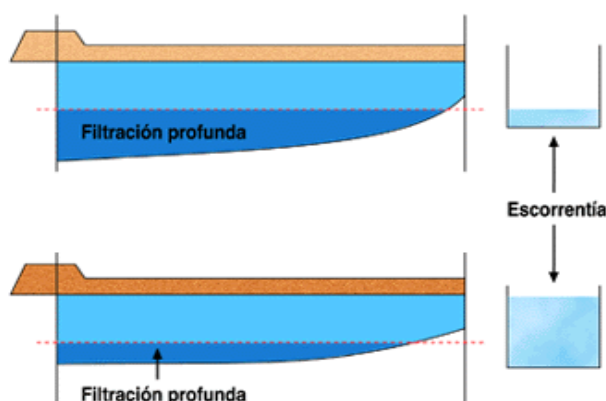


Figura 2. Esquemas de pérdidas por filtración profunda y escorrentía

Durante la fase en que el riego es suspendido las condiciones de infiltración del suelo cambian, contribuyendo así, en cada una de las siguientes etapas de riego, al aumento de la velocidad de conducción, al aumento de la uniformidad, a la mejora de los tiempos de oportunidad y a la disminución de la escorrentía al final de la parcela.

Este método de riego intermitente es posible aplicarlo mediante un dispositivo autoparamente denominado Tanque de Descarga de Fondo “TDF”. Durante el evento del riego se presentan dos fases (llenado y vaciado de un tanque o cisterna de almacenamiento). Ambas fases se producen por el cebado y descebado de un sifón auto-cebante de movimiento vertical. En la fase de llenado el nivel del agua y sifón asciende hasta un nivel de llenado del tanque previamente definido, una vez alcanzado este nivel se produce el cebado del sifón y con ello la descarga del agua hacia la tubería regante de PVC provista de compuertas en cada surco.



Figura 3. - Ejemplo de aplicación del "TDF" a nivel huerto familiar.

APLICACIÓN DEL DISPOSITIVO "TDF" PARA RIEGO PARCELARIO.

La aplicación del sistema de riego a nivel parcelario surge de la necesidad de regar superficies mayores asegurando una adecuada eficiencia de riego, para ello se escalo el almacenamiento pasando de un tanque de 200 litros a una cisterna de 10m^3 o 20m^3 . Se trabajó con tubería de compuerta de 6" para la aplicación del agua en cada surco.

Durante el evento de riego se desarrollan dos fases, una de llenado de la cisterna de riego "TDF" parcelario, donde se presenta el principio de amplificación del gasto y otra de vaciado de la cisterna de riego en donde se aplica el riego por medio de la tubería de compuerta y se presenta el principio de la automatización fluidica. A continuación la secuencia de las fases de llenado y vaciado durante el riego parcelario:



Ilustración 2 – Secuencia de las fases de llenado y vaciado con el dispositivo "TDF" para el riego parcelario.

Con este nuevo sistema de riego parcelario se busca:

- reducir los tiempos y complejidades en la aplicación del agua de riego en la parcela
- facilitar la cuantificación del agua aplicada en cada riego
- fomentar el uso eficiente del agua
- evitar inundaciones y altas infiltraciones en canales, parcelas y caminos.

Se han instalado tanques o cisternas de riego de 10m³ y 20 m³ para regar parcelas desde media hectárea hasta dos hectáreas. Para ello se han realizado demostraciones a fin de replicar el proceso entre productores de la zona, se han realizado también talleres de capacitación entre otros: construcción del tanque de almacenamiento, dispositivo de cebado auto-operante e instalación de tubería de riego.

El protocolo para la implementación del sistema de riego parcelario con los productores de las comunidades involucradas en el proyecto fue el siguiente:

- 1.- Instalación de tanque de riego - amplificación de gasto
- 2.- Construcción e instalación de dispositivo interno de cebado
- 3.- Instalación de tubería con compuertas para riego por surcos (6")
- 4.- Pruebas e instalación de equipo de bombeo
- 5.- Pruebas y aplicación de riego en parcelas



Limpieza del terreno



Marcaje del terreno



Relleno y nivelación del terreno



Armado del fondo y cilindro del tanque



Colado del fondo



Levantamiento de muro capuchino



Repellado de paredes



Terminado de Repellado



Tanque TDF terminado



Talleres de instalación del sifón interno autocebante



Llenado del tanque TDF



Pruebas y aplicación del riego en parcelas

Ilustración 3 – Protocolo para la implementación de los sistemas de riego.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Como resultado del proyecto se cuenta con una alternativa que atiende una problemática particular de la zona agrícola de Tzintzuntzan, Michoacán (desperdicio de agua para riego), mediante la técnica de riego intermitente auxiliados con Tanques de Descarga de Fondo y tubería de compuerta de 6 pulgadas es posible ahorra importantes cantidades de agua que pueden ser utilizadas para incrementar la superficie de riego y con ello la producción agrícola o bien utilizar el agua para cubrir otras necesidades de la población.

Tabla 2 -. Resumen de las actividades realizadas

Actividad	El Jagüey	El Rodeo	Las Cuevas
Gestiones para la implementación del proyecto	Reuniones y recorridos	Reuniones y recorridos	Reuniones y recorridos
Sistemas de riego	22	2	16
Parcelas demostrativas piloto	1		
Talleres de capacitación	8	2	6
Gestión, capacitación, asesoría y seguimiento	Si	Si	Si

Superficie beneficiada mayor a 50 hectáreas

CONCLUSIONES

Las prácticas de riego actuales que se aplican en la región son bastante ineficientes, lo que representa una problemática preocupante en materia de uso del agua para riego. Además, para esta región agrícola es necesario mejorar la infraestructura y el mantenimiento de los canales principales y secundarios.

Con el proyecto desarrollado con productores de las comunidades de El Rodeo, El Jagüey y Las Cuevas, se ofrece una alternativa para mejorar el manejo del agua para riego, bajo un proceso de asesoramiento y seguimiento de los sistemas de riego implementados en las parcelas y con apoyos gubernamentales, se puede impulsar el potencial agrícola mediante la vinculación de programas y acciones del gobierno federal y estatal.

Se han instalado poco mas de 45 sistemas de riego autoperantes con tubería de compuerta de 6 pulgadas para un beneficio superior de 50 hectáreas. Con los sistemas instalados se pueden hacer demostraciones y capacitaciones a fin replicar la experiencia en comunidades de la misma Cuenca, Estado o País.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado como parte de las acciones de investigación, desarrollo, transferencia y apropiación de tecnología en materia de agua con el apoyo del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y financiamiento de la Fundación Gonzalo Río Arronte. En el proyecto se cuenta con la colaboración y participación de la Universidad Autónoma de Zacatecas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barrios D., Natividad; et al, (2005). “*Propuesta técnica para la construcción de cisternas en zonas rurales*”, II Encuentro nacional de ecotecnias; Morelia, Mich.
- Barrios D., Natividad; et al. (2005). “*La producción de alimentos bajo el sistema de bici huertos*”. II Encuentro Nacional de Ecotecnias. Morelia, Mich.
- Barrios D., Natividad; et al. (2005). “*Los Bici huertos – una alternativa para la producción de alimentos*”. XIII Congreso Nacional de Irrigación, Acapulco, Gro.
- García V., Nahun H., et al, (2006). “*Tecnologías apropiadas en materia de agua para comunidades rurales - cuenca del lago de Pátzcuaro*”, IV Foro Mundial del Agua, Agua y Saneamiento para todos, México.
- García V. Nahun H. et al. (2001). “*Riego en huertos familiares mediante tanques de descargas de fondo y bombeo fotovoltaico*”. 6to Simposium Internacional de Ferti-irrigación. Morelia. Mich.
- Gómez L., Luis; et al, (2005). “*Propuesta técnica para dimensionar una cisterna en proyectos de captación de agua de lluvia*”, II Encuentro nacional de ecotecnias; Morelia, Mich.
- Gómez L., Luis; et al. (2005). “*Paquete tecnológico en materia de agua para comunidades rurales- aplicación en la cuenca del lago de Pátzcuaro*”. XIII Congreso Nacional de Irrigación, Acapulco, Gro.
- Gómez L., Luis; et al, (2006). “*Sistemas unifamiliares de captación de agua de lluvia en el medio rural SUCALL*”, XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Guyana, Venezuela.
- Mundo M., Martín. et al, (1997). “*Tecnologías alternativas en hidráulica*”, guía técnica, IMTA, Jiutepec, Mor.

Sesión Técnica 8

Técnicas y sistemas de información

APLICACIÓN CON ENTORNO SIG COMO HERRAMIENTA INTEGRADORA PARA LA GESTIÓN DE REDES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SECTORIZADAS.

Rubén Artola Perozo¹; Román Ponz Carcelén²; Rafael Pérez-García³; Joaquin Izquierdo³; Xitlali Delgado-Galván³

Resumen – Los sistemas de abastecimiento de agua modernos constituyen un complejo entramado de elementos hidráulicos e informáticos. Las mejoras tecnológicas en el equipamiento de medición, almacenamiento y transmisión de datos facilitan el acceso a una mayor cantidad de información de la red, pero también pueden llegar a dificultar, por su volumen, una adecuada lectura e interpretación de la información disponible. Será entonces de gran utilidad contar con herramientas que permitan una gestión eficiente de los datos, facilitando la toma de decisiones con la máxima celeridad posible. En este sentido las aplicaciones SIG han demostrado su potencial como herramienta integradora, continuarán haciéndolo en la medida en que aumente la información disponible en los distintos abastecimientos de agua. En este trabajo se repasan las funcionalidades e información que aporta cada uno de los sistemas que intervienen en el desarrollo y funcionamiento de una aplicación para la gestión de redes sectorizadas y el papel de los SIG como herramienta integradora.

Abstract – The water supplying systems nowadays constitute a complex mix of hydraulic and computer parts. The technological improvements in measurement equipments, storage and transmission of information facilitate the access to a major quantity of information related to water networks. Nevertheless because of the volume of information, it is not always easy to have a good interpretation and understanding about it. It is necessary the use of integration tools that allows an efficient management of the information and facilitate the decision making process with the minimum possible delay. In this respect, applications of GIS have demonstrated their potential as integration tools; they are even more useful while the available information in the different supply systems is increased. In this work some functionalities and information related to applications running over GIS environments will be shown.

Palabras claves – SIG, sistemas de abastecimiento de agua, sectorización

Keywords – GIS, water supply systems, sectorization

¹ Fundación Aguas de Valencia –Universidad Politécnica de Valencia (UPV) – Camino de Vera s/n, CP 46022, Valencia, España – Teléfono: (34) 667 016920 – Email: rartolap@gmail.com

² EMIMET (División Explotación) – Grupo Aguas de Valencia – Antigua Senda de Senent 8-5 planta, CP 46010, Valencia, España – Email: rponz@emimet.es

³ Universidad Politécnica de Valencia (UPV) – Camino de Vera s/n, CP 46022, Valencia, España – Teléfono: (+34) 96 387 98 90. Email: rperez@gmmf.upv.es

INTRODUCCIÓN.

En la actualidad los sistemas de abastecimiento de agua registran y almacenan una creciente variedad de datos. Frecuentemente encontramos las BBDD (bases de datos) del Sistema de Facturación y Gestión de Abonados (SFGA), BBDD del Sistema de Control de Averías y Operaciones (SCAO), BBDD de la Telelectura o mediciones en la red (caudal, presión, cloro, etc.), BBDD de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) y otras bases de datos como las de los modelos de simulación de la red. Lograr la optimización en el uso de toda esta información permitirá ahorrar recursos y tiempo.

El desarrollo de aplicaciones en entorno SIG constituye una excelente herramienta para el manejo integral de la información almacenada, con la ventaja añadida de posibilitar la georreferenciación de dicha información. El SIG se constituirá entonces como el centro de información de la red, sobre el cual se integrarán diversas aplicaciones informáticas destinadas a la gestión del sistema de abastecimiento de agua.

Abordaremos como ejemplo de este tipo de herramientas el análisis funcional de una aplicación para la gestión de redes sectorizadas, mediante la integración de múltiples sistemas y la creación de una interfaz de usuario en entorno SIG.

NECESIDADES Y OBJETIVOS.

Partiremos del hecho de tener una red sectorizada o dividida en distritos de medición, proceso debidamente justificado técnica y económicamente con la ayuda del SIG y del modelo de simulación de la red.

El desarrollo de una aplicación para la gestión de una red sectorizada persigue fundamentalmente los siguientes objetivos:

- Caracterización física de los objetos Sistema, Sector, DMA u otro previamente definido. Cálculo de área, longitud de red, número de acometidas (cálculo del número aproximado de acometidas en redes sin digitalización de acometidas, partiendo del número de portales o fincas).
- Identificar, contabilizar y cuantificar los consumos por tipo, ya sea por estimación de consumos o lectura real.
- Seguimiento, gestión y consulta de parámetros hidráulicos y de calidad del agua (caudal, presión, cloro, etc.) y el establecimiento de alarmas por valores umbrales.
- Detección temprana de anomalías mediante el seguimiento del caudal mínimo nocturno. Cálculo del caudal de fugas latentes (Lambert et al., 1998) y el caudal mínimo objetivo.
- Estimación de fugas partir del balance de agua suministrada y la estimación de consumos.
- Cálculo de volumen de agua suministrado y del rendimiento estimando.
- Visualización de gráficos y tablas con las series de caudal y presión media registradas en el sector y en las estaciones de sectorización y telelectura asociadas.
- Visualización de gráficos y tablas con los valores históricos de los distintos parámetros medidos y calculados (caudal, presión, volumen, rendimiento y

calidad del agua), incluyendo acceso a los históricos de ratios e indicadores de gestión.

- Cálculo de ratios e indicadores de gestión. Cálculo de indicadores relativos que permitan las comparaciones entre sectores u objetos de similares características, facilitando la planificación de actuaciones en la red (benchmarking).
- Permitir el acceso a la cartografía SIG. Habilitar la consulta de los elementos de la red, especialmente aquellos que conforman la frontera del sector o distrito de medición y los elementos ubicados en entradas y/o salidas de los mismos (elementos en Estaciones de Sectorización, Estaciones de Telelectura, etc.).
- Obtención de Balances Hídricos para los objetos Sistema, Sector, DMA u otro previamente definido. Cálculo de indicadores técnicos y económicos (IWA Blue Pages, 2000).

Para conseguir los objetivos planteados será necesario desarrollar un grupo de tareas encaminadas a establecer las zonas de medición en las que se subdivide la red (Sistema, Sector, DMA, etc.) y definir las BBDD en las que se organizará la información de la telelectura de dichas zonas.

Otras actuaciones estarían encaminadas a establecer una clasificación de consumos que permita asignar estimaciones o calcular los consumos en la red, en especial en horario nocturno. En sistemas en que no se cuente con telelectura del parque de contadores domiciliarios será de gran utilidad identificar los consumidores nocturnos y grandes consumidores y establecer para esos casos telelectura con capacidad de registro de valores nocturnos. Al resto de los consumidores domésticos y no domésticos se les podrá aplicar patrones de consumo como estimación de sus consumos nocturnos. La estimación o cálculo de los consumos nocturnos permitirá el cálculo de un valor estimado de fugas nocturnas, estimación de los valores de fugas diarias y el cálculo de rendimientos estimados.

Veamos algunas de las principales actuaciones o modificaciones a realizar y los sistemas que intervienen en las mismas:

- SIG: Definir los objetos Sistema, Sector, DMA, etc., como zonas de medición establecidas.
- SIG: Definir los objetos Estación de Sectorización o Telelectura y el elemento Registrador de Datos (Data Logger).
- SIG: Desarrollar las herramientas de edición de los objetos y elementos anteriores, incluyendo herramienta para la definición y validación de sectores (topología, puntos de entrada y/o salida, elementos frontera, etc.).
- SIG: Habilitar la posibilidad de consulta a los nuevos objetos y elementos.
- SFGA: Implementar clasificación de consumos y habilitar lecturas de consumo medio nocturno para consumidores especiales (Grandes Consumidores y Consumidores Nocturnos).
- SIG/SFGA: Desarrollar herramientas de reconocimiento de información de acometidas, abonados y de asignación de consumos.
- SIG/Telelectura: Definir BBDD de telelectura de los objetos creados (Sistema, Sector, DMA, etc.)

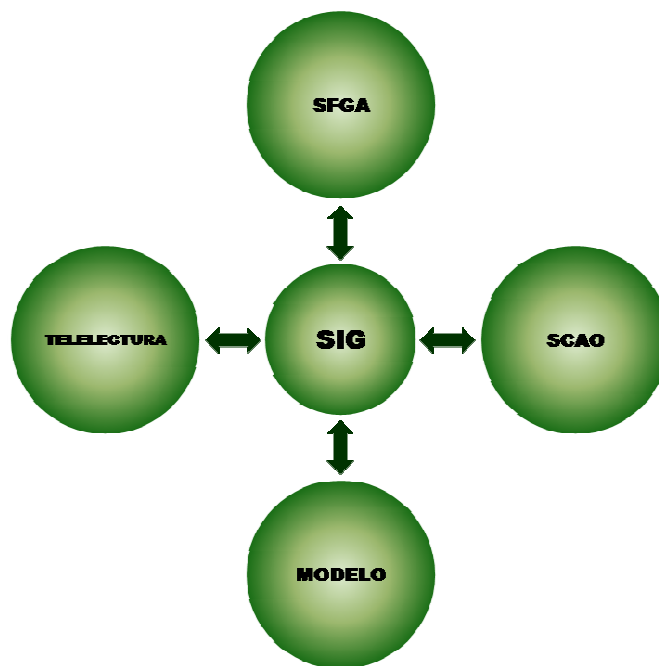


Figura 1. Relación entre sistemas.

FUNCIONALIDADES E INFORMACIÓN QUE APORTAN LOS SISTEMAS Y LA INTEGRACIÓN.

El desarrollo y funcionamiento de una herramienta integradora que de cumplimiento a los objetivos planteados necesitará explotar las siguientes funcionalidades e información en cada uno de los sistemas:

Funcionalidades e información que aporta el SIG:

1. Datos gráficos y alfanuméricos de cada uno de los objetos y elementos hidráulicos de la red (Sistema, Sector, DMA, Estación de Sectorización o Telelectura y Registrador de Datos).
2. Mantenimiento gráfico, alfanumérico y topológico de la información asociada a los objetos y elementos hidráulicos de la red.
3. Inventario de redes vinculado a los diferentes objetos (longitud de red, acometidas, válvulas, etc.)
4. Relación entre objetos de la red.
5. Definición o verificación de la superficie del sector (herramienta polígono de corte).

Funcionalidades e información que aporta la Telelectura o mediciones en la red:

1. Identificador del Registrador de Datos.
2. Mediciones de caudal, presión y cloro, incluyendo fecha y hora de registro.
3. Alarmas en tiempo real por umbrales de caudal, presión y cloro (alarmas programadas en los registradores de datos).

Funcionalidades e información que aporta SFGA:

1. Número de Consumidores Domésticos, Consumidores No Domésticos , Grandes Consumidores y Consumidores Nocturnos.
2. Consumo medio nocturno de Grandes Consumidores y Consumidores Nocturnos.
3. Consumo real y estimado según objeto y fechas.
4. Características de contadores (tipo, calibre, ubicación)

Funcionalidades e información que aporta el SCAO:

1. Actuaciones sobre elementos que afecten el comportamiento hidráulico de la red (cierre de válvulas, reparaciones, etc.)

Funcionalidades e información que aporta la herramienta integradora:

1. Asignación de consumos a los diferentes objetos (Sistema, Sector, DMA, etc.).
2. Gestión de Sectores:
 - Seguimiento diario de curvas de caudal y presión, valores significativos, gestión de alarmas, fugas estimadas, volumen y rendimiento.
 - Históricos de sectores y estaciones de sectorización y telelectura.
 - Indicadores de gestión (ratios).
 - Elementos de entrada y/o salida, frontera y otros elementos sensibles.
 - Parámetros de calidad del agua y sus alarmas.
 - Seguimiento de incidencias varias.
3. Balances Hídricos:
 - Balance hídrico de los objetos Sistema, Sector, DMA, etc.
 - Indicadores de gestión de la IWA (TIRL, UARL, ILI).
 - Indicadores de costes generales (IWA Blue Pages, 2000).



Figura 2. Esquema Funcional.

Veamos, a modo de ejemplo, una parte del procedimiento que se genera por la consulta de los datos de un sector.

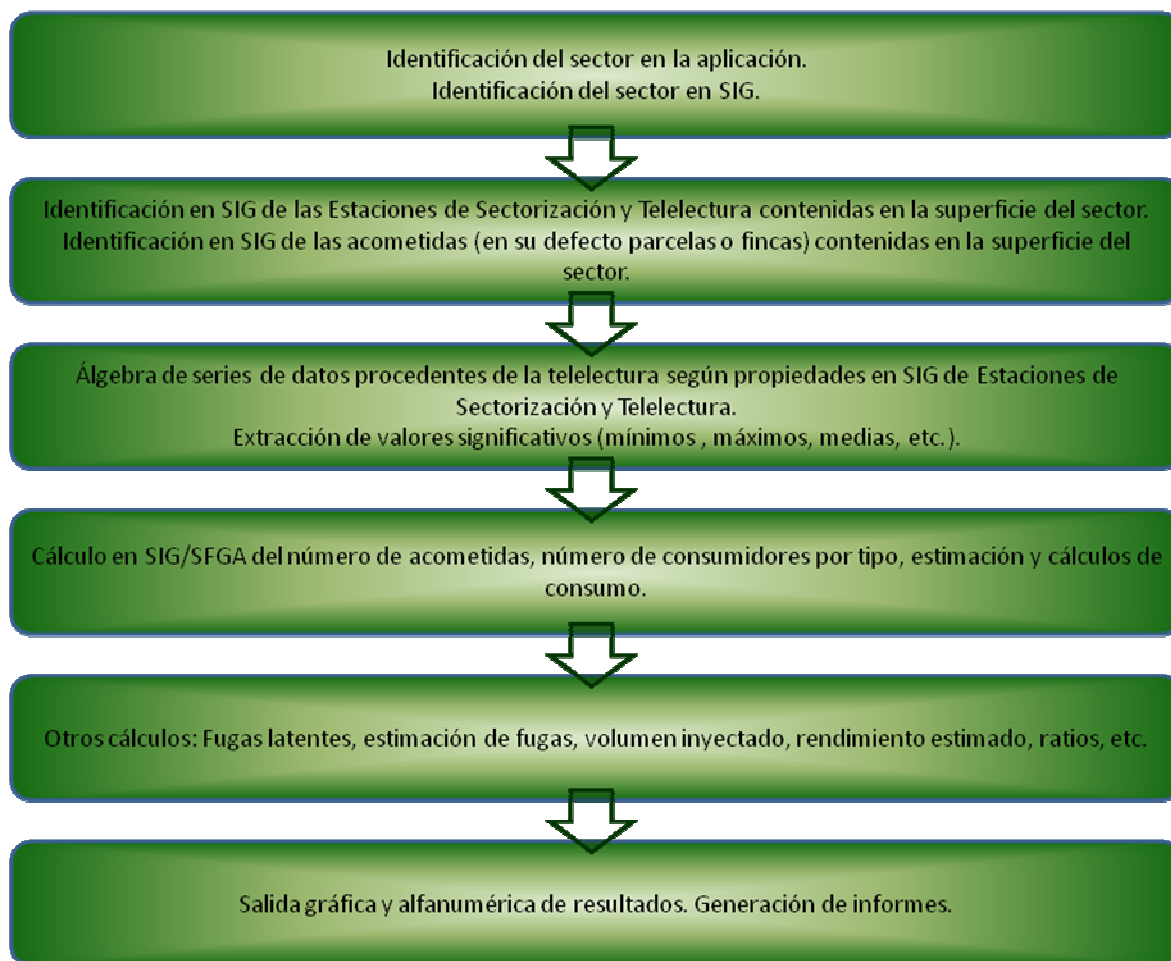


Figura 3. Procedimiento de consulta de los datos de un sector.

CONCLUSIONES.

La utilización de herramientas integradoras, en particular aplicaciones en entorno SIG para la gestión de redes sectorizadas o zonas de medición constituyen una forma óptima de gestión de la red.

La integración de los distintos sistemas de una red sectorizada evita la redundancia e incoherencia de los datos y facilita el acceso a la más variada información.

La definición en SIG de las características de todos los elementos de medición y de registro de datos permitirá la asignación espacial de variables (caudal, presión, cloro, etc.) facilitando los cálculos y las consultas.

La edición en SIG de las características de los objetos y elementos de la red, especialmente los creados por el proyecto de sectorización, garantizará la actualización constante de sus bases de datos (núcleo del resto de sistemas) y dotará al sistema de la versatilidad suficiente para recibir nuevos objetos y elementos (nuevo Sistema, Sector, DMA, Estación de Sectorización o Telelectura, Registrador de Datos, etc.) sin afectar el funcionamiento de la aplicación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Farley, M.; Trow, S. (2003) *“Losses in water distribution networks : a practitioner's guide to assessment, monitoring and control”*, IWA Publishing, London
- Fernández, M. (1999) *“SIG para la gestión de pérdidas y diagnosis en redes de distribución de agua”*, Conferencia impartida en el II Máster en Gestión y Uso Eficiente del Agua, Valencia
- Fuertes, V.S.; García-Serra, J.; Iglesias, P.L.; López, G.; Martínez, F.J. y Pérez, R. (2002) *“Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua”*, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, pp. 151-186
- IWA Blue Pages (2000) *“Losses from water supply systems: standard terminology and recommended performance measures”*, IWA Blue Pages
- Morrison, J.; Tooms, S.; Rogers, D. (2007) *“District Metered Areas Management Guidance Notes (Draft)”*, IWA Water Loss Task Force, UK
- Lambert, A.; Myers, S.; Trow, S. (1998) *“Managing water leakage: economic and technical issue”*, Financial Times Energy, London
- Pérez, F. (2008). *“Trabajos de sectorización de la red general de distribución de agua potable del ayuntamiento de Donostia-San Sebastián”*, XXVIII Jornadas Técnicas Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento, AEAS 2008, pp. 157-168

VISUALIZACIÓN DE COMPONENTES DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO MEDIANTE IMÁGENES DE GEORADAR

David Ayala Cabrera¹, Rafael Pérez-García¹, Joaquín Izquierdo¹ y Manuel Herrera¹

RESUMEN

Este trabajo se plantea como un primer avance para el desarrollo de una herramienta metodológica que permita dar respuesta rápida a la problemática del desconocimiento de los trazados y características de los componentes de los sistemas de abastecimiento urbano en uso, empleando metodologías que permitan su conocimiento sin alterar sus condiciones y las características del entorno (Métodos no Destructivos), concretamente a través del estudio de las imágenes obtenidas con GPR (Ground Penetrating Radar). El estudio se lleva a cabo tomando como punto de partida la amplitud de onda, que es uno de los parámetros que proporciona una respuesta diferenciada del paso de las señales emitidas por el GPR a través de los distintos materiales inspeccionados. Se presentan los principios y procedimientos aplicados para la obtención de la herramienta y la aplicación de la misma en ensayos de laboratorio, realizados en condiciones controladas en un tanque de laboratorio, con la variación de cuatro materiales de tubería enterrados en suelo seco, con el objetivo de generar bases y parámetros para el entrenamiento de sistemas Inteligentes para la caracterización de Componentes de Sistemas de Abastecimiento Urbano.

ABSTRACT

This paper is proposed as a first step towards the development of a methodological tool that would give a rapid response to the problematic of the lack of knowledge of the layout and the characteristics of the components of urban water supply systems. This tool provides information without altering the system conditions and the environment characteristics (nondestructive methods). Specifically, it studies images obtained by GPR (Ground Penetrating Radar). The study is performed by taking as a starting point the wave amplitude. It is well-known that this parameter provides a differential response to the passage of the signals emitted by the GPR through the different inspected materials. We present the principles and procedures used to obtain the tool and its application in laboratory tests. These tests have been performed in a laboratory layout under controlled conditions, using four pipe materials buried in dry soil. The objective is to generate the basis and identify the parameters for training intelligent systems that are able to characterize different components of urban water supply systems.

Palabras clave: Radar de Subsuelo, Ensayos no Destructivos (END), Localización y Caracterización de Tuberías, Análisis y Procesado de Señales e Imágenes.

Keywords: Ground Penetrating Radar (GPR), Nondestructive Methods (NDM), Localization and Characterization of Pipelines, Signal and Images Processing and Analysis

¹ Universidad Politécnica de Valencia (UPV) – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Camino de Vera S/N – CP 46022 – Valencia (España) – Tel.: (+34) 963 879 890 – Fax: (+34) 963 877 981. E-mail: daaycab@posgrado.upv.es; rperez@gmmf.upv.es

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de abastecimiento están formados por numerosos y variados componentes necesarios para su funcionamiento. En los países en desarrollo, por lo general, no se realiza un control exhaustivo de las tuberías instaladas, ni tampoco de los cambios que se realizan en el sistema, por lo que, en muchos casos, se desconoce las características de dichas tuberías, tales como su diámetro, material, estado, tiempo de uso y otros. Esta circunstancia dificulta en gran medida la práctica de una buena gestión y planificación del sistema. No es necesario ir muy lejos para encontrar sistemas de abastecimiento que no cuentan con sistemas de referenciación adecuados o apenas se encuentran en una implementación incipiente; en muchos casos, la única referencia la constituye un juego de planos que, con el tiempo, se va quedando obsoleto, se deteriora o se pierde, de forma que solamente queda la memoria viva del sistema en el conocimiento de los operarios que trabajan en él.

Para estudiar en detalle los componentes de un sistema de abastecimiento en operación y levantar la información por métodos tradicionales sería necesario realizar catas y remover cantidades considerables de suelo, con una ingente cantidad de trabajo laborioso, un coste muy elevado y gran cantidad de molestias para los ciudadanos.

El conocimiento exhaustivo del sistema y de sus componentes es necesario para poder emprender acciones y tomar decisiones relativas a la gestión técnica del mismo, lo que comenzaría normalmente mediante la realización de un modelo matemático apropiado, que pueda ser utilizado, entre otras cosas, en la detección de acometidas ilegales, la estimación de volumen de agua perdida, el planteamiento de escenarios de funcionamiento del sistema, el estudio de la evolución de contaminantes que han entrado en la red, y otros usos.

Este proyecto se plantea como un primer avance para el desarrollo de una herramienta que permita dar respuesta a la problemática del desconocimiento de los trazados y características de los componentes de un sistema de abastecimiento urbano en uso, para ello se empleará el georadar, el cual es una técnica no invasiva, que permite el conocimiento de materiales en el subsuelo sin alterar el medio y cuyo funcionamiento se basa en la emisión de señales electromagnéticas al suelo con su posterior recepción.

El objetivo principal del trabajo es evaluar la viabilidad del método propuesto de análisis de radargramas para la caracterización de los componentes del sistema de abastecimiento, siendo estudiadas en primera instancia las tuberías, observando la respuesta del equipo a la variación de algunos tipos de materiales y medios. Para ello se realizaron ensayos de laboratorio, en las instalaciones del *Centro Multidisciplinar de Modelación de Fluidos – CMMF*, de la Universidad Politécnica de Valencia, con tuberías enterradas de diferentes características material en un entorno controlado, lo que nos permitió analizar el efecto que tienen estas condiciones y el entorno de la tubería en las condiciones de propagación de la señal.

BREVE INTRODUCCIÓN AL GPR

El radar de penetración de suelo (Ground Penetrating Radar, GPR) en algunos casos llamado georadar, radar de subsuelo, radar de sondeo de terreno o radar de penetración terrestre, es una técnica geofísica electromagnética no invasiva para la exploración del subsuelo, para su caracterización y monitoreo (Olhoeft, 2006).

La prospección geofísica con georadar es una tecnología capaz de solucionar en gran medida la problemática inherente al estudio del subsuelo, de una forma eficaz, precisa y sin necesidad de recurrir a métodos invasivos de los medios estudiados. Este método permite frecuentemente detectar y ubicar estratos y objetos enterrados con alta precisión, obteniéndose mapas detallados del subsuelo. Las prospecciones de GPR (Ground Penetrating Radar) normalmente requieren de tiempos de inspección relativamente cortos, pudiendo ser realizadas con costos razonables y bajo condiciones no destructivas de investigación. Este método de prospección geofísica, basado en la emisión y recepción de ondas electromagnéticas, es extremadamente versátil y rápido para investigaciones a profundidad limitada, cuya principal característica es permitir delinear las interfaces entre los diferentes materiales que constituyen el subsuelo, *siempre que exista suficiente contraste entre las propiedades dieléctricas de las estructuras involucradas*.

Sus aplicaciones son numerosas: caracterización de elementos constructivos (cimentaciones, hormigones, asfaltos, etcétera), prospección mineral, cartografía, estratigrafía, arqueología, paleontología, tectónica y sismología, contaminación ambiental, determinación de la profundidad del permafrost, caracterización de perfiles edáficos, búsqueda de víctimas en aludes, entre muchas otras. Esta versatilidad del GPR se basa en que ofrece un registro de alta resolución, es un método rápido y la utilización de intervalos de disparo pequeños permite considerarlo como un método casi continuo (Pueyo, O.; Zamora, S.A. et al; 2005).

Esta metodología se basa en la emisión de pulsos electromagnéticos desde la superficie del suelo, que se propagan dentro del mismo y se reflejan en las discontinuidades que haya a su paso. La energía de los pulsos reflejados se mide sobre la superficie mediante dispositivos receptores. Por un lado, el tiempo que tarda el pulso desde que es emitido hasta que es detectado en la superficie da una medida de la profundidad de un dado reflector, conocidas las posiciones de la fuente y del receptor, y la velocidad de propagación de los pulsos en el tipo de suelo particular. Por el otro, la comparación de las amplitudes de los pulsos emitido y recibido, brinda información adicional acerca de la composición del subsuelo (Bonomo, N.; De la Vega, M.; s.f).

Las ecuaciones de Maxwell son la base teórica en la que se sustenta el fenómeno, en conjunto con las denominadas ecuaciones constitutivas, que relacionan la intensidad del campo eléctrico y magnético con el desplazamiento eléctrico y la inducción magnética, respectivamente, permitiendo correlacionar las interacciones entre las ondas electromagnéticas y los medios en los cuales se propagan. Este sistema de ecuaciones contiene los tres parámetros que caracterizan un medio electromagnéticamente: ϵ , σ , μ . La conductividad σ representa la medida de la capacidad de un material de conducir corriente eléctrica. La permitividad ϵ dieléctrica brinda la medida de la capacidad de polarización de un material en presencia de un campo eléctrico. Finalmente la medida de la capacidad de un medio para atraer los campos magnéticos viene descrita por la permeabilidad magnética μ .

Las ondas electromagnéticas viajan en un medio a una velocidad que depende de la constante dieléctrica relativa del subsuelo, de la velocidad de la luz en el vacío, y de la permeabilidad magnética relativa. La velocidad de la onda electromagnética (V_m) en un cierto material viene dada por:

$$V_m = \frac{c}{\sqrt{(\epsilon_r \mu_r / 2)((1 + P^2) + 1)}} \quad (1)$$

donde P es el factor de pérdida, de manera que $P = \sigma / \omega\epsilon$, y σ es la conductividad, $\omega = 2\pi f$ (f es la frecuencia), y ϵ la constante dieléctrica absoluta. En un material con un bajo factor de pérdida tenemos $P \rightarrow 0$, entonces la velocidad de la onda electromagnética es dada por:

$$V_m = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}} = \frac{0.3}{\sqrt{\epsilon_r}} \text{ m/ns} \quad (2)$$

La profundidad de penetración (D) puede ser determinada por la ecuación (3), a partir de la velocidad en el medio V_m . Finalmente, el tiempo doble de propagación puede ser determinado mediante representación gráfica de las señales del GPR. Con estas premisas la profundidad resulta ser (Tavera, M. Pérez R. et al; 2006):

$$D = \frac{T \cdot V_m}{2} \quad (3)$$

El georadar puede proporcionar información sobre la localización exacta (posición y profundidad) del objeto detectado. Esta técnica, presenta como ventaja, además de su mayor poder de resolución y la posibilidad de detectar objetos no magnéticos (Busquet, E.; Casas, A.; et al; 1996). La respuesta del medio a las señales emitidas, captada en tiempos determinados, se denomina trace, la cual contiene las características electromagnéticas del medio atravesado. La sucesiva acumulación de estas trazas genera lo que se ha denominado radargrama, la cual para ser visualizada, se suele presentar en escalas de colores, generando las imágenes. Siendo este último aspecto, de particular interés en este documento, debido a que el análisis del mismo se realiza tomando como punto de partida esta clasificación.

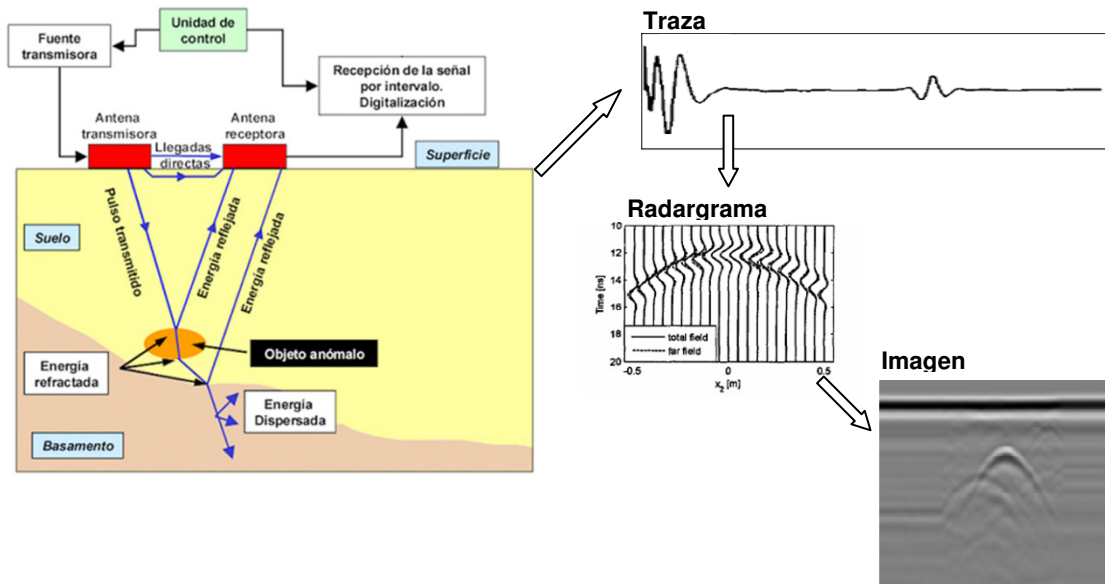


Figura 1. Obtención de Imágenes a través de la Prospección por GPR.

PRINCIPIOS DEL PROCEDIMIENTO PLANTEADO

Las imágenes de GPR son el resultado de la prospección del suelo, la obtención de estas imágenes es el resultado de la influencia de múltiples factores, que se podrían clasificar en la Figura 2. Cada uno de estos factores altera de manera sustancial las respuestas de la señal al paso a través de los diferentes materiales. Sin embargo; los mismos ya han sido tocados de manera muy directa por otros investigadores y aunque han sido tenidos en cuenta en este documento no serán la base principal del mismo. En esta investigación se hará principal énfasis en el posprocesamiento de los datos obtenidos en las trazas y su posterior transformación en imágenes.

Los datos que se obtienen de las prospecciones realizadas presentan características electromagnéticas, las cuales son la respuesta electromagnética que presenta el material analizado a las señales emitidas por el equipo, conforme las propiedades del mismo. Entre estas características se tiene la amplitud de onda, la frecuencia entre otras, de la cual para el procedimiento planteado en este documento se toma la amplitud de onda, con el objetivo de generar herramientas para la parametrización de las características, con el fin de generar bases para un entrenamiento de sistemas inteligentes de componentes de sistemas de abastecimiento. Como se presenta en la Figura 3.

Las señales captadas en el georadar dan como resultado una matriz (radargrama) de vectores (trazas) que representan la variación de las propiedades electromagnéticas del suelo para cada vector X_j en función de la profundidad. A esta matriz la denominaremos matriz A (matriz de datos en bruto), esta matriz será sometida a diferentes extracciones y procedimientos, basándose en primera instancia en los valores de amplitud de onda obtenidos, tratando de determinar sus características principales y determinando el punto hasta el cual es factible obtener información de la amplitudes de onda generadas para la clasificación de componentes de los sistemas de abastecimiento.

Las amplitudes de onda son el resultado o la respuesta directa del medio inspeccionado al impulso emitido por el GPR. La función resultante debido a las diferentes propiedades del medio, entre otras causas, es cuasi-periódica. Aprovechando esta gran variabilidad de la amplitud de onda dependiendo del medio en el cual se propague la señal y su carácter cuasi-periódico, se realizaron los procedimientos a continuación.

La matriz A analizada para el desarrollo del procedimiento, corresponde a una imagen tomada de la base de imágenes del CMMF y es el resultado de la prospección por medio de GPR una tubería de PVC enterrada, la misma en forma de trazas acumuladas (radargrama), en conjunto con los parámetros del equipo empleados para su toma, son presentados en la Figura 4.

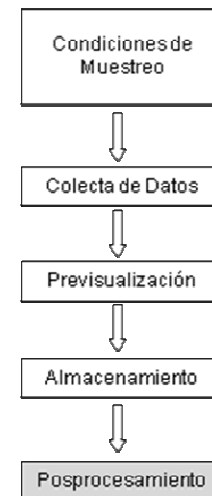


Figura 2. Factores de Influencia en Prospecciones por GPR.

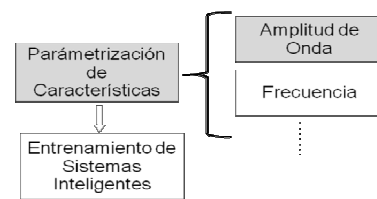


Figura 3. Parametrización de Características.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Antenna	1,5 GHz	Range Gain (dB)	
Samples/Scan	512	Points	5
Bits/Sample	16	GP1 (dB)	-13,0
Scans/Second	40	GP2 (dB)	-13,0
Scans/Meter	64	GP3 (dB)	26
DielConstant	2,7	GP4 (dB)	26
Position (ns)	0	GP5 (dB)	26
Range (ns)	12	Tamaño	
Top (m)	-0,182574	m	512
Depth (m)	1,09545	n	360

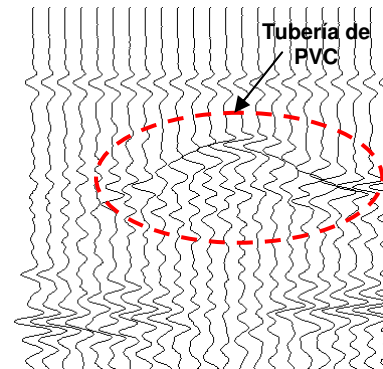


Figura 4. Imagen y Matriz A, Parámetros de Toma de Datos y sus Componentes Vectoriales.

Usualmente la primera clasificación o asociación que se realiza al obtener la imagen de GPR, está asociada a las diferentes formas que se demarcan con las amplitudes de onda, tras visualizarse la misma en escalas de colores. Basándose en esta primera identificación se lleva a cabo el siguiente desarrollo metodológico de la matriz A tomada. Realizándose una división por rangos de amplitudes de onda, extracción por partes de la onda y una progresiva acumulación de matrices generadas, como se muestra a continuación.

División en Rangos de Amplitudes de Onda

Partiendo de la clasificación por escalas de colores, basadas en los valores de amplitud de onda, para mostrar el procedimiento se tomo como ejemplo una de las trazas de los datos de la imagen presentados en la Figura 4, de la matriz A. Esta matriz de tamaño $m \times n$, es el resultado de una sola prospección del suelo de manera continua, siendo está como ya se mencionó anteriormente el resultado de múltiples vectores X_j , la misma podría ser representada de la siguiente manera:

$$A = [X_1, X_2, \dots, X_{n-1}, X_n] \quad j = 1, \dots, n \quad (4)$$

dado el rango $[R1, R2]$, se considera

$$R = R_2 - R_1 \quad (5)$$

que se ha ajustado para que sea múltiplo de 20000. Se define una partición con norma h de 20000, 10000, 5000 y 1000

$$a_0, a_1, \dots, a_k$$

con $K+1$ elementos equidistantes, siendo

$$K = R/h \quad (6)$$

se calculan las matrices $B^{(k)}$ cuyos elementos son:

$$b_{ij}^{(k)} = \begin{cases} x_{ij}, & a_{k-1} \leq x_{ij} < a_k \\ 0, & \text{en caso contrario} \end{cases} \quad k = 1, \dots, K \quad (7)$$

Si se toma como ejemplo un X_j cualquiera de la matriz A , esta traza sería subdividida conforme lo planteado en la ecuaciones anteriores, por rangos de amplitud con norma h de 20000, 10000, 5000 y 1000, tratando de representar el efecto dado por la clasificación de escalas de colores se obtendrían lo presentado en la Figura 5.

Cada una de estas imágenes presentadas, está conformada por la superposición de las matrices $B^{(k)}$ generadas. Tomando la matriz de menor discretización presentada en la Figura 5 (d), lo obtenido sería lo presentado en la Figura 6.

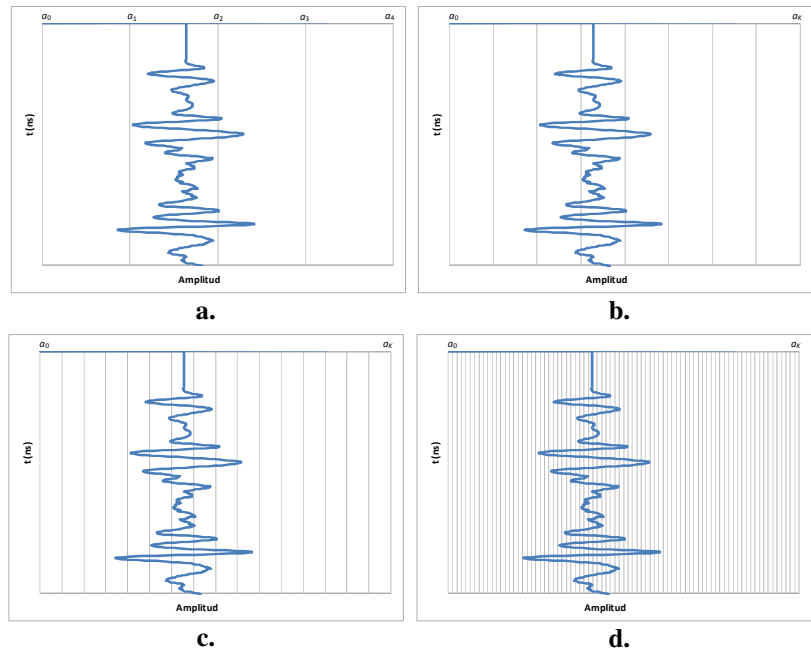


Figura 5. Clasificación de Amplitudes de Onda por Rango de Valores. a). $h = 2000$. b). $h = 10000$. c). $h = 5000$. d). $h = 1000$.

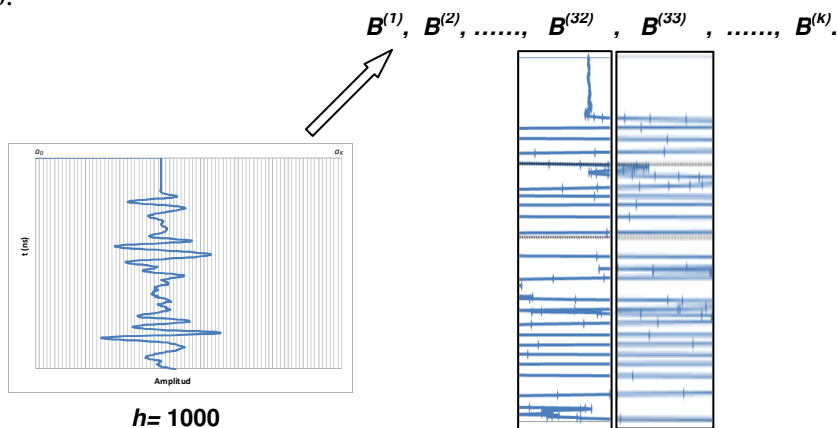


Figura 6. Matrices $B^{(k)}$ Generadas para una Traza de la Matriz A , $h = 1000$.

Esta primera clasificación de los datos contenidos en la matriz de prospección, es la base del procedimiento planteado, se puede notar que una menor discretización permite obtener mayor manejo de los datos obtenidos, con grandes discretizaciones la gran acumulación de datos en cada una de las matrices formada, no permite desarrollar con solides las formas de los objetos que han sido enterrados. Es por esta razón que para el procedimiento que se plantea a continuación se toma la $h = 1000$, por ser la menor empleada en el estudio, sin decir que no se puede tomar una discretización menor.

Extracción por Partes de la Onda

Las ondas obtenidas por el GPR, están determinadas por la sucesiva adición de máximos y mínimos valores de amplitud de onda (crestas y valles) y por presentar un carácter de cuasi-periódicas, como resultado de la reflexión que se genera por el paso de los diferentes materiales que componen el suelo de la señal emitida, es así como en los procedimientos

siguientes se tomará estos valores para reconstruir la onda a partir de ellos y extraerlos como nuevas matrices.

En este caso se parte del mínimo valor de amplitud de las ondas obtenidas con la prospección, desde este punto, se puede observar dos caminos a seguir a través de la onda; uno determinado por la parte superior y otro por la parte inferior (ver Figura 7). Partiendo desde cada valor de amplitud mínimo y tomando como referencia las matrices $B^{(k)}$ con norma $h = 1000$, se construyen las matrices $C^{(l)}$ con $l = 1, \dots, K$, de la siguiente manera:

$$C^{(l)} = B^{(l)} + \sum_{k=l+1}^K \bar{B}^{(k)} \tag{8}$$

siendo

$$\bar{B}_{ij}^{(k)} = \begin{cases} b_{ij}^k, & b_{ij}^k \geq b_{i-1,j}^{(k-1)} \text{ y } b_{ij}^k \neq 0 \text{ ó } b_{ij}^k \geq b_{i-1,j}^k \\ 0, & \text{en caso contrario} \end{cases}$$

Tras realizar el procedimiento anterior, siguiendo el camino por la parte inferior de la onda y tomando como referencia las matrices $B^{(k)}$ con norma $h = 1000$, se construyen las matrices $E^{(l)}$ con $l = 1, \dots, K$, de la siguiente manera:

$$E^{(l)} = B^{(l)} + \sum_{k=l+1}^K \bar{B}^{(k)} \tag{9}$$

siendo

$$\bar{B}_{ij}^{(k)} = \begin{cases} b_{ij}^k, & b_{ij}^k \geq b_{i+1,j}^{(k-1)} \text{ y } b_{ij}^k \neq 0 \text{ ó } b_{ij}^k \geq b_{i+1,j}^k \\ 0, & \text{en caso contrario} \end{cases}$$

De manera esquemática el procedimiento se representa en la Figura 7.

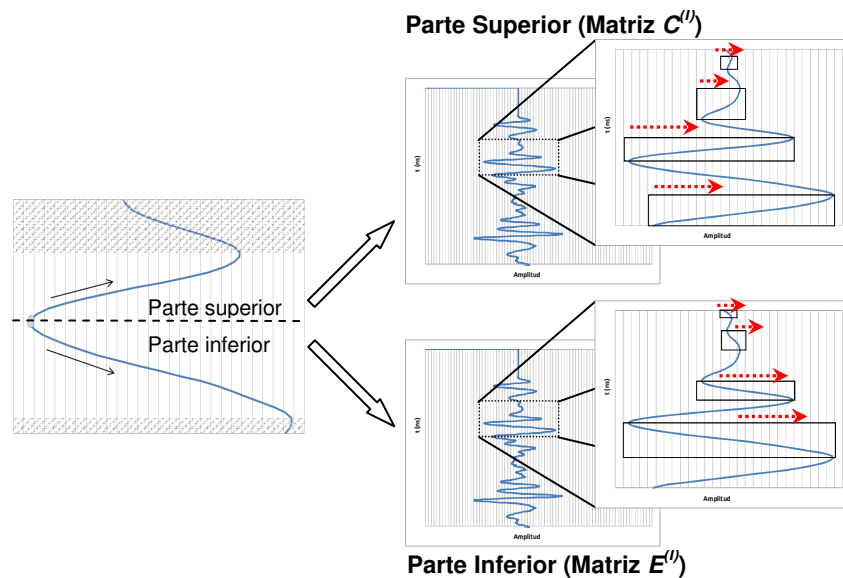


Figura 7. Extracción de las Ondas en Matrices. Punto de Partida Mínimos Valores de Amplitud de cada Onda. Clasificación en Parte Superior e Inferior.

Realizando el mismo proceso de acumulación planteado tomando como punto de partida cada uno de los máximos valores de amplitud de onda y adicionando las matrices $B^{(k)}$ con norma $h = 1000$, de menor valor a la misma, se obtienen las matrices $F^{(l)}$; parte superior de la onda y $H^{(l)}$; parte inferior. La Figura 8, presenta de manera esquemática el procedimiento planteado.

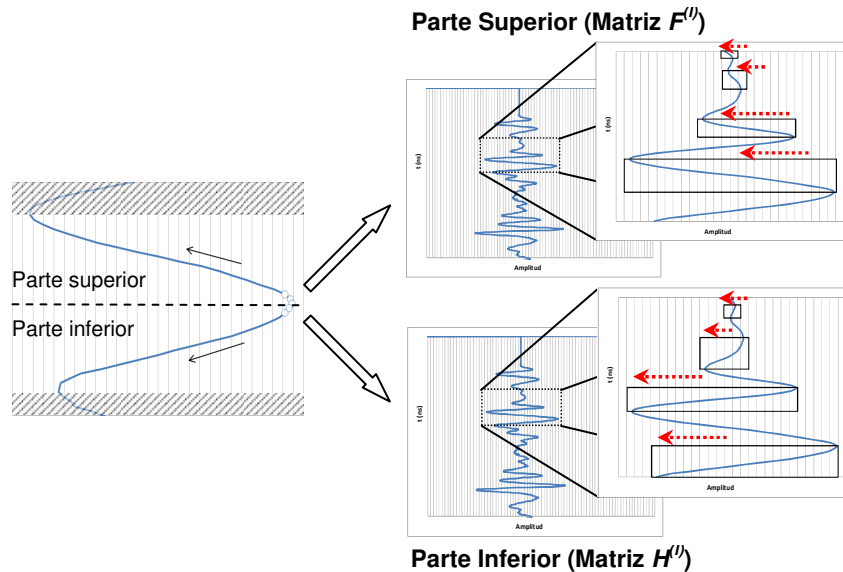


Figura 8. Extracción de las Ondas en Matrices. Punto de Partida Máximos Valores de Amplitud de cada Onda. Clasificación en Parte Superior e Inferior.

La construcción de las matrices $F^{(l)}$ con $l = 1, \dots, K$, se realiza de la siguiente manera:

$$F^{(l)} = B^{(l)} + \sum_{k=l+1}^K \bar{B}^{(k)} \quad (10)$$

siendo

$$\bar{B}_{ij}^{(k)} = \begin{cases} b_{ij}^k, & b_{ij}^k \leq b_{i+1,j}^{(k-1)} \text{ y } b_{ij}^i \neq 0 \text{ ó } b_{ij}^k \leq b_{i+1,j}^k \\ 0, & \text{en caso contrario} \end{cases}$$

Para la generación de las matrices $H^{(l)}$ con $l = 1, \dots, K$, se realiza el siguiente procedimiento:

$$H^{(l)} = B^{(l)} + \sum_{k=l+1}^K \bar{B}^{(k)} \quad (11)$$

siendo

$$\bar{B}_{ij}^{(k)} = \begin{cases} b_{ij}^k, & b_{ij}^k \leq b_{i+1,j}^{(k-1)} \text{ y } b_{ij}^i \neq 0 \text{ ó } b_{ij}^k \leq b_{i+1,j}^k \\ 0, & \text{en caso contrario} \end{cases}$$

Creación de Matrices T3, T5, T9, T12, T14 y T15

Tras la obtención del grupo de matrices de las diferentes partes de la onda extraídas por sus cuatro costados. Si sumamos las matrices $C^{(l)}$ generadas, se obtiene una nueva matriz de datos acumulados a la cual hemos llamado T3, en el cual se resalta la parte superior de las amplitudes de onda que conforman las figuras y que tienen un punto de partida en un valor de

amplitud mínimo, como se puede observar en la Figura 9. De igual manera si sumamos entre sí mismas las matrices $E^{(l)}$, $F^{(l)}$ y $H^{(l)}$; se obtienen las matrices $T5$, $T9$ y $T12$, respectivamente.

$$T3 = \sum_{i=1}^L \bar{C}^{(i)}; T5 = \sum_{i=1}^L \bar{E}^{(i)}; T9 = \sum_{i=1}^L \bar{F}^{(i)}; T12 = \sum_{i=1}^L \bar{H}^{(i)} \quad (12);(13);(14);(15)$$

La forma visual de estas matrices generadas tomando como ejemplo la Matriz A (Figura 4), se presenta en la Figura 9.

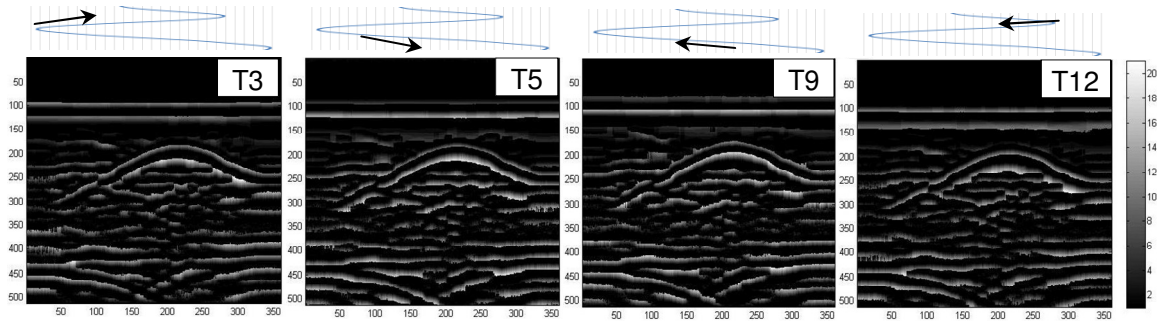


Figura 9. Matrices $T3$, $T5$, $T9$ y $T12$ de la Matriz A .

Como se puede observar en la Figura 9, las matrices obtenidas del paso por este procedimiento resaltan las formas de las anomalías que han chocado con la señal emitida a través de su recorrido por el suelo, podemos observar en ellas como las matrices $T3$ y $T12$, así como la $T5$ y $T12$ corresponden a la misma parte de la onda, extraída desde diferentes puntos. Las matrices $T3$ y $T12$ corresponden a las ondas extraídas por la parte superior, así como las $T9$ y $T5$ corresponden a la onda por la parte inferior. Si realizamos una suma de estas matrices, conforme la parte a la cual corresponden, agrupándolas en superior e inferior; obtenemos las matrices $T14$ y $T15$, la cuales minimizan el efecto de la pérdida de datos por los tiempo diferentes y la acumulación en una misma capa de inicio de los datos obtenidos para cada prospección.

Estas matrices son el resultado de las acumulaciones de la onda y representan el rango de valores de amplitud en los cuales se presentan las reflexiones que se obtienen propias del paso de cada señal a través de los diferentes materiales sometidos a prospección, clasificando cada rango en una diferente capa, las cuales conforman a las dos matrices. La aplicación de estas capas se presenta a continuación en ensayos realizados en tuberías de diferentes materiales enterrados en un tanque de laboratorio.

$$T14 = T3 + T12 \quad (16)$$

$$T15 = T5 + T9 \quad (17)$$

APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PLANTEADO EN DIFERENTES MATERIALES DE TUBERÍA ENTERRADOS

En este apartado se presenta la realización de ensayos de laboratorio de prospección por medio del uso de GPR, de cuatro diferentes materiales de tuberías empleados comúnmente en sistemas de abastecimiento (ver Tabla 1), bajo condición de total cobertura de suelo. Con los datos obtenidos de estas prospecciones, se realizó el post-procesamiento descrito,

obteniéndose las matrices *T14* y *T15*, con el fin de observar la respuesta de las señales captadas de las prospecciones realizadas al paso a través de los diferentes materiales de tubería, al ser procesada por medio de estas matrices.

Tabla 1. Características de las Tuberías Empleadas en los Ensayos.

Material	Abreviatura	Diámetro Interno (mm)	Diámetro Externo (mm)
PVC	PVC	100	110
Polietileno	PE1	35	50
Fibro cemento ²	Fib	80	96
Fundición	Fund	86	98
Polietileno	PE2	76	90

Los parámetros empleados en el equipo de GPR para estos ensayos se presentan a continuación en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros del Equipo Empleados en los Ensayos.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Antenna	1,5 GHz	GP2 (dB)	-20
Samples/Scan	2048	GP3 (dB)	10
Bits/Sample	16	GP4 (dB)	20
Scans/Second	32	GP5 (dB)	50
Scans/Meter	64	Filters	
DielConstant	9	LP_IIR	2500
Range (ns)	10	HP_IRR	200
Top (m)	-0,1	LP_FIR	0
Range Gain (dB)		HP_FIR	0
Points	5	STAKING	3
GP1 (dB)	-20	BGR_RMVL	0

Los ensayos realizados, consistieron en el deslizamiento de la antena bajo los parámetros establecidos del equipo (ver Tabla 2), sobre una superficie de polipropileno demarcada como se presenta en la Figura 10.

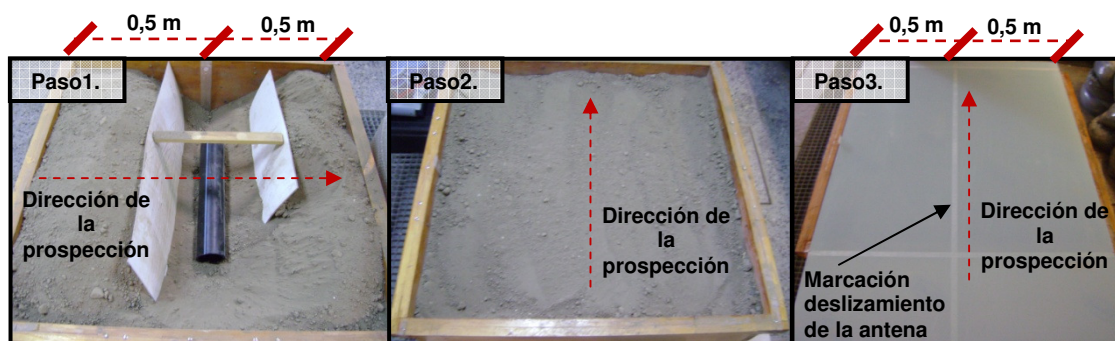


Figura 10. Procedimiento de los Ensayos.

Las mediciones fueron realizadas de manera transversal a la tubería, la superficie libre entre la placa de polipropileno y el suelo corresponde 0,06 m. Las configuraciones de las tuberías para cada ensayo se presentan en cada uno de ellos.

² Se debe mencionar, que esta tubería presentaba incrustación.

Ejemplo 1. Prospección por Separado de Cada Tubería

En este apartado se evaluaron cuatro materiales de tubería, con cinco tuberías diferentes, empleando el suelo como material de contorno para la propagación. El procedimiento consistió en adicionar al suelo una por una de manera separada, cada una de las tuberías, midiendo bajo los mismos parámetros del equipo (ver Tabla 2). En la Figura 11, se presenta de manera esquemática las configuraciones de las diferentes tuberías aplicadas para este ensayo.

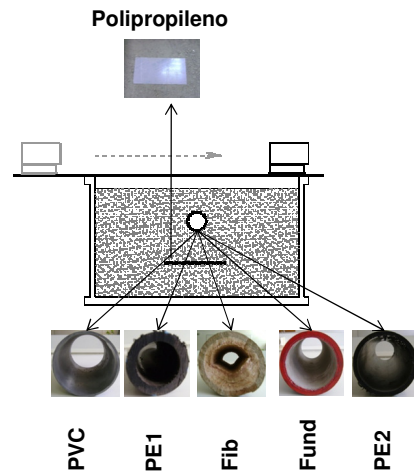


Figura 11. Esquema del Ensayo. Ejemplo1.

Los resultados en bruto de las prospecciones realizadas, son representados en escala de gris (Figura 12) y su respectivos mapas de contorno (Figura 13), se debe mencionar que adicional a las cinco tuberías, se realizó para este ejemplo una prospección adicional en suelo sin ninguna tubería adicionada, a fin de generar la posibilidad de contraste de las tuberías con una imagen de referencia.

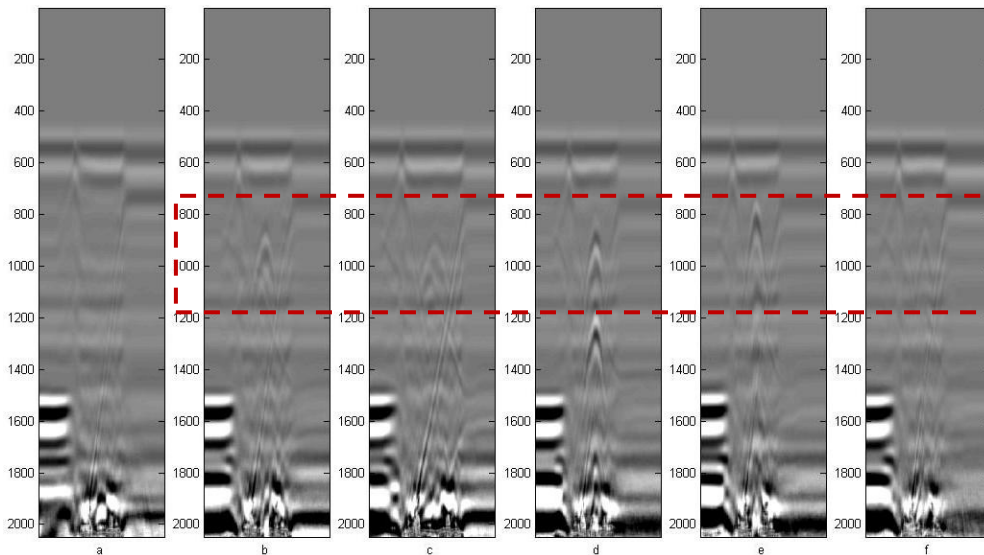


Figura 12. Imágenes en Bruto en Escala de Gris – Ejemplo 1. a). Referencia. b). PVC. c). PE1. d). Fib. e). Fund. f). PE2.

En la Figura 12, se puede observar como la intensidad del contraste del paso de material suelo-tubería-suelo, favorece la visualización de las tuberías no plásticas. Notándose la marcada intensidad de color que resaltan las imágenes de las tuberías de Fibrocemento y Fundición, en comparación con las de carácter plástico (PVC, PE1, PE2).

Esta variación de la intensidad del color que puede notarse en la Figura 12, la cual demarca con mayor intensidad las tuberías no plásticas, ha sido por mucho tiempo la primera clasificación rápida, que se realiza de manera visual de las tuberías encontradas en las diferentes prospecciones por diferentes autores y empresas, que se dedican a los procesos de prospección. Lo cual hace la determinación de la tubería por factores subjetivos, debido a que la visualización queda determinada por la escala de color aplicada, haciéndose una operación bastante dispendiosa y perdiéndose información de las características, de la reflexión, al no lograr obtenerse la escala adecuada, tal es el caso de las tuberías plásticas (PVC, PE1, PE2) en

este ejemplo, las cuales se demarcan de manera muy débil, dadas sus propiedades y es bastante compleja la identificación de la misma a simple vista.

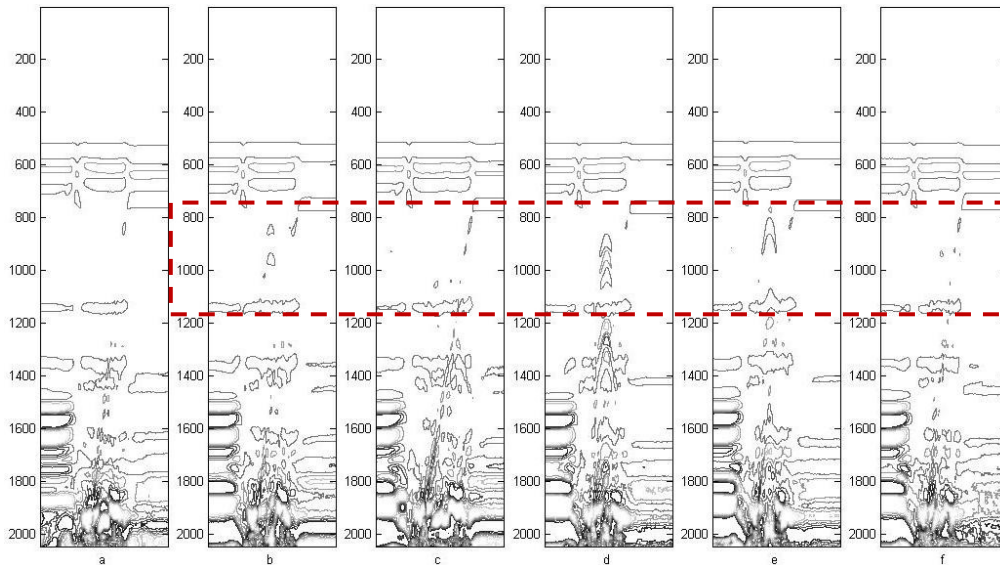


Figura 13. Imágenes en Bruto en Mapas de Contornos – Ejemplo 1. a). Referencia. b). PVC. c). PE1. d). Fib. e). Fund. f). PE2.

La visualización por mapas de contornos, permite observar con mayor claridad los límites de las diferentes reflexiones. Es así como en la Figura 13, se puede visualizar de una manera más clara las tuberías adicionales, debido a que los contornos son marcados de mejor manera. Sin embargo, aunque la tubería de PVC puede visualizarse rápidamente y las tuberías de PE, son visibles en la Figura 12, observamos como para estas últimas el contraste de sus contornos no es lo suficientemente amplio como para ser observadas a simple vista, ni demarcadas en los mapas de contornos. Por otra parte, se puede observar una imagen más limpia de las tuberías de fibrocemento y fundición adicionales, ya que no se arrastra tanta reflexión del suelo. Lo cual es consecuencia de la baja intensidad de color de las reflexiones que lo rodean, lo cual no permite una demarcación en los mapas de contornos de las mismas.

Resultados de las Matrices T14 y T15 Aplicados - Ejemplo 1.

Tras el paso de los datos en bruto, resultado de las prospecciones por GPR realizadas en laboratorio, de diferentes materiales de tubería por separado y su posterior paso a través de las matrices *T14* y *T15*, cuyo procedimiento de obtención fue planteado anteriormente, podemos observar en la los siguientes resultados en la Figura 14.

En la Figura 14, se puede observar de manera aproximada como la acumulación máxima (máxima capa) de datos varía dependiendo del material, siendo el material que presenta menor acumulación de datos el polietileno, avanzando de manera sustancial hasta el fibrocemento, con mayor cantidad de datos acumulados, se debe mencionar que la tubería de fibrocemento presenta en su interior incrustación, la cual puede influenciar en la capa de presentación. Se observa también en esta figura como los diferentes materiales presentan marcadas separaciones entre sí, lo cual permite clasificarlos rápidamente.

Después del paso de los datos resultantes de las prospecciones realizadas de tuberías enterradas en paralelo, a través de las matrices $T14$ y $T15$, se puede decir que:

- **PVC.** Presenta mejoramiento en la visualización de la imagen y una mayor cantidad de las características propias del paso de la señal a través de la misma, al compararlo con los datos en bruto.
- **PE1 y PE2.** Permite la visualización de este tipo de material, presentando una mejor demarcación de la misma al compararlos con los datos en bruto.
- **Fib. y Fund.** Mejora la visualización de las características propias de la imagen, tal como las asíntotas y presenta mayor solides en la imagen de la tubería.

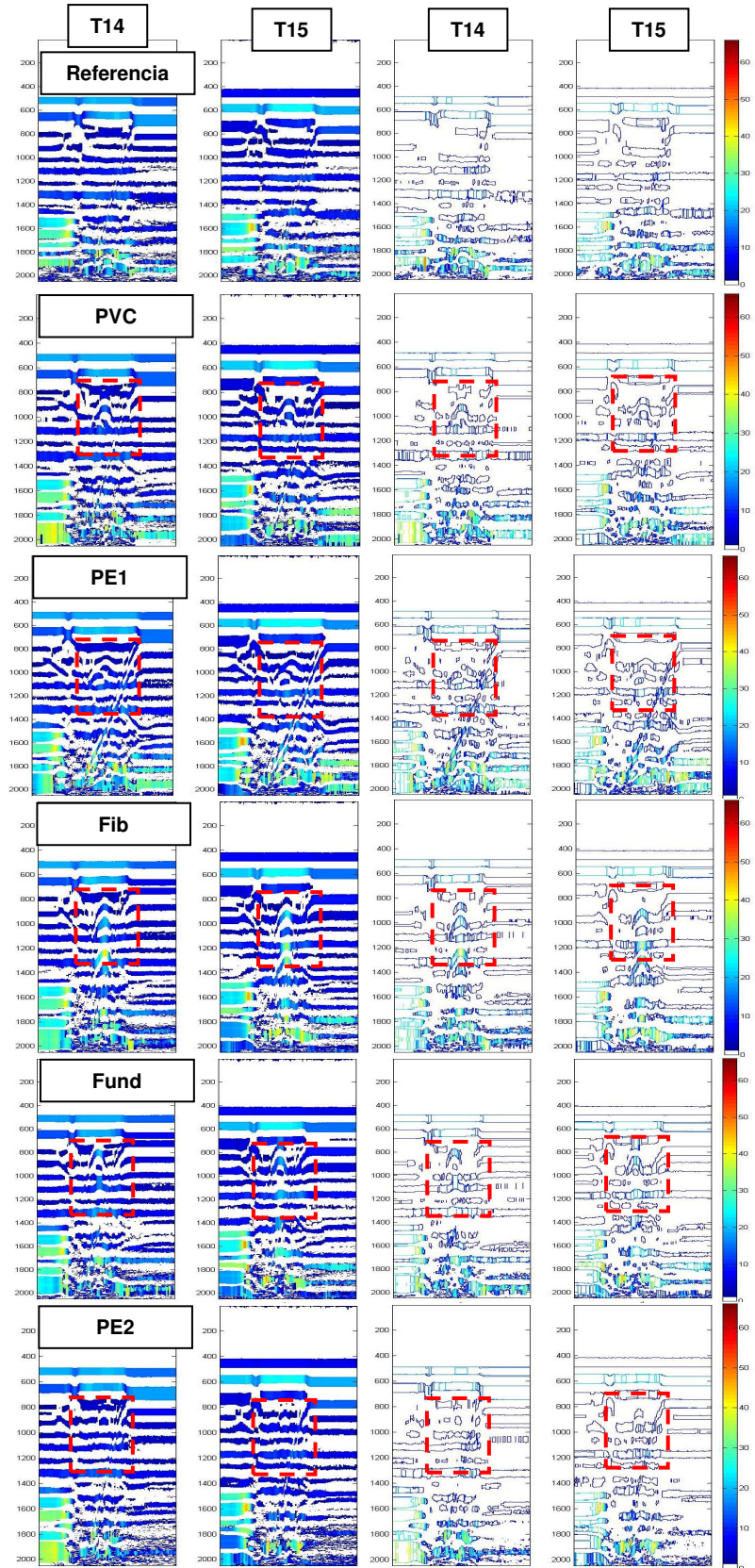


Figura 14. Matrices $T14$ y $T15$ de las Prospecciones realizadas, Escala de Colores y Mapas de Contornos.

De lo visto en este apartado se puede decir que:

- Al aplicar este procedimiento se denota significativa mejora en la presentación visual de las reflexiones de las tuberías, resultado del paso de la señal a través de las mismas, siendo demarcadas sus características en estas matrices, las cuales contienen todos los datos obtenidos de la prospección sin alteración.
- Se puede denotar también aquí la diferencia marcada en tuberías plásticas (PVC, PE1 y PE2) y las que no lo son (Fibrocemento y Fundición), resaltándose estas últimas con mayor intensidad, lo cual se ve reflejado en las capas máximas donde son presentadas.
- Esta metodología nos permite generar una primera clasificación de los datos de manera visual, separando las tuberías reflexivas de las que lo son débilmente.

Resultados de las Matrices T14 y T15 Aplicados – Clasificación por Capas – Ejemplo 2.

Para este ejemplo 2, se llevaron a prospección por medio de GPR las cinco tuberías mencionadas en la Tabla 1 de manera simultánea al tanque, a diferentes alturas y en diferentes posiciones del tanque. Este ensayo intenta representar de manera más real las condiciones presentadas en las calles, donde se encuentran numerosas cantidades de tuberías cercanas entre sí. En la Figura 15, se presenta de manera esquemática la configuración de las tuberías en el tanque aplicada para este ensayo y su respectiva imagen en bruto de los datos obtenidos de la prospección.

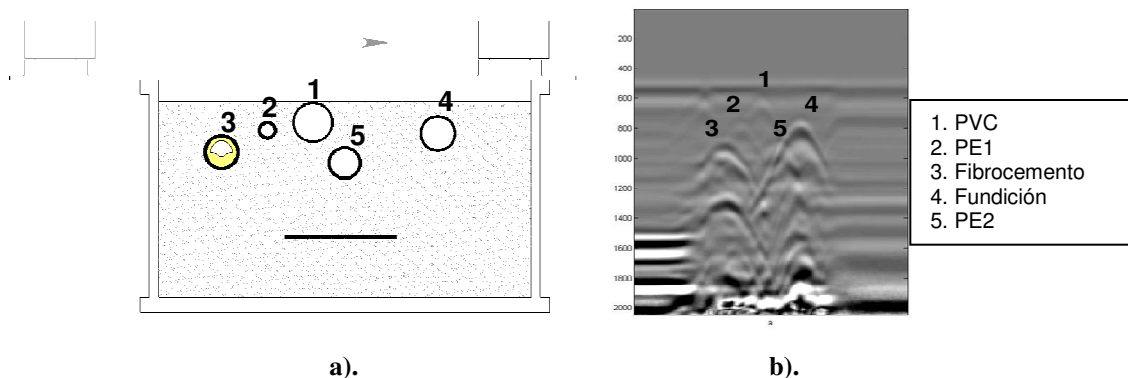


Figura 15. Ejemplo 2. a). Esquema del ensayo. b). Imagen en Bruto.

En la Figura 15 (b), se puede observar las marcaciones que presentan las diferentes tuberías con el paso del GPR sobre ellas, como respuesta a la señal emitida, observamos el mismo comportamiento obtenido en el ejemplo 1, en el cual existe diferencia marcada entre las tuberías plásticas y no plásticas, de las tuberías enterradas, en la intensidad de color presentado. Observándose de manera clara las tuberías de fibrocemento y fundición, notamos como las tuberías plásticas no son fácilmente identificables, presentando concordancia con lo observado en el ejemplo 1. Se puede observar de igual manera como la cercanía de las tuberías superpone muchas de las características de cada una de las tuberías entre sí, dificultándose la identificación de las mismas.

Tras la obtención de los datos resultados de esta prospección, se procedió a realizar el paso de los mismos a través de las matrices T14 y T15. Tratando de observar de mejor manera las características de cada una de las tuberías en material de propagación suelo tras la aplicación del procedimiento planteado, para este análisis, se tomó solo zona del radargrama en donde se considera se encuentra que se presentan las imágenes de las tuberías enterradas (datos entre 400 y 1200). Con estos datos se realizó la separación de capas de las matrices obtenidas y una

posterior acumulación de las mismas, esta comenzó a realizarse desde la capa donde se observaron características y se fueron acumulando una a una las capas menores hasta conformar por completo de nuevo las matrices *T14* y *T15*, lo cual se presenta a continuación en la Figura 16.

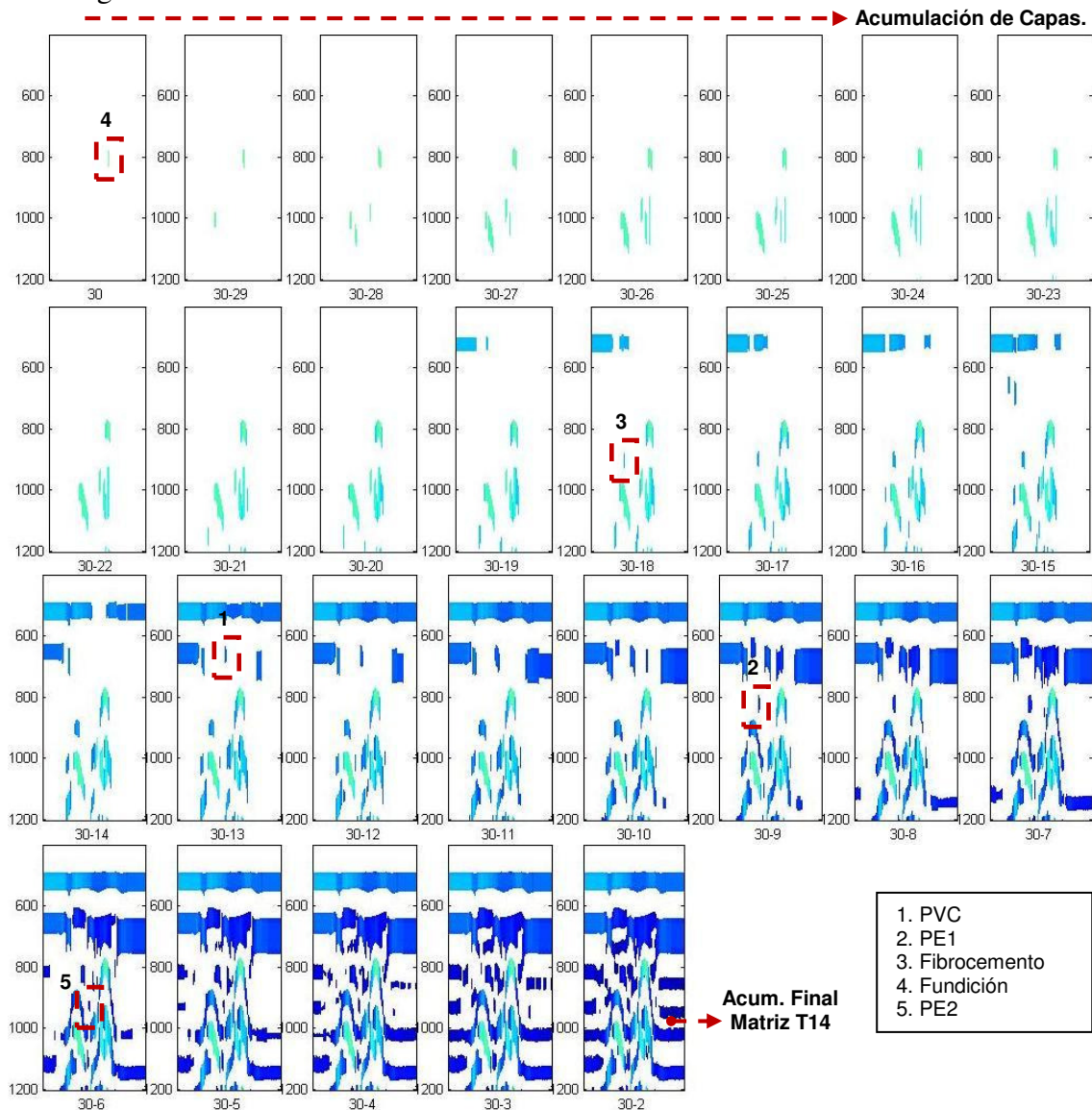


Figura 16. Acumulación de Capas para la Matriz T14 - Ejemplo 2.

En la Figura 16, se puede observar la formación de las diferentes tuberías adicionadas al medio, estas se visualizan en las diferentes capas, a continuación se realiza una observación material por material para la discretización por capas de la matriz T14.

PVC

Para este material en la figura podemos observar la formación de la parte central de las características de la hipérbola para la tubería de PVC adicionada al medio, en la capa 13 con un posterior desarrollo hasta la capa 9. Presentando formación de asíntotas entre las capas 8 y 5, la cual se acopla con el medio dificultando su visualización en el consolidado final.

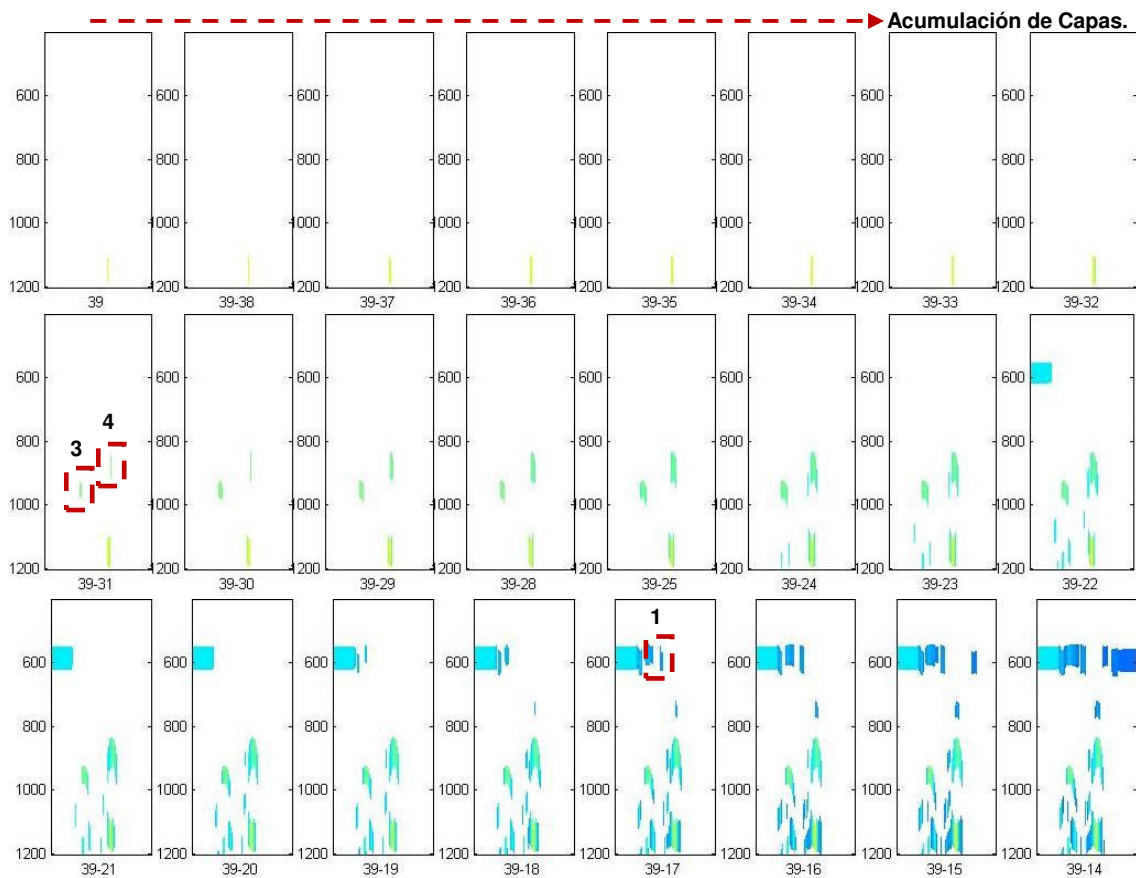
PE1, PE2.

En el material PE1 adicionado en el medio, demarcado en el recuadro 2, se puede observar el desarrollo de la parte central de las características de la hipérbola, a partir de la capa 9 con un desarrollo de la hipérbola hasta la capa 6, sin una posterior formación de asíntotas. En la tubería PE2, se puede observar el desarrollo de sus características entre las capas 6 y 2. Mostrándose para este material baja intensidad en la amplitud de onda obtenida, por presentar características de poca conductividad y observándose en la figura como las hipérbolas de las características de estas tuberías adicionadas se acoplan con las reflexiones del medio, dificultándose en la consolidación final su visualización.

Fib y Fund.

Para estos materiales no plásticos, podemos observar en la figura como las mismas se desarrollan entre las mayores capas. Mostrándose para el fibrocemento, la aparición de la parte central de las características de la hipérbola entre las capas 18 y 11, con una posterior formación de sus asíntotas entre las capas 10 y 6. Para la tubería de fundición, encontramos su desarrollo entre las capas 30 y 18, con una posterior formación de sus asíntotas entre las capas 17 y 7. Observamos como ambas tuberías se diferencian de las tuberías plásticas, presentándose su inicio y formación en capas de mayor nivel de acumulación y una mejor demarcación en la matriz de consolidación final, diferenciándose de las reflexiones del medio.

En la Figura 17, se presenta la separación por capas de la matriz $T15$ y su respectiva acumulación.



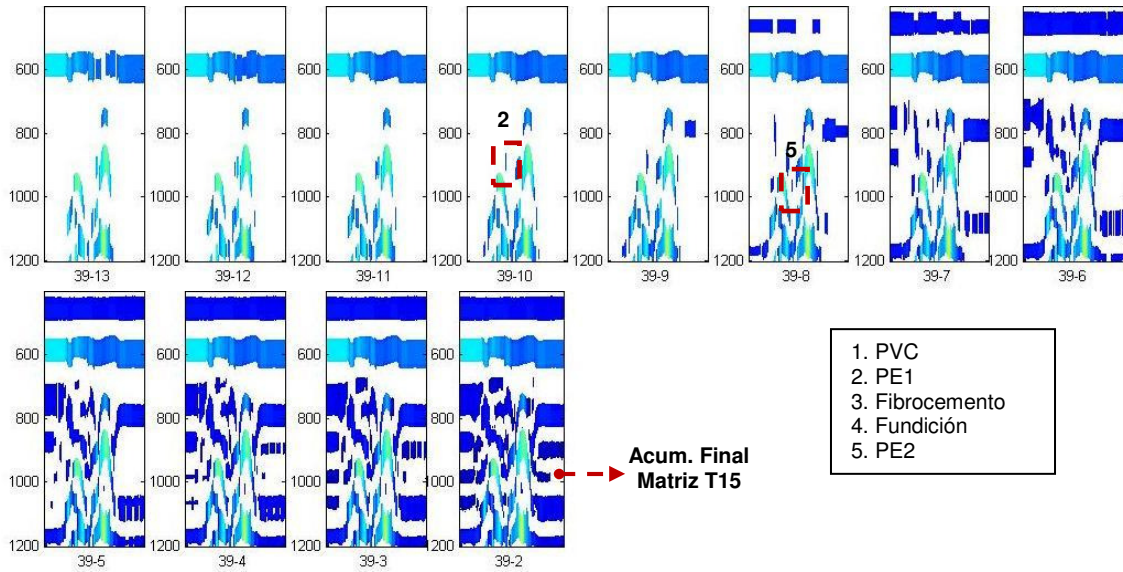


Figura 17. Acumulación de Capas para la Matriz T15 - Ejemplo 2.

De la separación de capas realizada para la matriz *T15*, se puede decir que la secuencia de aparición de la parte central de la hipérbola de características de las tuberías mostrado en las imágenes es similar al observado en la Figura 17, exceptuando fibrocemento el cual aparece antes, lo cual puede corresponder a la incrustación que presenta al interior de la tubería. Separándose la aparición de los diferentes materiales en cada y distanciándose la misma entre materiales plásticos y no plásticos.

Por otro lado se puede observar que el paso de los resultados de las prospecciones de GPR de las tuberías enterradas en este ejemplo, a través de las matrices *T14* y *T15*, mejora considerable la visualización de las características de las hipérbolas formadas para cada una de las tuberías sometidas a prospección, esta mejora favoreció en mayor grado la visualización de las tuberías plásticas (PVC, PE1, PE2).

CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos, podemos concluir que se alcanza una mejora sustancial de la visualización de las características en conjunto de las tuberías enterradas.

Por otra parte, observamos que también permite la visualización del material de polietileno (plásticos en general), lo que representa una característica muy interesante, ya que la permitividad dieléctrica del PE es del mismo orden de magnitud que la del suelo.

Se observa la aparición en las diferentes capas de las características de las tuberías enterradas en suelo, acorde a su composición, por lo que se abre la posibilidad de clasificación cuando encontramos grupos de conductos muy cercanos entre sí.

Por último, cabe indicar que se trata de un proceso de cuya aplicación es sencilla y no dependiente de la consideración y criterio del especialista (proceso no subjetivo), que brinda la posibilidad de ser repetible y también, con los adecuados ajustes, la posibilidad de parametrizar los radargramas para el caso de los sistemas de tuberías de abastecimiento, con miras a servir como base para el entrenamiento de sistemas inteligentes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Ayala Cabrera, D.; Pérez García, R.; (2009). “A tool for GPR image’s visualization of Water Supply System Components”. Presentación, WATERPIPE: Come l’innovazione può assistere nell’ottenere la Gestione Economica dei sistemi idrici - ECOMONDO, Rimini (Italy).
- Bonomo, N.; De la Vega, M. (s.f). “El método de Georadar”. <http://www.gaia.df.uba.ar/Radar.pdf>.
- Busquet, E.; Casas, A.; Pinto, V.; Rivero, L.; Sabadía, J.B. (1996). “Geofísica Ambiental: Técnicas no Destructivas para el Reconocimiento de Zonas Contaminadas por Vertidos. Acta Geológica Hispánica”, Vol. 30 (n. 1-3), pp. 73-82.
- Olhoeft, G.R. (2006). “Ground Penetrating Radar”. <http://www.g-p-r.com>.
- Pueyo, Ó.; Zamora, S.A.; Pocoví J.A. (2005). “Aplicación de la Prospección Geofísica por Georadar (GPR) a la Delimitación y Caracterización de Estructuras Arquológicas. Ejemplo de las Ruinas del Convento Agustino de Fraga (Huesca)”. Geogaceta, pp. 131-134.
- Tavera, M.; Pérez, R.; Belda, N.; Herrera, M.; Montalvo, I. (2007). “Aplicación del radar de subsuelo en la mejora del rendimiento de redes de distribución de agua: caracterización de la firma digital de las pérdidas de agua en tuberías”. VII SEREA, Seminario Iberoamericano Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de agua, Proceedings, Morelia (México).
- Tavera, M.; Pérez, R.; Belda, N.; Herrera, M. (2007). “Uso del georadar per un migliore rendimento delle reti idriche: verifica in laboratorio della sua efficacia come tecnica di prospezione per la ricerca perdite”. III Seminario La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto, Facoltà di Ingegneria di Perugia (Italia).
- Tavera, M.; Pérez, R.; Izquierdo, J.; Montalvo, I. (2008). “Métodos no-destructivos para la mejora del rendimiento de una red hidráulica: casos de estudio con el georadar”. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena de Indias (Colombia).
- Tavera, M.; Pérez, R.; Montalvo, I.; Lopez, A. (2008). “Métodos no destructivos para la mejora del rendimiento de una red hidráulica: casos de estudio con el georadar”. Alterações Climáticas e Gestao da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem, Editorial: IST-CEHIDRO, pp. 219-299.
- Tavera, M.; Pérez, R.; Montalvo, I.; Lopez, A. (2008). “Métodos no destructivos para la mejora del rendimiento de una red hidráulica: casos de estudio con el georadar”. VIII SEREA, Seminario Iberoamericano Planejamento, Projeto e Operação de Redes de Abastecimento de Agua, Lisboa (Portugal).

PREDICCIÓN A CORTO PLAZO DE LA DEMANDA DE AGUA URBANA CON LA METODOLOGÍA DE BOX-JENKINS Y REDES NEURONALES. UN CASO DE ESTUDIO

César Alejandro Espinoza Rodríguez¹; Juan Bautista Marco Segura²

Resumen – La predicción de la demanda de agua urbana se ha convertido en una herramienta de apoyo para la adecuada gestión y operación de los sistemas de abastecimiento y distribución de agua potable. Con una predicción precisa de los caudales demandados es posible programar los bombeos en las fuentes de captación, estaciones de depuración y almacenamiento, así como en las estaciones de inyección a la red para ajustarlos a las franjas horarias donde el coste energético es más bajo. Adicionalmente la predicción de la demanda aporta información desde la cual se puede deducir la cantidad de agua de *rápida movilización* que se requerirá mantener en los depósitos de almacenamiento para asegurar el servicio al conjunto de los usuarios finales. En este artículo describimos y comparamos el desempeño de dos de las metodologías de uso más extendido, la metodología de Box-Jenkins (1970) y la de Redes Neuronales Artificiales (ANN) para predecir la demanda a corto plazo en el sistema de distribución de la Ciudad de Valencia, España. Se han construido varios modelos del tipo ARIMA y de ANN obteniendo una precisión del 97.64% y 97.42% respectivamente, valores adecuados para la operación de sistemas de abastecimiento y distribución.

Abstract – Water demand forecasting has become a decision support tool for the adequate management and operation of water distribution systems. Having an accurate forecast is possible to schedule pumpings in water sources, potabilization stations and reservoirs to allow them coincide to the hours of the day when lower electric rates are operating. Additionally, water demand forecasting provides information from where is possible to deduce the amount of *rapid mobilization water* needed in deposits to assure supply to final users. In this paper we describe and compare the performance of two of the most popular methodologies applied in forecasting of short-term water demand, Box-Jenkins (1970) and Artificial Neural Networks (ANN), for the water distribution system of Valencia, Spain. Several ARIMA and ANN models have been developed, the forecasting accuracy reaches 97.64% y 97.42% respectively, which is adequate for water supply and distribution systems management.

Palabras clave: Predicción de la demanda de agua potable, Metodología Box-Jenkins, Redes Neuronales Artificiales, sistemas de distribución de agua.

Keywords: Water demand forecasting, Box-Jenkins Methodology, Artificial Neural Networks (ANN), Water distribution systems.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Camino de Vera s/n, Código Postal 46020, Valencia, España – Tel: (+34) 963877000, Ext 76152 – E-mail: ceesrod@doctor.upv.es, caespinoza2001@hotmail.com

² Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Camino de Vera s/n, Código Postal 46020, Valencia, España – Tel: (+34) 963877000, Ext 77615 – E-mail: jbmarco@hma.upv.es PhD, I.C.C.P.; Catedrático y director del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente (DIHMA)

INTRODUCCIÓN

La predicción a corto plazo de la demanda de agua se ha convertido en los últimos años en un ingrediente esencial para los operadores de los sistemas de abastecimiento y distribución de agua potable. Su relevancia surge principalmente en términos de ahorro de energía y de la calidad del agua distribuida. En el primero de los puntos mencionados, tenemos que si se puede anticipar el volumen de agua que demandarán el conjunto de los usuarios, se podrá a su vez programar la cantidad de agua que se movilizará y depurará desde las fuentes de captación previo a su distribución hacia la red de agua potable de la ciudad y se hará durante las franjas horarias en las cuales las tarifas eléctricas sean preferenciales. Con respecto al segundo punto, la calidad del agua distribuida se verá mejorada ya que se podrán minimizar los tiempos de residencia de los volúmenes de rápida movilización resguardados en los depósitos, tiempo durante el cual la concentración de cloro disuelto se ve disminuida, pudiendo requerir la reaplicación de cloro para asegurar que los puntos más alejados de la red reciben el agua en las condiciones que marca la norma.

La metodología de los modelos ARIMA (AutoRegressive Integrated Moving Average), o modelos autoregresivos integrados de media móvil fue introducida por Box y Jenkins (1970), dotando de una potente herramienta a los operadores de sistemas de agua para la modelación y predicción de la demanda a diferentes escalas, ya sea anual, mensual o diaria. Desde entonces este tipo de modelos han sido utilizados y adaptados principalmente para la predicción de la demanda en ciudades estadounidenses, como ejemplo los trabajos Maidment y Parzen (1984 ab); Franklin y Maidment (1986); Maidment et al. (1985); Miaou (1990) y en tiempos más recientes los de Shvartser et al. (1993); Zhou et al. (2000); entre otros.

El concepto y la idea original de redes neuronales artificiales aparece por primera vez en una publicación pionera presentada por McCulloch y Pitts (1943). Surge con la idea de emular y comprender las funciones que realiza el cerebro humano y su sistema nervioso por medio de una conceptualización del mismo en un modelo matemático de estructuras simples (neuronas) interconectadas. En definitiva, este trabajo fue básico para el posterior desarrollo de la técnica de redes neuronales tal y como ahora lo conocemos, e introduce por primera vez conceptos (con origen en la fisiología humana) como umbral de activación, excitación de neurona, sinapsis, pero ahora aplicados a modelos matemáticos.

A partir de esta primera publicación fueron apareciendo varias más, aunque es hasta la década de los ochenta cuando el tema de las ANN tiene un reimpulso con la publicación de Rumelhart et al. (1986). En ella se introduce el algoritmo de retropropagación del error que es el más utilizado hasta la actualidad, ya que representa un marco teórico-matemático riguroso para las redes neuronales. A partir de la aparición de este algoritmo, las redes neuronales empezaron a encontrar aplicación en áreas tan diversas de la ingeniería como pueden ser la computación, la acústica, la cibernética, el procesamiento de imágenes, solo por mencionar algunas. En los últimos años las redes neuronales han sido usadas cada vez más para predecir el comportamiento de sistemas complejos, tales como fenómenos naturales y físicos. El aumento de su popularidad, se debe en parte a la percepción de que las ANN son capaces de sortear muchas de las dificultades que complican la implementación de métodos estadísticos tradicionales. Esto se debe principalmente a que las ANN no están sujetas a las reglas restrictivas que gobiernan los modelos estadísticos. El énfasis de la modelación con ANN se pone en métodos en los que el resultado y la precisión son el principal objetivo, mientras que los estadísticos apuntan hacia métodos universales óptimos estadísticamente (Maier and Dandy, 2000). Las redes neuronales no han sido tan extensivamente utilizadas en la modelación y predicción de la demanda como en otras áreas, sin embargo se pueden encontrar trabajos como los de Griño C., R. (1991); Jain y Ormsbee 2002; Joo et al. 2005; Adamowski,

2008; entre otros trabajos, donde las emplean por si solas o en competencia con modelos estadísticos.

El objetivo de este artículo es el de construir un grupo de modelos ARIMA y ANN que consigan reproducir el proceso de la demanda de agua potable de la ciudad de Valencia, España. Los dos tipos de modelos emplearán el mismo conjunto de datos disponibles y se evaluarán sus resultados para determinar ventajas e inconvenientes de las metodologías empleadas.

MODELOS BOX-JENKINS

La metodología Box-Jenkins (1970), consta de los siguientes pasos: Identificación del modelo, estimación de parámetros, consideración de modelos alternativos si fuese necesario, predicción en base a los modelos seleccionados. La forma general de los modelos Box-Jenkins es:

$$\phi_p(B)\Phi_p(B^s)(1-B)^d(1-B^s)^D Y_t = \theta_q(B)\Theta_q(B^s)e_t \quad (1)$$

Donde $\phi(B)$ y $\theta(B)$ son los parámetros autorregresivos y de media móvil respectivamente; $\Phi(B)$ y $\Theta(B)$ son los parámetros autorregresivos y de media móvil estacionales de orden P y Q ; B es el operador de retardo, e_t es un ruido blanco con distribución normal $N(0,\sigma^2)$, Y_t es la serie temporal en estudio, P y p representan el orden de los componentes autorregresivos estacionales y regular respectivamente; Q y q representan el orden de los componentes de media móvil estacional y regular, D y d son los órdenes de diferenciación regular y estacional aplicados a la serie temporal, y finalmente s representa el orden de la estacionalidad considerada en el modelo.

MODELOS DE REDES NEURONALES ARTIFICIALES

Las redes neuronales artificiales pueden definirse como un procesador distribuido en paralelo compuesto por unidades de proceso elementales (nodos o neuronas artificiales) masivamente interconectadas entre sí y con organización jerárquica, con capacidad de adquirir conocimiento de tipo experimental con capacidad para simular y predecir procesos no lineales. La Figura 1 representa la arquitectura de una ANN típica.

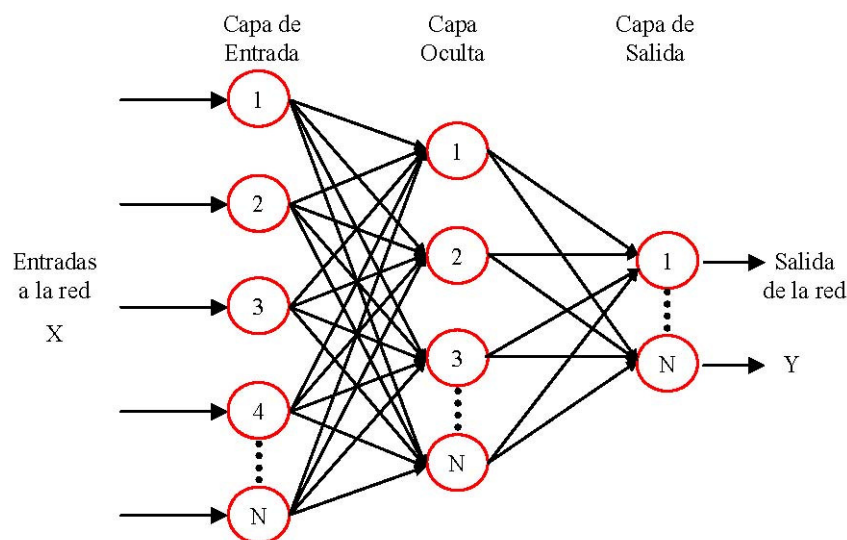


Figura 1. Configuración de una red neuronal feedforward de 3 capas

Las entradas a un nodo (ver *Figura 2*) perteneciente a una capa, serán las variables de entrada a una red o serán las salidas de los nodos de otra capa, dependiendo del sitio que ocupe la capa dentro de la red. Las entradas forman un vector de entradas $X = (x_1; x_2; \dots; x_i; \dots; x_n)$ y de la misma forma la secuencia de pesos asignada a cada entrada forman un vector de pesos $W_j = (w_{1j}; \dots; w_{ij}; \dots; w_{nj})$, donde w_{ij} representa el peso de la conexión proveniente del nodo i^{th} de la capa precedente hacia el nodo actual.

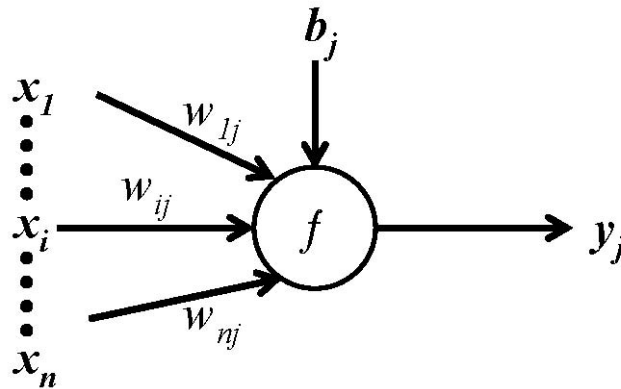


Figura 2. Diagrama esquemático de un nodo j

La salida del nodo j , y_j , se obtiene computando el valor de la función f con respecto al producto de los vectores X y W_j menos b_j , siendo b_j el umbral de activación del nodo (bias en la nomenclatura anglosajona). Este umbral debe ser superado para que el nodo pueda activarse. La ecuación que define esa operación es:

$$y_j = f(X \bullet W_j - b_j) \quad (2)$$

La idea central de las ANN es que los parámetros (b_j, w_j) pueden ser ajustados para que la red reproduzca algún comportamiento deseado. De este modo, se puede entrenar una red para realizar un trabajo determinando sus pesos w_j y umbrales b_j . La función f se denomina función de activación y su forma determina la respuesta del nodo al total de la señal de entrada que recibe. Las funciones de activación más comúnmente utilizadas en (2) son las del tipo sigmoideal, debido principalmente a que son diferenciables y esto facilita la búsqueda de solución a los algoritmos empleados. Se define como:

$$f(t) = \frac{1}{1 + e^{-t}} \quad (3)$$

Las funciones sigmoideales son ecuaciones asintóticas con forma de S que pueden aceptar entradas de todo el espacio de los números reales $(-\infty$ a $+\infty)$ y acota sus salidas entre $[0,1]$ ó $[-1,1]$, aunque también son utilizadas funciones de activación lineales en las capas de entrada y salida. Las redes neuronales tiene la propiedad fundamental de ser capaces de aprender de su entorno y mejorar su desempeño mediante el aprendizaje. En el caso de las ANN el conocimiento se encuentra representado en los pesos sinápticos de las conexiones entre neuronas. Un algoritmo de aprendizaje es un conjunto de reglas bien definidas para la solución de un problema de aprendizaje. En el caso del aprendizaje supervisado se le proporciona al algoritmo de aprendizaje con un conjunto de ejemplos (el conjunto de entrenamiento) del comportamiento adecuado de la red, es decir se le proporciona una entrada y la respuesta correcta esperada para fines de comparación. Los pesos sinápticos son ajustados iterativamente hasta acercar las salidas de la red a los objetivos. El algoritmo de aprendizaje supervisado más utilizado es el de retropropagación del error, EBLA (error backpropagation learning algorithm).

EL CASO DE ESTUDIO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE VALENCIA

El sistema de la ciudad de Valencia suministra agua potable a 807,396 habitantes (Valencia-Ayuntamiento, 2006b) en su zona urbana y contaba al 2005 con 417,868 abonados, de los cuales 372,580 eran domésticos y 45,288 industriales (Valencia-Ayuntamiento, 2006a), el área metropolitana que incluye a l'horta nord, l'horta sud, l'horta oest y l'horta centro también es abastecida por este sistema. El sistema cuenta con dos estaciones de tratamiento de agua potable (ETAP) que suministran agua a la red de distribución. La ETAP La Presa-Manises cuenta con dos fuentes de abastecimiento, el sistema hidrológico del río Turia y el canal Júcar-Turia, que como su nombre lo indica suministra agua desde el sistema hidrológico del Júcar, la *Tabla 1* presenta un resumen de las capacidades de tratamiento y almacenamiento de las ETAPs existentes.

Tabla 1- Resumen de estaciones de tratamiento de agua potable que abastecen a la ciudad de Valencia

ETAP	CAPACIDAD DE TRATAMIENTO (M ³ /SEG)	CAPACIDAD DE TRATAMIENTO (M ³ /DIA)	CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO (M ³)
LA PRESA	3.2	276,000	90,000
EL REALÓN	3.0	259,000	100,000
TOTAL	6.2	535,000	190,000

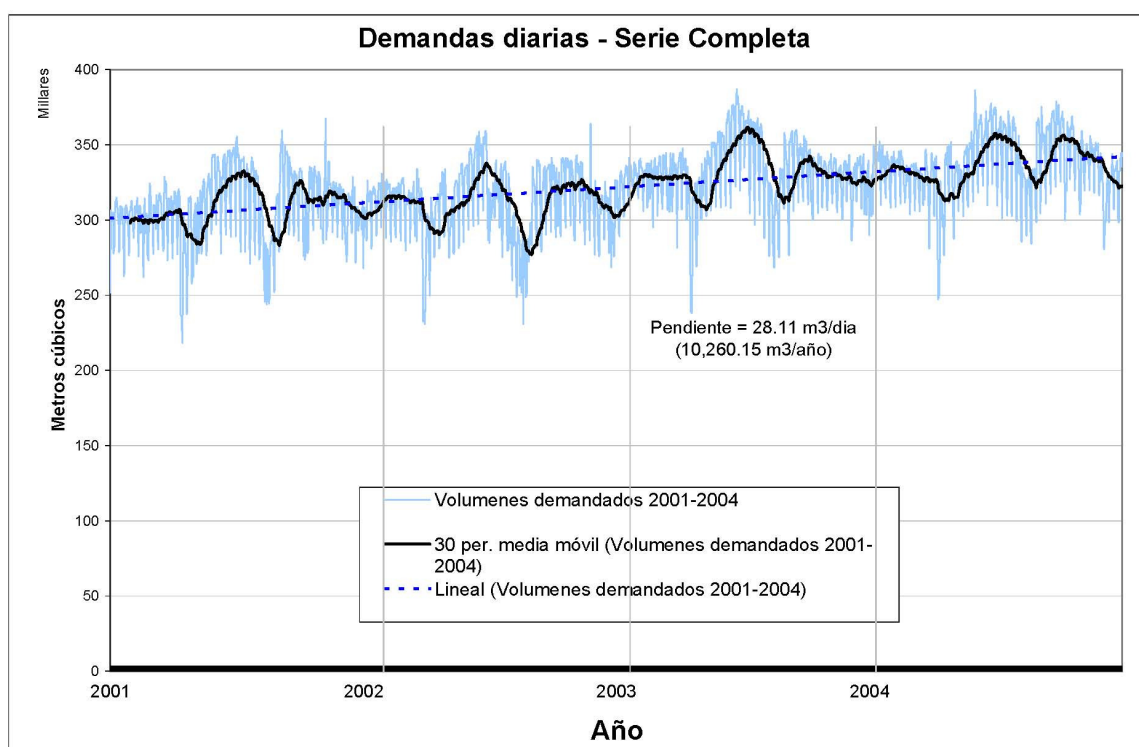


Figura 3. Serie de demandas, ciudad de Valencia, Enero del 2001 a Diciembre del 2004

La ETAP Picassent-El Realón se abastece exclusivamente del sistema hidrológico del río Júcar que es controlado en el embalse de Tous. Las ETAP cuentan con depósitos anexos, en el caso de La Presa-Manises los depósitos Montemayor de 70,000 m³ y Collado de 20,000 m³, Picassent-El Realón tiene un depósito con dos módulos del mismo nombre y 100,000 m³ de capacidad. También podríamos considerar como volumen de regularización el de las propias

ETAP, sin embargo estas instalaciones son dinámicas y no pueden contener el agua mucho más tiempo de lo que dura su proceso de tratamiento. Además de las dos ETAP, existen pozos de emergencia que suministran agua directamente a la red, éstos no se operan constantemente a lo largo del año, aportaron en el año 2005, 1,091 miles de m³ (0.03 m³/seg). La demanda de agua observada en el periodo del 1 de enero del 2001 al 31 de diciembre del 2004 se presenta en la *Figura 2*. La serie temporal presenta valores máximos y mínimos globales del orden de los 386,866.98 m³ y 218,212.26 m³ en los meses de Julio y marzo-abril respectivamente.

PREDICCIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA CON MODELOS BOX-JENKINS

La determinación de los ordenes (p,d,q)X(P,D,Q)^s de los modelos Box-Jenkins parte siempre de la observación y análisis de los datos con los que se cuenta. En este caso se han utilizado 1461 datos diarios de demanda comprendidos entre el periodo del 1 de Enero de 2001 al 31 de Diciembre del 2004. Los análisis gráficos y estadísticos nos indican que la serie temporal en cuestión es no estacionaria ya que presenta una marcada tendencia creciente (ver *Figura 2*), que cuenta con periodicidades marcadas tanto por el ciclo semanal como por el anual. Aplicando la metodología de Box-Jenkins llegamos a la identificación de dos modelos ARIMA con estacionalidad de orden 7 (s), utilizando el operador de retardo la ecuación representativa para los modelos ARIMA 1 y 2 es:

$$(1 - B)(1 - B^7)Y_t = (1 - \theta_1 B - \theta_2 B^2)(1 - \Theta_1 B^7)e_t \quad \text{ó} \quad (0,1,2)X(0,1,1)7 \quad (4)$$

$$(1 - B)(1 - B^7)Y_t = (1 - \theta_1 B)(1 - \Theta_1 B^7)e_t \quad \text{ó} \quad (0,1,1)X(0,1,1)7 \quad (5)$$

Esta estructura nos indica que se le ha aplicado a la serie una diferenciación regular (d) de orden 1 y una estacional (D) de orden 7, que se incluye un componente de media móvil regular de orden 1 (q), así como dos componente de media móvil estacional de orden 2 (Q) para el modelo ARIMA 1 (ecuación 4), y solo un componente de este mismo tipo para el Modelo ARIMA 2 (ecuación 5). Los parámetros estimados se presentan en la *Tabla 2*

Tabla 2- Parámetros de los modelos Box-Jenkins

PARÁMETRO	ESTIMADO	ERROR STAND.	t	p-valor
Modelo ARIMA 1				
MA(1)θ ₁	0.407641	0.029783	13.687	0.0000
MA(2)θ ₂	0.170632	0.029837	5.7192	0.0000
SMA(1)Θ ₁	0.907968	0.013348	68.020	0.0000
Modelo ARIMA 2				
MA(1)θ ₁	0.461215	0.026805	17.206	0.0000
SMA(1)Θ ₁	0.883966	0.014944	59.151	0.0000

Ambos modelos cuentan con estructuras sumamente simples, con un máximo de 3 parámetros por estimar para el modelo más complejo.

PREDICCIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA CON REDES NEURONALES

A la fecha no existe una metodología de consenso para la identificación de la estructura óptima de las redes neuronales y continúa siendo una línea de investigación abierta (Kurg y Hwang, 1988). Es común encontrar en publicaciones científicas opiniones indicando que la

determinación de la estructura óptima de las redes neuronales, el número de capas ocultas y número de neuronas en cada capa es más bien un arte. Sin embargo también es lógico esperar que los mejores resultados se obtengan combinando habilidades tradicionales de modelación con conocimientos de análisis de series temporales y de los problemas particulares (Faraway y Chatfield, 1998). En nuestro caso de estudio, apelando a la parsimonia de los modelos utilizaremos redes con 1 capa oculta y probaremos su eficiencia variando la cantidad de neuronas en la misma capa. Las redes neuronales son especialmente sensibles a las variables de entrada utilizadas. Se le proporcionarán la misma cantidad de variables de entrada utilizadas en los modelos Box-Jenkins (demanda de 1 y 7 días antecedente) para poder hacer una comparación objetiva y en las mismas condiciones del desempeño de las metodologías. En algunas de las redes neuronales se han incluido también variables binarias indicativas de los días en los que existe algún evento que modifique el patrón periódico semanal, como pueden ser los días en los que las festividades locales producen un día no laborable, igualmente se incluyó una variable binaria para el mes de agosto y finalmente otra variable binaria indicativa del ciclo semanal que clasifica los días como laborable-no laborable. Las variables de entrada se presentan en la *Tabla 3*

Tabla 3- Variables de entrada utilizadas para las redes neuronales

No.	VARIABLE	TIPO
(1)	Demanda antecedente (Y_{t-1})	Numérica
(2)	Demanda antecedente (Y_{t-7})	Numérica
(3)	Demanda predicha (Y_{t+1})	Numérica
(4)	Festivos	Binaria
(5)	Laborable/No Laborable	Binaria
(6)	Indicador de Agosto	Binaria

Se construyeron 5 redes neuronales con diferentes estructuras combinando las variables referidas en la *Tabla 3*. Las redes neuronales se presentan en la *Tabla 4*

Tabla 4- Redes Neuronales construidas

RED NEURONAL	VARIABLES EMPLEADAS	NEURONAS CAPA OCULTA
231	(1)(2)	3
441	(1)(2)(4)(5)	4
451	(1)(2)(4)(5)	5
551	(1)(2)(4)(5)(6)	5
541	(1)(2)(4)(5)(6)	4

En todos los casos se realizó un pre-procesado de las variables de entrada numéricas para convertirlas al rango de -1 a 1 con el fin de hacerlas asimilables a la función de transferencia Tansigmoidal empleada en las neuronas de la capa oculta. El algoritmo de entrenamiento

utilizado es el de retropropagación del error. Las redes neuronales fueron construidas utilizando el programa MATLAB R2008b y su toolbox de redes neuronales.

COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS MODELOS BOX-JENKINS Y REDES NEURONALES

Los modelos construidos fueron probados en su desempeño para predecir la demanda de agua del día siguiente (Y_{t+1}). Se utilizaron 3 años de datos para estimar los parámetros (entrenar las redes para caso de las redes neuronales) y se reservó el último año para validar los resultados con datos que no fueron mostrados a los modelos con anterioridad, el mismo conjunto de datos fue utilizado en ambas metodologías. Los resultados se resumen en la *Tabla 5*. Analizando estos datos, es evidente que tanto los modelos del tipo ARIMA con estacionalidad, como los de redes neuronales fueron capaces de identificar y reproducir el proceso de la demanda de agua de la ciudad de Valencia con resultados muy aceptables, aún y cuando los fundamentos de las metodologías empleadas parten de postulados muy diferentes. Los estadísticos utilizados para evaluar el desempeño de los modelos fueron, la raíz del error cuadrático medio (RMSE), el error absoluto medio (MAE), el porcentual del error absoluto medio (MAPE), el error medio (ME), el error porcentual medio (MPE), el error absoluto máximo (Error Max), el coeficiente de correlación r y el coeficiente de determinación R^2 . De la *Tabla 5* podemos hacer las siguientes observaciones. El modelo que presenta el mejor desempeño en cuanto a los estadísticos es el ARIMA 2, siendo superado levemente solo en términos de correlación observada-simulada (r) y de determinación (R^2).

Tabla 5- Desempeño de los modelos Box-Jenkins y de Redes Neuronales

Modelo	RMSE	MAE	MAPE	ME	MPE	ERROR MAX.	r	R^2
ARIMA 1	11,143.56	7,932.46	2.40	-17.65	-0.0861	48,593.50	0.87	0.76
ARIMA 2	11,101.84	7,926.92	2.41	-24.56	-0.0955	47,324.60	0.87	0.76
ANN231	14,395.23	10,379.10	3.15	1,103.90	0.146	67,676.40	0.77	0.603
ANN441	11,359.23	8,332.94	2.49	3,859.20	1.09	42,232.96	0.88	0.78
ANN451	11,459.44	8,234.94	2.46	3,565.81	1.00	45,260.81	0.88	0.78
ANN551	11,556.67	8,381.00	2.50	3,949.43	1.12	61,913.09	0.88	0.78
ANN541	11,419.78	8,283.65	2.47	3,751.88	1.06	63,132.19	0.88	0.78

Si comparamos en igualdad de condiciones, es decir el modelo Box-Jenkins y de redes neuronales con idéntico conjunto de datos de entrada para entrenamiento y validación, debemos comparar el modelo ARIMA 1 con la red ANN231, ya que ambos modelos emplean la demanda antecedente de 1 y 7 días para calcular sus predicciones a un día vista. Los dos modelos son los más simples construidos para su metodología. De los estadísticos se observa que el modelo ARIMA 1 obtiene ampliamente mejores ajustes en cada uno de ellos. Es importante considerar que el modelo ARIMA cuenta con 2 parámetros que estimar, θ_1 y Θ_1 (ver ecuación (5)), mientras que la red 231, utilizando la ecuación $p = (k + 2)H + 1$ donde k es número de variables de entrada y H es el número de neuronas (Chatfield, C. 2001, pag. 69), cuenta con 13 parámetros que estimar entre pesos de las conexiones sinápticas y umbrales de activación. Es evidente que el modelo ARIMA 1 tiene una estructura más parsimoniosa que la red neuronal ANN231, la *Figura 4* presenta el desempeño de ambos modelos.

De la misma forma, si comparamos el más complejo de los modelos Box-Jenkins con el modelo de redes neuronales que mejor desempeño obtuvo, es decir el modelos ARIMA 2 y la red ANN451 (ver desempeños en *Figura 5*), de nueva cuenta el modelo Box-Jenkins es mejor en todos los estadísticos, salvo en r y R^2 . EL Modelo ARIMA 2 utiliza 3 parámetros mientras que la red neuronal requiere de 40 parámetros para realizar las predicciones.

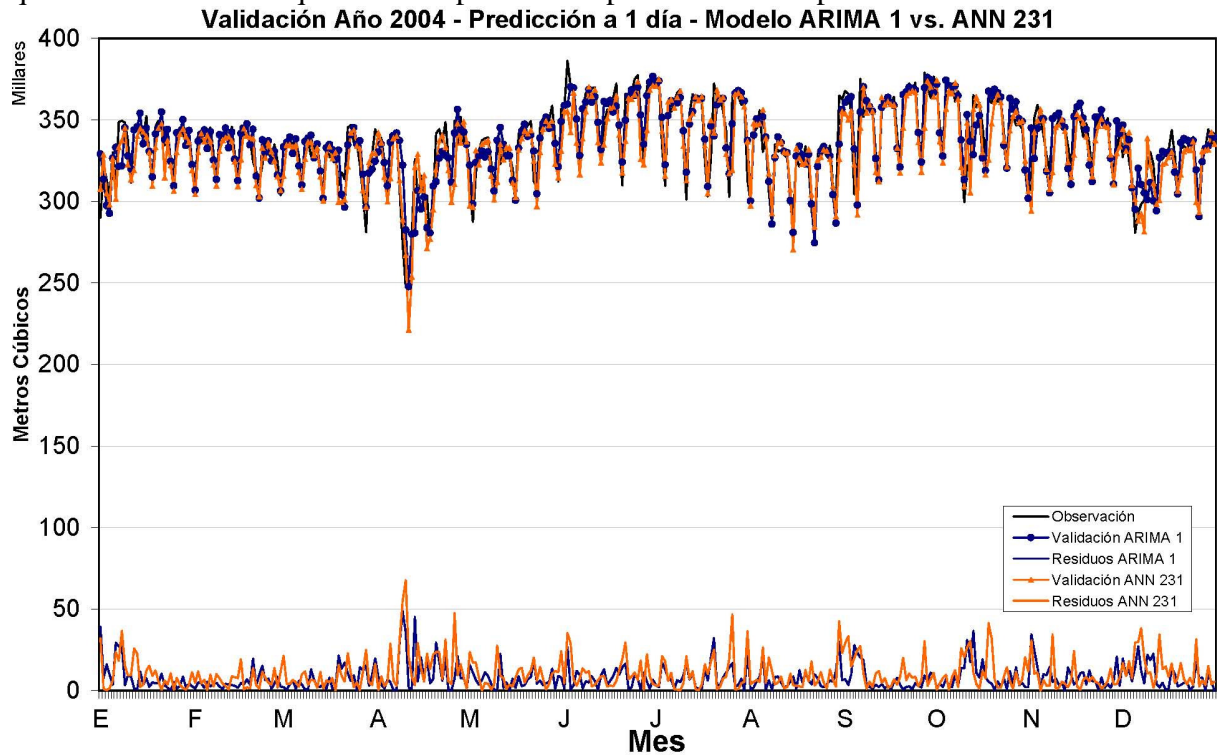


Figura 4. Validación y residuos absolutos de los modelos ARIMA 1 y ANN 231, Año 2004

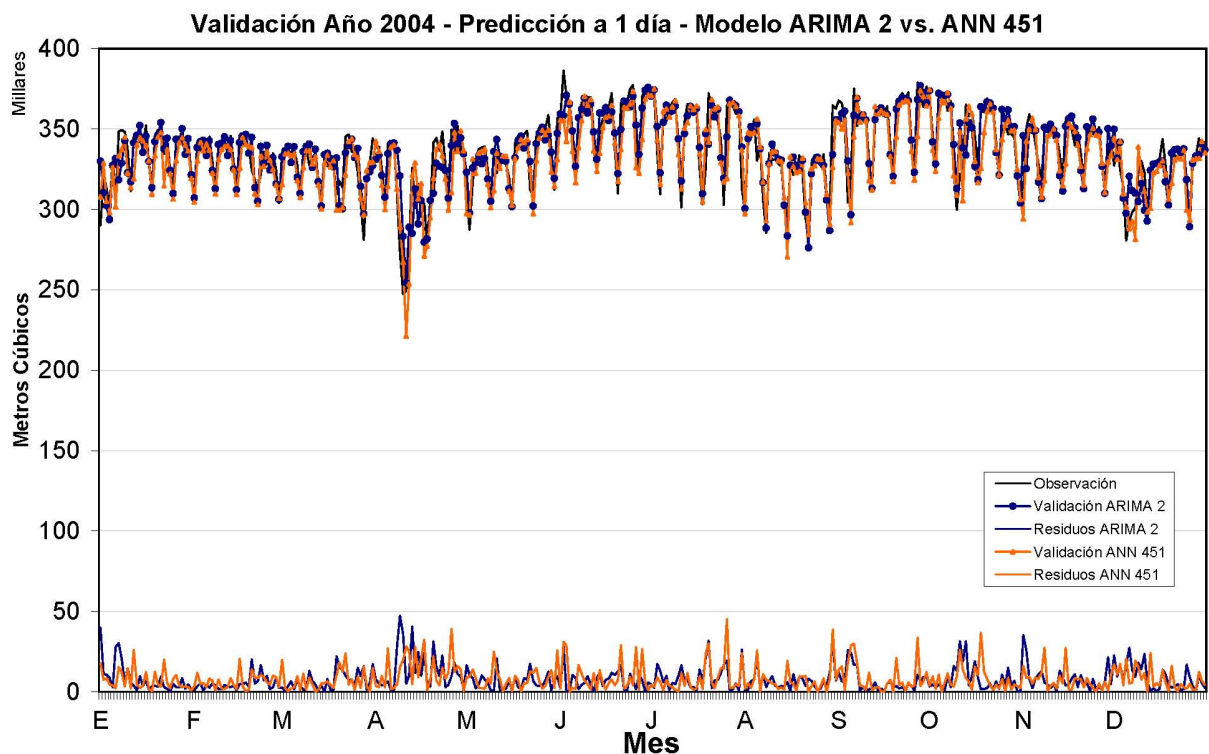


Figura 5. Validación y residuos absolutos de los modelos ARIMA 2 y ANN 451, Año 2004

Analizando las metodologías como conjunto encontramos que:

1. La metodología Box-Jenkins obtiene mejores resultados en los estadísticos de los errores en términos absolutos y porcentuales sin incluir en su estructura ninguna variable categórica.
2. Las redes neuronales empleadas producen errores absolutos más grandes que los modelos ARIMA (ver Figuras 4 y 5). No se observa una tendencia sistemática de sobreestimación o subestimación de las predicciones diarias en ninguna de las dos metodologías. Si bien el estadístico ME (error medio) de las redes neuronales resulta mayor que el obtenido por los modelos ARIMA, se debe tener precaución con este dato ya que los valores positivos y negativos (subestimados y sobreestimados) se anulan entre sí de una mejor manera para los modelos ARIMA. Lo mismo se puede concluir observando los resultados del MPE.
3. Los resultados de desempeño medido en términos relativos, MAPE, nos indica que los desempeños de las metodologías no son muy diferentes. El mejor modelo Box-Jenkins obtiene un MAPE=2.41% mientras que la mejor red neuronal obtiene un valor de 2.46%.
4. La inclusión de más de 4 neuronas en las estructuras de las redes neuronales entrenadas no produjo mejores predicciones.
5. Una de las fortalezas muy frecuentemente citada sobre redes neuronales, es que su estructura las hace poco sensible a valores atípicos. En este caso la red ANN 231, a la cual no se le informa de la presencia datos atípicos, entrega peores predicciones que los modelos ARIMA utilizando el mismo conjunto de datos.
6. Las variables binarias indicativas de los días laborables-no laborables, festivo-no festivo, resultaron en mejores predicciones. En cambio, la inclusión de la variable binaria indicativa del mes de agosto no aportó mejoras al desempeño, más bien empeoró los resultados.
7. Las redes neuronales ANN451 y ANN441 produjeron errores máximos más pequeños que las redes más complejas o los modelos ARIMA.
8. La ecuación de predicción del modelo Box-Jenkins más complejo, el ARIMA 2, desarrollada desde la ecuación (4) es:

$$Y_t = Y_{t-7} + (Y_{t-1} - Y_{t-8}) + e_t - \theta_1 e_{t-1} - \theta_2 e_{t-2} - \theta_3 e_{t-7} + \theta_1 \Theta e_{t-8} + \theta_2 \Theta e_{t-9}$$

Por lo que la predicción para el instante t , es la suma del valor registrado una semana antes, una componente de tendencia determinada por la diferencia de la demanda del último día y la de 7 días antes, los efectos de los residuos en los instantes t , $t-1$, $t-2$, $t-7$, $t-8$, y $t-9$ afectados por los parámetros estimados (de los cuales conocemos su incertidumbre) para afinar la predicción. Es bastante claro que mientras exista un patrón definido, aún con leves cambios, el modelo ARIMA 2 entregará buenas predicciones, esto se debe a que su estructura le permite hacer correcciones utilizando los errores cometidos en predicciones pasadas.

9. De la ecuación del modelo Box-Jenkins se puede deducir que los valores de demanda registrados Y_{t-1} , Y_{t-7} , Y_{t-8} , son fundamentales para realizar las predicciones de Y_t . Sin embargo es difícil identificar este tipo de relaciones input-output en los pesos sinápticos de las redes neuronales entrenadas.
10. La metodología de las redes neuronales no requieren conocer ni contener en su estructura de solución a las formulaciones o leyes que rigen el fenómeno a modelar.

En cambio basan su fortaleza en la habilidad para asociar las variables de entrada con la o las salidas identificando las reglas que gobiernan sus relaciones, de ahí que se consideren cajas negras, este caso es un claro ejemplo de ello.

11. Existen redes neuronales más complejas que podrían ser empleadas en este caso como son las redes recurrentes, sin embargo se añade una complejidad adicional en la fase de entrenamiento.

CONCLUSIONES

Los modelos de predicción parsimoniosos del tipo Box-Jenkins y de redes neuronales, contruidos para predecir la demanda de agua urbana de la ciudad de Valencia a 1 día, logran captar la estructura y el patrón de la serie de demandas y se muestran como metodologías validas para estos casos. Los modelos ARIMA y de ANN obteniendo una precisión del 97.64% y 97.42% respectivamente, valores que pueden ser considerados como muy buenos. Es evidente que los resultados que se obtuvieron son cuando menos prometedores, sobre todo si analizamos que la media diaria de la serie de demandas analizadas para el año 2004 reservado para validación es de 321,573.40 m³, por lo que un error de predicción típico tendría valores entre 7,760.42-8,638.91 m³. La desviación estándar de la serie del año 2004 es de 22,794.36 m³.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo de EMIVASA-Aguas de Valencia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adamowski, J. F. (2008, March). Peak daily demand forecast modelling using artificial neural networks. *Journal of water resources planning and management* 134, 119–128.
- Bougadis, J., K. Adamowski, and R. Diduch (2005, January). Short-term municipal water demand forecasting. *Hydrological Processes* 19, 137–148.
- Box, G. and G. M. Jenkins (1970). *Time-Series Analysis, Forecasting and control*. San Francisco, California: Holden-Day.
- Chatfield, C. (2001). *Time-series Forecasting*. Chapman and Hall/CRC.
- Faraway, J. and C. Chatfield (1998, Jun). Time series forecasting with neural networks: a comparative study using the airline data. *Journal of the Royal Statistical Society* 47, 231–250.
- Franklin, S. L. and D. R. Maidment (1986, August). An evaluation of weekly and monthly time series forecast of municipal water use. *Water Resources Bulletin - American Water Resources Association* 22, 611–621.
- Griñó C., R. (1991). Neural network for water demand time series forecasting. In S. B. Heidelberg (Ed.), *Artificial Neural Networks*, Volume 540/1991 of Lecture Notes in Computer Science, pp. 453 – 460. Springer-Verlag
- Jain, A. and E. Ormsbee (2002, July). Short-term water demand forecast modelling techniques – conventional methods versus AI. *Journal of American Water Works Association* 94, 64–72.

- Joo, C., J. Koo, and M. Yu (2002). Applications of short-term water demand prediction model to Seoul. *Water Science and Technology* 46, 255 – 261.
- Kung, S.Y. and Hwang, J.N., 1988, “An Algebraic Projection Analysis for Optimal Hidden Units Size and Learning Rates in Back-Propagation Learning,” *Proceedings of IEEE International Neural Network Conference*, Vol. II
- McCulloch, W. S. and W. Pitts (1943). A logical calculus for the ideas immanent in nervous activity. *Bulletin of Mathematical Biophysics* 5, 115–133.
- Maidment, D. R., S.-P. Miaou, and M. M. Crawford (1985, April). Transfer functions models of daily urban water use. *Water Resources Research* 21, 452–432.
- Maidment, D. R. and E. Parzen (1984a, January). Cascade model of monthly municipal water use. *Water Resources Research* 20, 15–23.
- Maidment, D. R. and E. Parzen (1984b, January). Time patterns of water use in six texas cities. *Journal of Water Resources Planning and Management* 110, 90 – 107.
- Maier, H. R. and G. C. Dandy (2000, January). Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modelling issues and applications. *Environmental Modelling & Software* 15, 101–124.
- Miaou, S.-P. (1990, February). A class of time series urban water demand models with nonlinear climatic effects. *Water Resources Research* 26, 169–178.
- Shvartser, L., U. Shamir, and M. Feldman (1993, November/December). Forecasting hourly water demand by pattern recognition approach. *Journal of water resources planning an management* 119, 611–627.
- Valencia-Ayuntamiento (2006a). Anuario estadístico de la ciudad de valencia. Technical report, Oficina de Estadística, Plaza del Ayuntamiento 1, 2da planta.
- Valencia-Ayuntamiento (2006b). Recull estadístic. Technical report, Oficina de Estadística, Plaza del Ayuntamiento 1, 2da planta.
- Zhou, S. L., T. A. McMahon, A. Walton, and J. Lewis (2000, September). Forecasting daily urban water demand: a case of study of melbourne. *Journal of Hydrology* 236, 153–164.
- Zhou, S. L., T. A. McMahon, A. Walton, and J. Lewis (2002, March). Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *Journal of Hydrology* 259, 189–202.

MÉTODOS DE REMUESTREO PARA LA PREDICCIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA

Manuel Herrera¹; Juan Carlos García Díaz²; Rafael Pérez-García¹; Joaquín Izquierdo¹

Resumen – En la gestión de la red urbana de abastecimiento de agua es imprescindible usar una metodología eficiente y precisa para la predicción de la demanda. De ella depende alcanzar objetivos fundamentales, como la obtención de un suministro continuado con la presión y calidad de servicio adecuadas. En este sentido, durante décadas se han ido proponiendo diferentes métodos para la predicción de la demanda: desde los clásicos modelos ARIMA, hasta los actuales métodos de Aprendizaje Automático. Este artículo integra el uso de procedimientos de remuestreo de datos temporales en modelos predictivos, adaptándolos a las características propias de la demanda de agua. Entre otros buenos resultados, el uso de esta metodología proporciona una disminución del sesgo en la predicción y permite trabajar con picos de demanda.

Abstract – In the management of urban water supply networks is indispensable to use an efficient and precise methodology for the prediction of the demand. On it depends to reach fundamental targets, like obtaining a continuous supply with the correct pressure and quality of service. In this respect, different methods for the prediction of the demand have been proposed during decades: from the classic ARIMA models, up to the current methods of Machine Learning. This paper integrates resampling procedures of time information in predictive models, adapting it to the proper characteristics of the water demand. Among other good results, the use of this methodology provides a decreasing bias in the prediction and allows work with peaks of demand.

Palabras clave: Demanda de agua, series temporales, métodos de remuestreo

Keywords: Water demand, time series, resampling methods

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Edificio 5C, Camino de Vera s/n, 46022, Valencia (España) – E-mail: {mahefe, rperez, jizquier}@gmmf.upv.es;;

² Centro de Gestión de la Calidad y del Cambio, Universidad Politécnica de Valencia – Edificio 7A, Camino de Vera s/n, 46022, Valencia (España) – E-mail: juagardi@eio.upv.es

INTRODUCCIÓN

El factor de mayor importancia en la planificación y operación de un sistema de abastecimiento de agua es la satisfacción de la demanda del cliente. Ésta conlleva realizar una provisión sin cortes con la adecuada calidad y presión en los distintos puntos de la red. Dentro del marco de la gestión eficiente del sistema de abastecimiento, el cumplimiento de estos objetivos se fundamenta en disponer de predicciones a corto plazo de la demanda de agua. En este sentido, la predicción de la demanda de agua se ha convertido en una herramienta esencial para el diseño, operación y gestión de los sistemas de abastecimiento de agua: es clave en la planificación y desarrollo de futuras ampliaciones de la red, estimando el tamaño y la operación de los depósitos de agua, las estaciones de bombeo y las capacidades de las tuberías (Zhou et al., 2002). Desde otro punto de vista, la predicción de la demanda es necesaria para un adecuado establecimiento de tarifas o mitigando, en caso que fuera necesario, los inconvenientes de las interrupciones programadas del suministro. Así, el desarrollo de métodos predictivos es una aplicación de gran auge e importancia, en éste y otros muchos campos de investigación.

Un primer trabajo sobre la predicción de la demanda data de mediados de los años 80 (Maidment et al., 1986). En él se aplica la metodología clásica de Box-Jenkins para estudiar el consumo diario de agua potable como función de la lluvia y de la temperatura. Con el paso del tiempo, los modelos se han ido adaptando a las nuevas tecnologías y a la mayor facilidad para la obtención de datos. De esta forma ha evolucionado el estudio de series temporales, basado sustancialmente en los clásicos modelos ARIMA, a la aplicación de metodologías fundamentadas en Aprendizaje Automático (Shertsu & Solomatine, 2006; Khan & Coulibaly, 2006; Msiza et al., 2007). Los métodos de remuestreo para datos dependientes del tiempo (Efron & Tibshirani, 1993) nacieron con la idea de dar un paso más allá en los modelos predictivos: obteniendo estimadores robustos de los parámetros, estudiando modelos que no validaban la hipótesis de normalidad o corrigiendo sesgos (Politis, 2003). Los objetivos deseados se ampliaron hasta convertir el remuestreo en una herramienta complementaria en la predicción de valores extremos (Naess & Clausen, 2001) o permitir llevar a cabo una selección del modelo con una significación estadística (Herrera et al., 2009). Este artículo pretende proponer una adaptación de esta metodología a su aplicación en la predicción de la demanda de agua. Para ello, en la siguiente sección se expone un método experimental de predicción de series temporales sobre el que después se trabajará. Más adelante se proponen los métodos de remuestreo en ventanas de tiempo móviles y en ventanas crecientes. Posteriormente se expondrá un caso-estudio basado en los datos reales de la demanda de un sector de la red de distribución. Los resultados obtenidos, las conclusiones y líneas abiertas de investigación que estas plantean, cerrarán el trabajo del artículo.

UN NUEVO MODELO PREDICTOR DE LA DEMANDA

En esta sección presentamos un nuevo y sencillo modelo heurístico de predicción de la demanda. Este método se basa en la demanda patrón y la fuerte componente estacional inherente en los hábitos del consumo urbano de agua (Herrera et al., 2009). Es posible encontrar algún precedente del mismo en el trabajo de Alvisi (Alvisi et al., 2007). En el caso de datos horarios, la idea básica subyacente es la exploración de las similitudes en la demanda de agua de horas anteriores para cada día de la semana. Por tanto, un primer término del modelo incluye el valor de la demanda de agua para la misma hora y el mismo día de la semana anterior. Este valor medio será corregido por un segundo término del modelo que contendrá el resto de información relevante, disponible para ese día (datos climatológicos, e.g.). Dicha corrección será llevada a cabo mediante la media ponderada de los errores

cometidos por el primer término en las horas anteriores a la que se desea predecir. De esta forma, si en las horas anteriores se ha observado que el consumo de agua está por encima del consumo observado la semana anterior, la adición de este segundo término tratará de corregir este posible error de subestimación de la predicción.

Desde un punto de vista teórico, el modelo propuesto comparte ideas con los modelos lineales parciales (Härdle, 2000). Al igual que en estos últimos, la propuesta se divide en una parte inicial que recoge el comportamiento típico del sistema y una segunda parte de ajuste de la predicción para tener en cuenta otras variables de entorno que puedan afectar al sistema.

Formalmente, nuestra predicción para el momento $i+l$ viene dada por:

$$W_{i+1} = f_1\left(\{W_{i+1-k \times 24 \times 7}\}_{k=0}^p\right) + f_2\left(\{e_{i-l}\}_{l=0}^q\right) \quad (1)$$

donde p y q son los parámetros que controlan la cantidad de memoria que tiene el modelo, mientras que $f_1(\cdot)$ y $f_2(\cdot)$ son las funciones promedio sobre la mediana de los estimadores. Estas funciones bien pueden ser las típicas o bien pueden ser construidas a partir de cualquier otro tipo de ponderación, por ejemplo, dando un peso mayor a las observaciones más recientes.

Los valores de e_i son calculados de la siguiente manera:

$$e_i = f_1\left(\{W_{i-k \times 24 \times 7}\}_{k=0}^p\right) - W_i \quad (2)$$

LA ESTRATEGIA DEL REMUESTREO

Desde la década de los 90, las técnicas de remuestreo para datos dependientes en el tiempo han ido ganando peso como paradigma de investigación. Estos métodos, que comenzaron con *bootstrap* (Efron & Tibshirani, 1993), han tenido su continuidad con el desarrollo de diversos procedimientos de remuestreo y submuestreo (Politis & Romano, 1999). Gracias a estos últimos se ofrece la posibilidad de llevar a cabo inferencias no-paramétricas, válidas pese al incumplimiento de ciertas hipótesis básicas como la normalidad o la linealidad. La cantidad de datos de los que actualmente hay disponibilidad abre uno de los últimos usos de los métodos de remuestreo, minando los posibles patrones que pueda presentar el comportamiento dinámico de las series temporales de gran tamaño (Wang et al., 2008). Ésta es la línea que han ido siguiendo las metodologías *boosting* (Assaad et al., 2008) y *bagging* (Kilian & Inoue, 2004; Zheng, 2006). Cerca de ella se encuentra el remuestreo basado en la hipótesis de granularidad del tiempo (Gianella et al., 2003; Lin et al., 2005), como es el caso de las ventanas deslizantes y de las ventanas crecientes que desarrollamos, brevemente, a continuación.

Ventanas crecientes vs ventanas deslizantes

La estrategia de la división del tiempo en ventanas crecientes consiste en que una vez fijamos un punto de inicio de sistema, con una longitud de tiempo W_i , ejecutamos el modelo predictivo actual. La partición temporal siguiente se obtiene al añadir una unidad de tiempo más a la anchura de la ventana que continúa comenzando en el mismo instante. El nuevo modelo será usado para seguir prediciendo y así sucesivamente hasta alcanzar el final del período de entrenamiento dado de los datos. De esta manera, el algoritmo desarrolla varios modelos (con un número de observaciones creciente), que llevan a la obtención de un último modelo final.

La estrategia de ventanas móviles (o deslizantes), a diferencia de las ventanas crecientes (ver Figura 1) usa varios modelos, todos ellos construidos con un único tamaño de ventana. La idea es usar los datos más recientes, por lo que para cada instante de tiempo en que avance el soporte de análisis de la serie temporal el dato más antiguo será eliminado del cálculo del nuevo modelo.

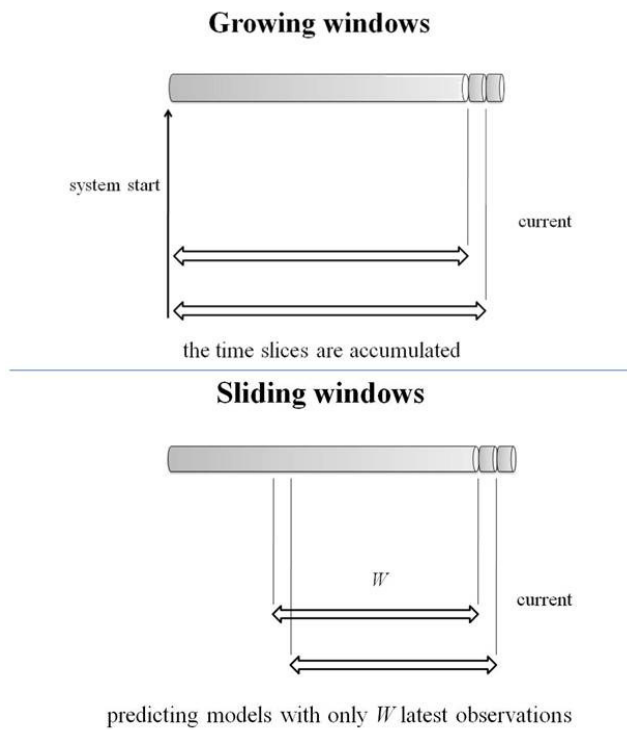


Figura 1. Comparación gráfica de las estrategias de ventanas crecientes (growing windows, arriba) y deslizantes (sliding windows, abajo). Fuente: Herrera et al., 2009

La idea de aplicación es repetir un número suficiente de veces cada una de las divisiones de tiempo expuestas. Cada ventana inicial, a partir de la cual se continúa el experimento, será tomada de manera aleatoria en el tramo de entrenamiento de los datos. La selección del modelo predictor final será tomar como estimadores de nuestro modelo el promedio de todos los obtenidos en cada muestreo. Los estimadores calculados serán robustos y los modelos podrán compararse con otros de una manera estadísticamente significativa, siempre y cuando todos ellos sean muestreados de la misma forma. Tanto en el caso de las ventanas crecientes como en el de las ventanas deslizantes se propone un remuestreo dinámico. Nos ajustamos así a las necesidades de obtener un mejor modelo, dentro de esa nueva realidad abierta a grandes cantidades de información; en este caso con unas series temporales de longitud cada vez mayor.

DESARROLLO PRÁCTICO

En el presente artículo aplicamos las metodologías anteriores a un sector hidráulico de un municipio del Levante español. Dicho sector cuenta con una extensión de 8 km² y ha de ofrecer un abastecimiento para, aproximadamente, 5000 residentes (consumidores individuales).

La demanda de agua fue medida como la diferencia en las medias entre el caudal entrante y saliente del sector. Esta demanda fue enviada por radio-frecuencia a un centro de base de datos para así proceder a su almacenamiento horario. De esta manera, trabajamos con datos de los consumos de los meses de enero hasta abril del año 2005 (ver Figura 2).

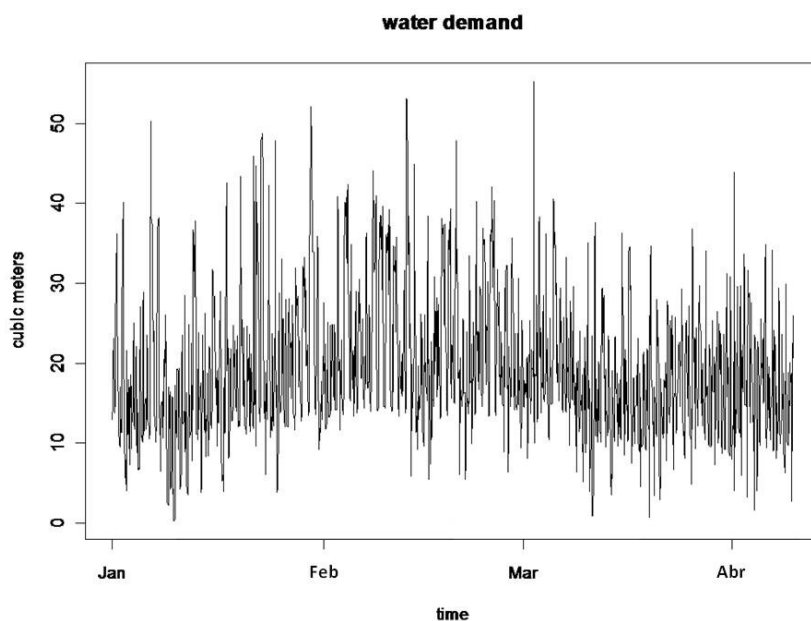


Figura 2. Gráfico de la evolución de la demanda horaria de agua

El procedimiento experimental comienza seleccionando de manera aleatoria el instante de t (entre los datos de la parte de entrenamiento de la serie) para definir la ventana de tiempo de nuestra metodología de remuestreo (podemos ver el algoritmo de ventanas deslizantes en la Figura 3).

-
1. Sea la serie $R_h(1), R_h(2), \dots, R_h(n)$, un tiempo t y un tamaño de ventana w
 2. Obtener un modelo de predicción con los datos de entrenamiento $R_h(t-w-1), \dots, R_h(t-1)$
 3. REPETIR
 4. Obtener una predicción para $R_h(t)$
 5. Guardar el error de predicción
 6. Añadir $R_h(t)$ al conjunto de entrenamiento y eliminar $R_h(t-w-1)$
 7. Obtener un nuevo modelo de predicción con los nuevos datos de entrenamiento
 8. Poner $t=t+1$
 9. HASTA $t=n$
-

Figura 3. Algoritmo de ventanas deslizantes (sliding windows)

Hay que tener en cuenta que de los datos de entrenamiento de nuestro modelo hemos de reservar, al inicio de la serie, un número de ellos suficiente para construir los cálculos. De esta manera trabajamos sobre el respaldo necesario para llevar a cabo las ejecuciones del modelo predictivo (1), que desde el comienzo se nutre de datos pasados. Por otro lado, los consumos medidos en la última semana sólo se utilizan con fines de prueba del modelo final (y no como entrenamiento y validación del mismo). Así, el conjunto disponible para el entrenamiento es

de 8 semanas (en el caso de la metodología de ventanas crecientes, este conjunto de entrenamiento aumenta según construimos el modelo). Bajo la hipótesis de que la dinámica de la serie no cambia después de estas 8 semanas, dejamos las 2 semanas siguientes a este periodo de entrenamiento para evaluar la bondad de las predicciones. Se probaron los modelos (1) con parámetros $q= 10, 16$ y 24 ; p se dejó como la cantidad de memoria máxima, factible en cada modelo. Cada uno de los modelos se repitió para 20 ventanas de tiempo distintas, eligiendo ese instante de tiempo, que define las ventanas, con un muestreo aleatorio simple con reemplazamiento. Los estimadores finales de cada modelo se construyeron como promedio de los 20. La Tabla 1 muestra un resumen³ del mejor resultado obtenido⁴:

Tabla 1- Mejor resultado obtenido con el modelo de predicción de la curva de demanda ponderada

	MAE	RMSE	E1	D1
MEDIA	7.49	9.30	1.10	0.59
ERROR ESTÁNDAR	2.05	2.11	0.22	0.10
MÍNIMO	4.73	6.52	0.80	0.43
MÁXIMO	10.07	11.86	1.38	0.72

Gráficamente, las predicciones para la última semana pueden observarse en la Figura 4:

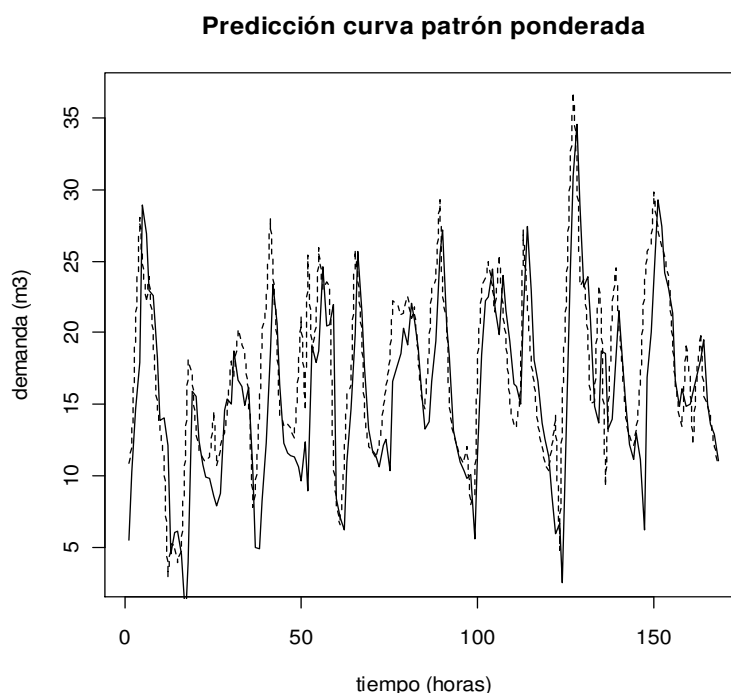


Figura 4. Diferencia entre los valores observados y predichos de la demanda de agua durante la última semana

³ MAE: Error Absoluto Medio, RMSE: Raíz del Error Cuadrático Medio, E1: eficiencia Nash-Sutcliffe, D1: eficiencia Nash-Sutcliffe modificada (E1 y D1 con valores entre 0, ajuste perfecto, y $+\infty$: Krause et al., 2005).

⁴ Resultados obtenidos para el modelo de ventanas deslizantes (*sliding windows*) usando 20 repeticiones de la simulación de Monte Carlo, semilla 1234, tamaño de conjunto de entrenamiento 1344 casos, tamaño de conjunto de validación 336 casos, $q = 16$.

CONCLUSIONES

El artículo muestra el potencial del uso de estrategias de remuestreo combinado con un sencillo, pero novedoso, modelo de predicción de la demanda. Dicho modelo está enfocado al estudio de series de una alta estacionalidad, encajando perfectamente con el comportamiento usual de la demanda urbana de agua. Respecto de las metodologías de remuestreo, hemos comprobado que permiten aprovechar, aún más, el rendimiento de la cantidad de información que aportan los datos, teniendo en cuenta la estructura de dependencia temporal. Además, la simulación de Monte Carlo usada, obtiene estimadores de los parámetros robustos y evita los posibles sesgos que pudieran originarse en el proceso de evaluación del modelo.

Las estrategias de división de la serie en ventanas de tiempo abren una perspectiva dinámica de aproximación a la serie de datos. Según sea el grado de estabilidad de la serie temporal (o nuestros objetivos) podremos inclinarnos, *a priori*, por uno u otro método. Esta división del soporte de los datos abre un punto de partida para realizar una futura investigación en la detección de patrones de comportamiento de la demanda de agua.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvisi, S.; Franchini, M.; Marinelli, A. (2007) “*A short-term, patternbased model for water-demand forecasting*”, *Journal of Hydroinformatics* 9 (1), pp. 39-50
- Asad, M.; Boné, R.; Cardot, H. (2008) “*A new boosting algorithm for improved time-series forecasting with recurrent neural networks*”, *Information Fusion* 9, pp. 41-55
- Efron, B.; Tibshirani, R.J. (1993) “*An introduction to the Bootstrap*”, Chapman & Hall, NY
- Giannella, C.; Han, J.; Pei, J.; Yan, X.; Yu, P. (2003) “*Mining frequent patterns in data streams at multiple time granularities*”, ed.by H. Kargupta, A. Joshi, K. Sivakumar, and Y. Yesha (eds.)
- Härdle, W. (2000) “*Partially linear models*”, Physica-Verlag Heidelberg
- Herrera, M.; Torgo, L.; Izquierdo, J.; Pérez-García, R. (2009) “*Predictive models for forecasting hourly urban water*”, under review
- Khan, M.; Coulibaly, P. (2006) “*Application of support vector machine in lake water level prediction*”, *Journal of Hydrological Engineering* 11 (3), pp. 199-205
- Kilian, L.; Inoue, A. (2004) “*Bagging time series models*”, *Economic Society 2004 North American Summer Meetings* 110, Econometric Society
- Krause, P.; Boyle, D.; Bäse, F. (2005) “*Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment*”, *Advances in Geosciences* 5, pp. 89-97
- Lin, H.; Chiu, D.; Wu, Y., Chen, A. (2005) “*Mining frequent itemset from data streams with a time-sensitive sliding window*”, *Proc. of the 2005 SIAM International Conference on Data Mining*
- Maidment, D.; Miaou, S. (1986) “*Daily water use in nine cities*”, *Water Resources Research* 22 (6), pp. 845-851

- Msiza, I.; Nelwamondo, F.; Marwala, T. (2007) “*Artificial neural networks and support vector machines for water demand time series forecasting*”, IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics, pp. 638-643
- Naess, A.; Clausen, P.H. (2001) “Combination of the peaks-over-threshold and bootstrapping methods for extreme value prediction”, *Structural Safety* 23, pp. 315-330
- Politis, D.; Romano, J.P. (1999) “*Subsampling*”, Springer, NY
- Politis, D. (2003) “*The impact of Bootstrap methods on time series analysis*”, *Statistical Science* 18 (2), pp. 219-230
- Shrestha, D.; Solomatine, D. (2006) “*Machines learning approach for estimation of prediction interval for the model output*”, *Neural Networks* 19 (2), pp. 225-236
- Wang, X.; Zhang, H.; Zhang, D.; Xiao, Y. (2008) “*A Moving-Window based Partial Periodic Patterns Update Technology in Time Series Databases*”, *International Symposium on Computational Intelligence and Design (ISCID)* vol. 2, pp. 98-101
- Zheng, Z. (2006) “*Boosting and bagging of neural networks with applications to financial time series*”, Master’s Thesis, Department of Statistics, University of Chicago (USA)
- Zhou, S. L.; McMahan, T. A.; Walton, A.; Lewis, J. (2002) “*Forecasting operational demand for an urban water supply zone*”, *Journal of Hydrology* 259, pp. 189-202

EXTRAÇÃO DE CONHECIMENTO EM BANCO DE DADOS PARA O SETOR DE SANEAMENTO UTILIZANDO O ALGORITMO DE DATA MINING APRIORI

Roberta Macêdo Marques Gouveia¹; Heber Pimentel Gomes²; Moisés Meneses Salvino³; Valéria Gonçalves Soares Elias⁴

Resumo – As pesquisas na área de extração de conhecimento em banco de dados é crescente e vem atingindo um ótimo grau de aperfeiçoamento, proporcionando resultados satisfatórios para as empresas que a adotam. A principal motivação deste trabalho consiste em propor uma abordagem para facilitar a extração e geração de informações gerenciais a partir da exploração automatizada de banco de dados para sistema de abastecimento de água, devido às crescentes irregularidades e anormalidades das ligações e medições de água. O trabalho inciou-se com a implementação de um ambiente computacional de armazenamento e integração de dados, conhecido como *Data Warehouse* (DW); seguindo com a aplicação do *Data Mining* (DM) sobre os dados obtidos da companhia de abastecimento de água do estado da Paraíba - Brasil. Portanto, os processos computacionais de apoio à decisão em banco de dados se mostram adequados também para evidenciar usos indevidos de água em redes de abastecimento de água, tendo como principal motivação o combate às Perdas Aparentes e análises do perfil do consumidor e do setor selecionado para o estudo de caso.

Palavras chave: Sistema de Apoio à Decisão, Perdas Aparentes, Data Mining, Apriori.

Abstract – The researches in the field of extraction of knowledge in the database is growing and has reached a great degree of perfection, providing satisfactory results for companies that adopt it. The main motivation of this work is to propose an approach to facilitate the extraction and generation of management information from the operation of automated database system for water supply, because to increasing irregularities and abnormalities of the connections and measurements of water. The work itself signed with the implementation of a computing environment for storage and data integration, known as *Data Warehouse* (DW), following with the application of *Data Mining* (DM) on data obtained from the company's water supply in state of Paraíba - Brazil. Therefore, the computational processes of decision support database to show appropriate also to highlight misuse of water networks water supply, with the primary incentive to combat the apparent losses and analysis of consumer profiles and sector selected for the case study.

Keywords: System Decision Support, Apparent Losses, Data Mining, Apriori.

¹ Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento – Universidade Federal da Paraíba (LENHS UFPB). Doutoranda em Eng. Mecânica (PPGEM/UFPB). Caixa Postal 58051-900, João Pessoa, PB, Brasil – Tel: (+55) 83 32167037 Ramal 29 – E-mail: roberta@lenhs.ct.ufpb.br

² Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental (PPGEU) e Engenharia Mecânica (PPGEM). Coordenador do LENHS UFPB; Doutor em Hidráulica pela Universidade Politécnica de Madrid. Caixa Postal 58051-900, João Pessoa, PB, Brasil – Tel: (+55) 83 32167037 Ramal 27 – E-mail: heber@lenhs.ct.ufpb.br

³ LENHS UFPB. Doutorando em Eng. Mecânica (PPGEM/UFPB). Caixa Postal 58051-900, João Pessoa, PB, Brasil – Tel: (+55) 83 32167037 Ramal 29 – E-mail: moises@lenhs.ct.ufpb.br

⁴ Programa de Pós-Graduação em Informática (PPGI/UFPB). Doutora em Ciências da Computação. Caixa Postal 58059-900, João Pessoa, PB, Brasil – Tel: (+55) 83 32167093 – E-mail: valeria@di.ufpb.br

INTRODUÇÃO

Com o aumento da demanda de água, torna-se cada vez mais necessária a otimização dos sistemas de abastecimento de água, particularmente no que diz respeito ao projeto, operação e manutenção dos mesmos para minimização das perdas físicas e aparentes. Os altos custos refletem a importância de se buscar meios de minimizar os desperdícios tão comuns de água e indiretamente de energia.

De acordo com o programa de modernização do setor de saneamento (PMSS), de toda a água captada dos mananciais para abastecer os municípios brasileiros, quase a metade, 44,18%, se perde antes de chegar às casas e atender a população. A razão principal deste alto índice de perda de água são os vazamentos na rede de distribuição. O problema da perda de água infelizmente não é novo e uma solução definitiva está longe de ser tornar realidade, afinal não existe um sistema de abastecimento com 0% de perdas. Em 2002, o Ministério das Cidades estimava a perda nacional de água em 40%. Desde então, a situação vem piorando.

A perda em sistema de abastecimento de água corresponde ao volume de água retirado dos mananciais, e que encontra na Estação de Tratamento de Água (ETA), subtraído dos volumes medidos nos hidrômetros. Segundo (MARQUES, et al., 2006), o volume computado pela companhia de abastecimento de água que não foi faturado corresponde ao índice de perda do sistema. Estas perdas podem ser geradas por vazamentos, erros de medição, fraudes nos hidrômetros e ligações clandestinas de água. As perdas são de dois tipos: Físicas e Não-Físicas (Aparentes).

De acordo com a *International Water Association* (IWA), as Perdas Aparentes, também chamadas de Perdas Não Físicas ou Comerciais, referem-se a toda água que não é medida ou que não tenha o seu uso definido. Ocorre com a água que é tratada e fornecida pela concessionária, e consumida pelos clientes, porém não é corretamente medida e, portanto não é faturada, nem gera arrecadação correspondente. Estão relacionadas às ligações clandestinas e/ou irregulares, fraudes nos hidrômetros, erros de micro e macromedição, política tarifária, erro cadastral (desatualização do cadastro, inatividade em ligação ativa, ligação não cadastrada por descuido), erro de leitura etc.

Para (JAMES, et al., 2002), as principais causas para as Perdas Aparentes são: erros e desatualizações no cadastro de clientes; fraudes, violação ou danificação de medição nos hidrômetros; e ligações clandestinas ou ligações não cadastradas.

O consumo não autorizado corresponde às ligações ilícitas (clandestina) ao uso fraudulento de bocas de incêndio e de irrigações. Os erros de medição devem-se à idade e estado de conservação dos contadores, inadequado dimensionamento dos contadores de água, a erros de leitura, a ausência de leituras por falta de acesso aos contadores ou a erros no processo de faturamento (registro e tratamento dos dados).

As perdas Aparentes podem ser controladas através de um conjunto de ações, dentre eles: inspeção periódica da rede de distribuição, em especial as ligações ilegais, impedimento de acesso aos hidrantes (pontos de incêndio) e pontos de regar (irrigação de praças, jardins públicos); instalação de medidores; substituição periódica de medidores; correto cadastramento e atualizações dos dados dos consumidores e da rede de distribuição junto à base de dados da companhia (GOMES, 2009).

Pretende-se com a aplicação de algoritmo de *Data Mining* (DM), cuja tradução para português é Mineração de Dados, colocar em evidência as correlações dos dados de um determinado setor do saneamento da Paraíba-Brasil, a fim de descobrir tendências e evidenciar relações e informações escondidas entre os mesmos. Tais relações podem gerar novas regras úteis que complementem o conjunto de ações apresentadas acima, no que diz

respeito à minimização e controle das perdas aparentes, por isso a importância do seu uso neste trabalho. Já a tecnologia OLAP será utilizada a fim de pôr em evidência as análises dos dados com a simulação de situações através do modelo multidimensional dos dados.

Em 2007 a Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (SNSA) registrou no Brasil, que as perdas totais nas companhias concessionárias de abastecimento variam com índices mínimos de perdas superiores a 20% e os máximos alcançam valores superiores a 65%. Ou seja, as perdas totais médias são da ordem de 43%. Este valor também é similar ao último relatório apresentado pelo Programa de Modernização do Setor de Saneamento (PMSS), cujo valor estimado de perda de água foi de 44,18%.

Em virtude desta problemática, derivada das perdas acentuadas de água nos sistemas de abastecimento, este trabalho empenha-se em estudar os assuntos relacionados às perdas aparentes e gerar novos conhecimentos aliados a novas tecnologias para a área de saneamento urbano. Dentre as principais ações de combate, tem-se: melhoria no sistema de cadastro comercial, redução de erros dos equipamentos de medição e redução de fraudes.

A análise de grande volume de dados permitirá que se observem tendências, que se detectem regiões onde a perdas aparentes e inadimplências dos consumidores sejam mais frequentes, quais perdas serão mais frequentes nas diversas categorias de consumo, entre outras ações.

DEFINIÇÃO DO PROBLEMA

Segundo estima (QUEYROI, 2007), metade dos problemas no segmento de saneamento estão ligados a vazamento, ou seja, perdas físicas, e a outra metade são decorrentes de falhas na medição, ou seja, perdas aparentes. Desta forma, este trabalho pretende atingir esta segunda classe de problemas, propondo soluções por meio das ferramentas computacionais de descoberta de conhecimento e apoio a decisão (inteligência de negócio), conhecidas como DM.

Os vazamentos e ausência de medição do consumo são as principais causas de perdas no setor de saneamento. No primeiro caso, os fatores que mais as evidenciam são: o desgaste ou a falta de manutenção na tubulação e nos demais equipamentos. Os problemas na medição podem ocorrer por erros nas medições de consumo de água pelos hidrômetros ou pela falta dele nos domicílios. Há casos em que a empresa de saneamento não instala o aparelho e cobra uma taxa estimada, sem medir o consumo com precisão e, nesse caso, pode se configurar a perda de água e faturamento, pois a empresa fornece um determinado volume de água e fatura baseando-se, normalmente, em um volume menor.

Em alguns casos, a leitura do hidrômetro não é realizada com regularidade pela companhia de abastecimento. Outra problemática ocorre quando o aparelho se encontra danificado ou quebrado, e a prestadora não troca nem o repara no tempo hábil. Se o medidor não funciona com precisão e registra um consumo menor do que o real, a água também é contabilizada como perda para a companhia, visto que ela não fatura.

Alguns dos índices de perdas de água foram publicados no último relatório “Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos” (SNIS, 2007). O SNIS é o maior banco de dados do setor saneamento brasileiro, sendo considerado o mais completo estudo sobre saneamento realizado no Brasil. A pesquisa abrange as cinco regiões do país, 3.943 municípios, 137.260.228 habitantes da população, sendo 112.116.467 habitantes da população urbana. Os dados retratam as condições da prestação dos serviços sob os aspectos

institucional, administrativo, econômico-financeiro, técnico-operacional e da qualidade do serviço.

De acordo com (SNIS, 2007), as regiões Norte e Nordeste são as áreas onde há maior perda de faturamento e também onde predominam as menores rendas per capita no país. O indicador de perdas de faturamento é calculado pela relação entre os volumes faturados e os disponibilizados para distribuição. Esses indicadores representam uma composição de perdas reais (físicas) e aparentes (não físicas).

Há dois aspectos possíveis de situações de perdas: um relacionado ao baixo poder de consumo destas populações, altos índices de inadimplência e conseqüentemente lucros menores e outro relacionado às grandes potencialidades de irregularidades nas redes, com perdas de volumes de água tratada em função das ligações clandestinas. Neste sentido, as companhias de prestação de serviços de saneamento ainda não conseguiram uma solução definitiva para o problema.

No que se refere aos dados do SNIS em 2007, o valor médio das perdas de faturamento para todo o conjunto de prestadores de serviços foi de 39,8%. As elevadas perdas nos sistemas brasileiros continuam preocupantes, uma vez que mesmo em um ambiente em que há bastante espaço para melhoria e em que os investimentos nos sistemas de água voltam a crescer, houve uma piora de 0,8 ponto percentual no indicador, o que indica aumento nas perdas, em relação ao ano de 2005 (39,0%).

A análise dos resultados segundo o prestador de serviços permitiu observar que entre os de abrangência regional apenas 2 dos 26 (das quais 7 prestadores estão no estado do Norte, 9 no Nordeste, 4 no Sudeste, 3 no Sul e 3 no Centro-Oeste) apresentaram índices inferiores a 25%. O menor índice de perdas de faturamento do Brasil, entre as companhias estaduais, é o da CAESB/DF com 23,7% seguida pela SANEATINS/TO com 23,8%. Por outro lado, 10 prestadores apresentaram índices superiores a 50%. O maior índice de perda é da Companhia de Águas e Esgotos COSAMA/AM, com 83,1%.

Ressalta-se, segundo o relatório, que os prestadores com maiores perdas concentraram-se nas regiões Norte (53,4%) seguida do Nordeste (45,1%). A região Sudeste possui índices de perdas em torno de 39,8%, Centro-Oeste de 39,2% e Sul de 26,6%.

De acordo com o índice de perdas de faturamento (I013) para o conjunto de prestadores de serviços de abastecimento de água e esgoto por estados brasileiros participantes do SNIS 2007, observa-se que três estados situaram-se na melhor faixa (Rio Grande do Norte, Distrito Federal e Paraná), com índice de perda de faturamento menor que 30%. Enquanto que dois estados da região Norte (Acre e Amapá) situaram-se na pior faixa com índices maiores que 70%. Para as demais faixas, há dez estados com índice de perdas entre 30,1% e 40%, quatro na faixa de 40,1% e 50%, e outros oito na faixa de 50,1% a 70,0%.

Apesar da perda elevada, o acesso aos serviços de água no Brasil é considerado satisfatório pelos técnicos do SNIS. Entre as operadoras de abrangência regional, 7 empresas de Saneamento atendem 100% da população urbana, entre elas está a CAGEPA/PB. A pior colocada foi a COSANPA/PA, com 50,0% de atendimento urbano de água. O índice de atendimento total de abastecimento de água no Brasil é de 76,3%, já o atendimento total urbano é de 93,1%.

A Companhia de Água e Esgoto da Paraíba (CAGEPA) obteve um intervalo de perdas de faturamento entre 40,1 e 50,0 %. Este índice reflete-se de forma negativa para o Estado, visto que as perdas de faturamento estão diretamente ligadas às perdas reais e aparentes. Estas, por sua vez, acarretam problemas estruturais, ambientais e sociais para toda a população.

Este trabalho surgiu da necessidade de investigar se as perdas aparentes estavam distribuídas proporcionalmente pelo setor selecionado para o estudo de caso ou se elas estavam concentradas em áreas específicas, como exemplo, em áreas com níveis sociais similares. Além disso, tem como objetivo realizar uma avaliação através da análise do perfil do consumidor e do imóvel de acordo com a categoria de consumo, situação da água e esgoto, avaliando os consumos e valores medidos e faturados por mês, durante um período de um ano, entre 2007 e 2008.

Após o levantamento das condições necessárias para elaboração dos modelos de DM, especificou-se o conjunto de atributos requeridos à companhia de abastecimento de água relativos ao período de 12 meses. Em seguida, foram definidas as ferramentas para implementação do sistema de apoio à decisão, com capacidade de fornecer resultados confiáveis para o estudo das perdas aparentes. O entendimento dos dados e termos técnicos da Engenharia Hidráulica, especificamente da área de Saneamento, também se fez necessário. Os dados precisaram ser tratados para que os resultados esperados fossem alcançados, visto que inconsistências e algumas carências nas informações foram encontradas e precisaram ser eliminadas.

METODOLOGIA APLICADA

O processo para extração de conhecimento desenvolvido neste trabalho aborda duas fases: a primeira diz respeito a implementação do Banco de dados (BD) e a segunda aborda o DM aplicado ao estudo de caso.

Visando atender as necessidades de análise dos dados foi desenvolvido um Sistema de Apoio a Decisão (SAD). O desenvolvimento do SAD iniciou-se com a implementação do BD, contudo neste trabalho utilizou-se um BD específico para suporte a decisão, conhecido como DW. O Sistema Gerenciador de Banco de Dados (SGBD) utilizado para criar e organizar o DW com os dados disponibilizados pela CAGEPA-PB foi o PostgreSQL.

O DW foi criado a partir dos dados cadastrais dos hidrômetros (capacidade, tipo, número, marca, ano e data de instalação), dos indicativos de medição, dos volumes micromedidos ou estimados, dos valores faturados (vencimento/pagamento), das quantidades de ligações e de economias, das categorias (Comercial, Industrial, Pública e Residencial) e subcategorias de consumo, das percentagens de perdas, dos períodos de referência (Semestres, Quadrimestres e Meses), dos consumos de água e esgoto, dos tipos e quantidades de anormalidades e das inadimplências. Os dados foram orientados de modo a permitir os agrupamentos principalmente por matrículas e quadras, visando às informações referentes às perdas aparentes (atributos do tipo: anormalidade, inadimplência, percentagem de aumento ou diminuição de consumo de água durante os 12 meses de medição etc.).

A primeira fase, i.e. implementação do DW, foi composta pela etapa de Pré-Processamento, composta pela limpeza e enriquecimento dos dados; e pela etapa de Transformação, Seleção e Integração dos Dados, conforme serão discutidas a seguir.

Pré-Processamento: Limpeza e Enriquecimento dos Dados

A etapa de Pré-processamento e Transformação serve para detectar os erros de cadastros e inconsistência dos dados extraídos do ambiente operacional. É realizada a limpeza dos dados a fim de adequar e carregar apenas os dados necessários no DW. Esta adequação dos dados ao algoritmo de mineração se dá através da integração de dados heterogêneos,

remoção de dados incompletos, eliminação de repetição dos dados e dos problemas de tipagem.

Alguns registros da base de dados foram excluídos por não apresentarem informações concisas. Nesta situação se encontravam as instâncias que possuíam o valor de consumo de água igual a zero, o valor da conta igual a zero e a data de pagamento igual '9999-12-31' (inadimplência). Estes casos correspondem aos consumidores que se encontram inadimplente por uma conta no valor de R\$ 0,0, ou seja, um débito inexistente. Desta forma, não foram consideradas e possivelmente representam erros no cadastro da base de dados da companhia de abastecimento de água.

Houve limpeza e transformação dos dados com as datas de pagamento que se encontravam nulas (em branco) e que foram atualizadas para '9999-12-31', pois de acordo com a gerência comercial da companhia CAGEPA (usuária do estudo de caso), tais circunstâncias correspondem aos consumidores que estão com a conta em aberto, ou seja, estão inadimplentes. Nos atributos “Ano de Instalação do Hidrômetro” e “Ano do Hidrômetro” os valores que ultrapassavam quatro dígitos foram truncados para '9999' e os anos cadastrados com valor zero também foram atualizados para '9999'. Os anos com apenas dois dígitos foram completados para quatro dígitos (ex. 95 → 1995).

Ainda na fase de pré-processamento, foram encontradas 23 matrículas com mais de 12 meses de referência de consumo, entretanto, verificou-se que os registros estavam duplicados e alguns até triplicados. Neste caso, foi necessário eliminar das 23 matrículas, os registros excedentes e carregar no DW Departamental apenas os 12 meses.

Outra situação de limpeza dos dados foi aplicada ao atributo “Pontos de Utilização” e “Valor da Conta”. As instâncias referentes aos pontos de utilização de água cadastradas com zero não foram consideradas no estudo, pois de acordo com a gerência da CAGEPA, cada matrícula (consumidor) deve possuir pelo menos 1 ponto de utilização de água por imóvel cadastrado.

Para os casos onde o atributo “Valor da Conta” estava cadastrado com o valor zero, foi preciso verificar se na tupla em questão o atributo “Situação da Água” encontrava-se cadastrado com o valor “Cortada”. Caso contrário, as matrículas analisadas não poderiam ser consideradas e por isso, deveriam ser eliminadas da base de dados.

Todas as ocorrências apresentadas acima, e que foram ajustadas na fase de pré-processamento, configuravam erros de cadastro no banco de dados da companhia, e por isso tiveram que ser desconsideradas no DW, pois caso não fossem realizadas as limpezas necessárias, iriam provocar erros de semântica nas informações a serem mineradas.

Transformação, Seleção e Integração dos Dados

Os dados selecionados para dar suporte na fase de DM correspondem aos agrupamentos dos setores e logradouros característicos da cidade de João Pessoa, Estado da Paraíba - Brasil. Foram 82 quadras disponibilizadas para o estudo de caso, sendo que três delas não puderam ser utilizadas, visto que elas não possuíam os 12 meses completos de medições. Desta forma, 79 quadras foram detalhadas e tiveram seus dados utilizados e aplicados aos modelos de DM propostos.

Ao todo foram 15.420 registros correspondentes às 1.285 matrículas dos consumidores com 12 meses (de 05/2007 a 04/2008) contínuos de registro de consumo e faturamento junto à companhia de abastecimento. Nos modelos propostos para aplicação da mineração de dados, utilizaram-se todo o conjunto das 79 quadras. Contudo, nem todos os atributos foram

considerados, visto que alguns deles não agregariam valor para o processamento da mineração. Como exemplo, tem-se os atributos nome e endereço do consumidor que não foram carregados para mineração, afinal, não era importante saber estas informações e a identificação dos consumidores precisava ser preservada.

Visando apresentar e gerar resultados mais claros e concisos, além de minimizar o tempo de processamento da mineração, alguns valores dos atributos foram agrupados. Neste caso estão os atributos “Data de Instalação do Hidrômetro”, “Capacidade do Hidrômetro” e “Referência de Consumo”.

No caso do atributo “Data de Instalação do Hidrômetro” foram geradas 4 classificações: “Mais de 18 anos”, que corresponde ao intervalo de datas entre 1976 e 1989; “Entre 10 e 18 anos”, que corresponde ao intervalo de datas entre 1990 e 1998; “Entre 3 e 9 anos”, que corresponde ao intervalo de datas entre 1999 e 2005; e “Menos de 3 anos”, que corresponde ao intervalo de datas entre 2006 e 2008. O mesmo ocorreu com o atributo “Ano de fabricação do hidrômetro”, ou seja, foram agrupados em “1984_a_1988”, “1989_a_1993”, “1994_a_1998”, “1999_a_2003”, “2004_a_2008” e “nao_informado”

Para o atributo “Capacidade do Hidrômetro” foram geradas 4 classificações: “Até 3 m³/hora”, que corresponde aos hidrômetros com vazões de 1,5 e 3 m³/hora; “De 5 a 10 m³/hora”, que corresponde aos hidrômetros com vazões de 5, 7 e 10 m³/hora; “Acima de 10 m³/hora”, que corresponde aos hidrômetros com vazões de 20 e 30 m³/hora; e “Não Informado”, que corresponde as vazões dos hidrômetros não cadastradas, ou seja, nulas.

O atributo “Referência de Consumo” foi agregado em “Primeiro_Semestre” e “Segundo_Semestre”. Onde a primeira classificação corresponde aos meses de Maio de 2007 a Outubro de 2007 e a segunda classificação corresponde aos meses de Novembro de 2007 a Abril de 2008. Foi também agregado por quadrimestres de consumo, isto é, “Quadrimestre_1” (Maio a Agosto de 2007), “Quadrimestre_2” (Setembro a Dezembro de 2007) e “Quadrimestre_3” (Janeiro a Abril de 2008).

O cálculo para diagnosticar o aumento ou não, em percentagem, da fatura do consumidor é apresentado por $[(Mu - Mp) \times 100] \div Mp$. Onde, Mp significa a média de faturamento do primeiro semestre, ou seja, os primeiros 6 meses de consumo e Mu significa a média de faturamento do segundo semestre, ou seja, os últimos 6 meses de consumo, ambos por consumidor. Se o resultado da equação for maior que zero, então houve aumento na conta (aumento de consumo de água) nos últimos 6 meses. Se resultado for menor que zero, então houve diminuição na conta do consumidor nos últimos 6 meses. Sendo este último caso de maior interesse para a detecção das perdas aparentes, visto que uma diminuição drástica no consumo pode representa problemas, irregularidades ou fraudes nos medidores, e nestes casos uma inspeção (visita técnica) no imóvel é indicada para comprovar ou não o pré-diagnóstico.

Ao gerar as médias de faturamento dos consumidores referentes ao primeiro e segundo semestre não foram consideradas as contas com valor zero, visto que a média tenderia para menos e ao realizar os comparativos e percentagens de consumo, o valor não representaria a situação real do consumidor. O mesmo aconteceu com os valores de consumo de água igual a zero, que não foram considerados na geração das respectivas médias. O consumo igual a 0 indica que foi atribuída a média de consumo do consumidor. Em geral, quando consumo é igual a 0, o hidrômetro se encontra quebrado e/ou parado.

Data Mining Aplicado ao Estudo de Caso

Os algoritmos de DM interpretam os dados a fim de produzir uma quantidade de padrões úteis, válidos e de fácil entendimento. Os resultados gerados podem ser usados para predições e têm por finalidade conduzir a tomadas de decisões inteligentes. O fator humano faz parte de todo o processo, por isso não pode ser uma ação totalmente automatizada. Os algoritmos de DM favorecem a extração de informações de grandes volumes de dados e a análise estatística desses dados permite que se observem tendências e respostas para situações do tipo: encontrar e detectar as regiões onde a perdas aparentes são mais frequentes; determinar os tipos de perdas e anormalidades que ocorrem mais frequentemente nas diversas categorias de consumo; associar o perfil de consumidores inadimplentes etc.

O emprego de DM para identificar as perdas aparentes proposto por este trabalho surgiu pelos seguintes motivos: a disponibilidade de grandes quantidades de dados; a existência de dados históricos armazenados ao longo de 1 ano; e a possibilidade de encontrar um perfil de comportamento típico.

A detecção de perdas aparentes bem como sua prevenção configura-se em um problema complexo. Mesmo que os históricos e o perfil de comportamento de um consumidor apresentem claros indícios de uso indevido da água – tais como: cortes nos ramais de água, muitas retificações nas contas, parcelamentos, grande número de inspeções no imóvel, ocorrências de mesma leitura, mais de 50% de variações no consumo e na fatura, entre outros – é importante que uma segunda investigação seja realizada. Afinal, nenhum teste é completo e 100% suficiente para se detectar a causa da perda aparente. Portanto, as informações geradas pelos sistemas de apoio à decisão também precisam ser compatibilizadas com outras variáveis do sistema, para que cobranças errôneas não sejam aplicadas aos consumidores.

Alguns pré-requisitos são essenciais para o sucesso do DM. Por isso foram construídos modelos baseados em metas preditivas e descritivas. As metas preditivas visam traçar o perfil do consumidor que dispõe de algum tipo de irregularidade no seu consumo de água, assim como visam traçar o perfil do consumidor inadimplente.

Inicialmente foi criado um BD com os dados extraídos da companhia de abastecimento de água, onde todos os atributos e instâncias foram inseridos em uma única tabela. Em seguida, foi projetado e desenvolvido o ambiente de DW, este que por sua é útil e essencial para realizar e otimizar consultas e seleção dos dados a serem minerados.

As instâncias do DW se resumem em dados do tipo Cadastrais, Relacionamento e Padrão de Comportamento. Os dados do tipo Cadastrais especificam cada cliente (nome, endereço, pontos de utilização, matrícula, etc.) e são praticamente estáticos, ou seja, se modificam pouco. Os dados do tipo Relacionamento correspondem ao relacionamento da empresa com o cliente (exemplo: vazão do hidrômetro instalado, qualidade e tempo do ramal, qualidade e tempo do hidrômetro, padrão da ligação, multas aplicadas, etc.). E os dados do tipo Padrão de Comportamento são do tipo: consumo de água mensal, percentual de variação de consumo (menor, maior e média), irregularidades, anormalidades e inadimplências, ou seja, o padrão de comportamento do consumidor perante a companhia.

As instâncias de comportamento são as mais adequadas para encontrar um padrão de comportamento que identifique perdas aparentes no sistema de abastecimento. Contudo, as outras não foram descartadas, visto que ajudam na interpretação dos resultados.

Diante das perdas aparentes surgem questões de decisão a respeito do corte de fornecimento dos consumidores inadimplentes e fraudadores, bem como a instalação e substituição periódica dos hidrômetros.

A aplicação de DM para apoio à tomada de decisão em relação aos medidores (hidrômetros) consiste em formar classes de decisões do tipo “Substituir o hidrômetro”, caso se verifiquem anormalidades e irregularidades de consumo, faturamento e conseqüentemente arrecadação. Com isto, a companhia de abastecimento aumentaria o volume de água medido (m^3), diminuiria as perdas aparentes e conseqüentemente obteria a correta arrecadação pelo serviço prestado.

A troca de hidrômetros é proposta baseada na percentagem de arrecadação e volume medido. Os atributos da base de dados dispostos para o estudo de caso correspondem ao período de 12 meses. Desta forma, a abordagem consiste em comparar os seis primeiros meses de consumo com os seis últimos meses de consumo de cada consumidor. Ao se detectar que houve uma arrecadação do volume de água menor que 50% nos últimos seis meses, que corresponde a um decréscimo de 50% ou mais no volume de água, isto é, o hidrômetro está medindo a metade ou mais da metade do volume de água que o consumidor consumia nos seis primeiros meses, então o hidrômetro deverá ser verificado, visto que ele apresenta fortes indícios de comprometimento da medição.

Caso se confirme o inadequado uso do hidrômetro ele estará apto para ser substituído, e esta troca beneficiar a companhia de abastecimento de água. A utilização deste critério permitirá mais uma ação preditiva na substituição dos hidrômetros, sem o empirismo de propor trocá-lo apenas por tempo de uso. Entretanto, nos casos em que não detectar diminuição na arrecadação nos últimos seis meses (segundo semestre) em relação ao primeiro semestre, então o hidrômetro não estará apto para ser vistoriado nem substituído, visto que se encontra funcionando corretamente e a troca acarretaria gastos financeiros desnecessários à companhia. E nos casos onde se detectar que a diminuição na arrecadação nos últimos seis meses em relação ao primeiro semestre está no intervalo de [-50 e -25%], então o hidrômetro precisa ser analisado mais detalhadamente. A Figura 2 apresenta os intervalos de aumento ou diminuição do faturamento no segundo semestre de consumo e a melhor ação a ser tomada.

De acordo com a Figura 2, o atributo “decisão foi definido para identificar o comportamento e procedimento para tomada de decisão quanto à situação do hidrômetro de cada consumidor, a fim de propor medidas corretivas e preventivas no que diz respeito à correta medição e consumo de água.

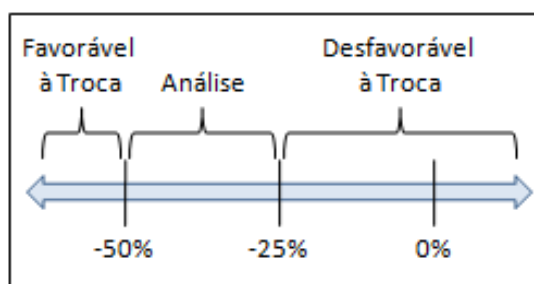


Figura 2 - intervalos de valores percentuais do faturamento no último semestre

Os procedimentos a serem realizados pelo atributo “decisão” são:

Favorável à Troca (constatação): Realizar a verificação e posterior troca do hidrômetro se o faturamento do segundo semestre em relação ao primeiro semestre for menor que -50%.

A não realização deste procedimento possivelmente indica perdas aparentes para a companhia de saneamento.

Desfavorável à Troca (nenhuma ação): Não realizar a troca do hidrômetro se o faturamento do segundo semestre em relação ao primeiro semestre for maior que -25%. A situação se encontra estável, indicando apenas que houve aumento de consumo de água.

Indiferente à Troca (em análise): Nenhuma ação deve ser realizada a priori caso o faturamento do segundo semestre em relação ao primeiro semestre estiver no intervalo de [-50% a -25%]. Contudo, nesta situação deve-se verificar o comportamento do consumidor em um período maior, além de analisar outras variáveis como situação do imóvel (por exemplo, se ele encontra-se fechado), diminuição de moradores no imóvel, diminuição dos pontos de utilização de água etc.

Após análises e experimentações de ferramentas de DM, observou-se que o software WEKA ajusta-se adequadamente na modelagem proposta por este trabalho, haja vista a variedade de funcionalidades para realizar classificação, associação, descoberta de sucessões, série temporais, agrupamento e regressão, além de suportar várias fontes de dados e os principais algoritmos de mineração indicados na literatura pelos especialistas. O Waikato Environment for Knowledge Analysis (WEKA) é um software de código aberto, distribuído sob GNU General Public License e que implementa vários algoritmos de DM. Através do software WEKA é possível descobrir vários tipos de padrões de comportamento e conhecimento dos dados. Desta forma, o software WEKA foi selecionado neste trabalho.

Para dar início ao processo de DM, a extração e o carregamento dos dados são realizados. Nesta etapa, antes de utilizar os algoritmos de mineração, o software WEKA permite configurar os dados através de várias funções de filtragens, dentre eles, normalizações, adições, compartilhamentos, junções, eliminações, conversões de tipos e formatos, funções estatísticas, etc. Os filtros normalmente são utilizados quando os dados são extraídos de ambientes transacionais. Neste trabalho, contudo, os dados foram extraídos do DW, e por isso os filtros não precisaram ser utilizados, afinal os dados já se encontravam preparados no DW e prontos para serem minerados pelo software WEKA.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Cada SAD possui suas peculiaridades quanto ao objeto e objetivo de estudo. Neste trabalho o objeto de estudo é o setor de saneamento e a metodologia utilizada buscou informatizar e otimizar os processos de descoberta de padrões e conhecimento no setor de saneamento. A fim de realizar a análise detalhada do setor 64 do sistema de abastecimento urbano do estado da Paraíba - Brasil, será apresentado e discutido a aplicação da Mineração de Dados por meio de regras de associação (algoritmo Apriori), que faz parte do Aprendizado Não-Supervisionado, sobre os dados contidos no DW.

Há um número muito grande de regras de associação encontradas ao aplicar a tarefa de associação em um DW. Contudo, muitas dessas regras não são exploradas e não interessam ao processo analítico de descoberta de conhecimento. A fim de minimizar a geração de regras de associação desnecessárias, são introduzidas as duas medidas de interesse, o suporte e a confiança. O suporte indica a frequência com que uma regra aparece no DW e a confiança indica o grau de acerto da regra.

Nem todas as regras geradas pelo DM são consideradas relevantes para o processo de extração do conhecimento em banco de dados, visto que o especialista precisa interpretá-las no contexto em que o seu negócio está inserido e só depois aplicá-las, afinal o fator humano

também faz parte do processo. Desta forma, o especialista do negócio precisa avaliar as regras para que o resultado seja aplicável na prática.

O algoritmo Apriori, que foi escolhido para gerar as regras de associação, faz parte da biblioteca de algoritmos implementados pelo software de DM WEKA. Visando identificar com mais precisão o perfil do consumidor, o perfil dos imóveis e as abordagens referentes às perdas aparentes pertencente ao setor 64, bairro de Miramar, no que diz respeito às características envolvidas no serviço prestado pela companhia de abastecimento de água e esgoto da Paraíba, foram desenvolvidos dois modelos de DM. São eles: Modelo do Perfil do Setor (corresponde ao perfil do consumidor e perfil dos imóveis) e o Modelo das Perdas Aparentes.

Ao executar o algoritmo Apriori sobre os dados do modelo Perfil do Setor, o software WEKA gerou as 10 melhores regras de associação do modelo, conforme mostra a Tabela 1. O valor do suporte mínimo e da confiança foi 75% e 0,9, respectivamente. Ao diminuir o valor do suporte mínimo o algoritmo gera mais regras de associações, contudo, a confiança das regras tendem a diminuir.

Tabela 1 - algoritmo *apriori* aplicado ao modelo perfil do setor

```
==== Run information ====
Scheme: weka.associations.Apriori / Relation: perfil_setor_apriori-weka / Instances: 2583 /
Attributes: 6 / Minimum support: 0.75 (1937 instances) //75% das 2.583 instâncias de
treinamento / Minimum metric <confidence>: 0.9
=====
BEST RULES FOUND (As 10 melhores regras de associação descobertas no setor 64):
1. subcategoria=CASA inadimplencia=Adimplencia 1958 ==> categoria=RESIDENCIAL 1958
conf:(1)
2. situacao_esgoto=LIGADO_NORMAL semestre=Primeiro_Semestre inadimplencia=Adimplencia
1034 ==> situacao_agua=LIGADA 1030 conf:(1)
3. situacao_agua=LIGADA subcategoria=CASA semestre=Segundo_Semestre 972 ==>
categoria=RESIDENCIAL 972 conf:(1)
4. situacao_agua=LIGADA subcategoria=CASA inadimplencia=Adimplencia 1942 ==>
categoria=RESIDENCIAL 1942 conf:(1)
5. situacao_esgoto=LIGADO_NORMAL inadimplencia=Adimplencia 2080 ==>
situacao_agua=LIGADA 2060 conf:(0.99)
6. subcategoria=CASA semestre=Primeiro_Semestre 976 ==> situacao_agua=LIGADA
inadimplencia=Adimplencia 971 conf:(0.99)
7. situacao_esgoto=LIGADO_NORMAL subcategoria=CASA 1671 ==> situacao_agua=LIGADA
categoria=RESIDENCIAL inadimplencia=Adimplencia 1650 conf:(0.99)
8. situacao_esgoto=LIGADO_NORMAL 2134 ==> situacao_agua=LIGADA 2100 conf:(0.98)
9. situacao_esgoto=LIGADO_NORMAL categoria=RESIDENCIAL 1936 ==>
situacao_agua=LIGADA inadimplencia=Adimplencia 1870 conf:(0.97)
10. situacao_agua=LIGADA situacao_esgoto=LIGADO_NORMAL inadimplencia=Adimplencia
2060 ==> categoria=RESIDENCIAL 1870 conf:(0.91)
```

O algoritmo gera as dez melhores regras do setor através das associações dos dados de entrada. As regras com “conf:(1)” significam que a confiança é de 100%, como é o caso da regra número 2 da Tabela 1. Através desta regra pode-se dizer com 100% de acerto que os consumidores com situação do esgoto LIGADO_NORMAL, situação da água LIGADA e o semestre de referência PRIMEIRO_SEMESTRE, estão adimplentes. Já a regra número 10 possui uma confiança de 91%, e neste caso pode-se encontrar consumidores (apenas 9%) que

não satisfaçam a regra. Isto é, pode haver consumidor com situação da água LIGADA, situação do esgoto LIGADO_NORMAL, categoria RESIDENCIAL, mas esteja inadimplente.

Ao executar o algoritmo Apriori sobre os dados do modelo Perdas Aparentes, o software WEKA gerou as melhores regras de associação do modelo, conforme mostra a Tabela 2. Foram 3.523 instâncias de treinamento para a aplicação da tarefa de associação, com valor do suporte mínimo e da confiança de 60% e 0,9, respectivamente.

Tabela 2 - algoritmo *apriori* aplicado ao modelo perda aparente

```
=== Run information ===
Scheme: weka.associations.Apriori / Relation: perda_aparente-weka / Instances: 3523 /
Attributes: 10 / Minimum support: 0.6 (2114 instances) //60% das 3.523 instâncias de treinamento
/ Minimum metric <confidence>: 0.9
=====
BEST RULES FOUND (As 10 melhores regras de associação descobertas no setor 64):
1. capacidade=Ate_3_M3/H inadimplencia=Adimplencia 3320 ==>
indicativo_medidor=Com_Medidor 3320 conf:(1)
2. tipo_hid=MULT_MAGNETICO inadimplencia=Adimplencia 3217 ==>
indicativo_medidor=Com_Medidor 3217 conf:(1)
3. inadimplencia=Adimplencia decisao=Desfavoravel_a_Troca 3047 ==>
indicativo_medidor=Com_Medidor 3017 conf:(0.99)
4. capacidade=Ate_3_M3/H indicativo_medidor=Com_Medidor 3392 ==>
inadimplencia=Adimplencia 3320 conf:(0.98)
5. capacidade=Ate_3_M3/H tipo_hid=MULT_MAGNETICO 3169 ==>
inadimplencia=Adimplencia 3138 conf:(0.99)
6. tipo_hid=MULT_MAGNETICO indicativo_medidor=Com_Medidor 3248 ==>
capacidade=Ate_3_M3/H inadimplencia=Adimplencia 3138 conf:(0.97)
7. decisao=Desfavoravel_a_Troca 3141 ==> inadimplencia=Adimplencia
indicativo_medidor=Com_Medidor 3017 conf:(0.96)
8. decisao=Desfavoravel_a_Troca 3141 ==> capacidade=Ate_3_M3/H
indicativo_medidor=Com_Medidor 3014 conf:(0.96)
9. capacidade=Ate_3_M3/H inadimplencia=Adimplencia decisao=Desfavoravel_a_Troca 2942
==> tipo_hid=MULT_MAGNETICO indicativo_medidor=Com_Medidor 2787 conf:(0.95)
10. 200. anormalidade=SEM_ANORMALIDADE 2448 ==> tipo_hid=MULT_MAGNETICO
inadimplencia=Adimplencia 2307 conf:(0.94)
```

Os novos conhecimentos adquiridos com o algoritmo Apriori estão representados nas dez regras de associação fornecidas na Tabela 2. A regra número 1 gera a informação que todos os consumidores com capacidade do hidrômetro de até 3 m³ estão adimplentes. Esta regra tem confiança de 100%. A regra número 7 possui confiança de 96% e determina que os consumidores que possuem medidores de consumo e que se encontram adimplentes estão no grupo de hidrômetros Desfavoravel_a_Troca. Já a regra número 10 indica que todos os consumidores sem anormalidade e tipo do hidrômetro MULT_MAGNETICO estão adimplentes, com confiança de 94%.

CONCLUSÕES

O DW se apresentou de forma satisfatória como o repositório de dados para realização das consultas em várias dimensões e perspectiva, assim como foi determinante para a geração de dados limpos e concisos para aplicação do DM. A aplicação do algoritmo de DM Apriori visando a geração de informações e padrões desconhecidos do setor 64 foram úteis ao processo

de apoio à decisão e gestão automática dos processos relacionados à detecção e minimização das perdas aparentes no sistema de abastecimento de água. O estudo proporcionou dentre outras funcionalidades e benefícios, a análise e descoberta do perfil do setor e dos consumidores; apresentação da situação dos micromedidores presentes nos imóveis dos consumidores para medição do consumo de água; detecção das anormalidades e irregularidades relacionando-as ao perfil do consumidor e imóveis.

Como principal contribuição destaca-se a comprovação e validação que um Sistema de Apoio a Decisão (SAD) pode ser concebido e se tornar um poderoso ambiente de diagnóstico de problemas e análises de dados dentro de qualquer empresa que dispõe de dados históricos em suas bases de dados. Portanto, este trabalho contribuiu para o aumento da qualidade e eficiência na gestão de informações de apoio à decisão para o segmento do saneamento, visando à economia, uso e administração adequada e racional de um dos maiores bens da humanidade: a água.

AGRADECIMENTOS

Ao Governo do Brasil, pelo apoio financeiro concedido através das Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS), da Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico (CNPq). À Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA), pela disponibilização dos dados necessários ao estudo de caso do trabalho. E à Universidade Federal da Paraíba, instituição que, através de seus docentes e funcionários, apoia e é responsável pelo desenvolvimento do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- GOMES, H. P. Sistemas de Abastecimento de Água: Dimensionamento Econômico e Operação de Redes e Elevatórios. 3a. Edição. Revisada e ampliada. João Pessoa: Editora Universitária da UFPB, 2009.
- GOMES, H. P., Rafael Pérez GARCÍA, e Pedro L. Iglesias REY. Abastecimento de Água - O estado da arte e técnicas avançadas. 1a edição. 2007.
- HAN, Jiawei, e Micheline KAMBER. Data Mining: Concepts and Techniques. Second Edition. Elsevier Science & Technology Books, 2006.
- INMON, William H. Building the Data Warehouse: Getting Started. 4a Edição. Editora: Wiley Publishing, Inc, 2005.
- JAMES, Kevin, Sephanie L. CAMPBELL, e Christophe GODLOVE. Água e Energia. Editora: Alliance – Aliança pra Conservação de Energia, 2002.
- MARCKA, Estanislau, Ricardo Toledo SILVA, e João Gilberto Lotufo CONEJO. Indicadores de Perdas nos Sistemas de Abastecimento de Água. DTA A2 - Documento Técnico de Apoio, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, PNCDA - Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água, Revisão 2004.
- MARQUES, Alfeu, e Joaquim José de Oliveira SOUSA. Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de Água. 2006.

PASSINI, Sílvia Regina Reginato. Mineração de Dados para Detecção de Fraudes em Ligações de Água. Dissertação de Mestrado, PUC - Campinas, São Paulo, 2002.

PASSINI, Sílvia Regina Reginato, e Ana Kelly NAIME. Data Mart para apresentação dos resultados econômico-financeiros da setorização. Artigo, Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento - SANASA, Campinas – São Paulo, 2004.

PASSINI, Sílvia Regina Reginato, e Carlos Miguel Tobar TOLEDO. Mineração de Dados para Detecção de Fraudes em Ligações de Água. Artigo, XI SEMINCO - Seminário de computação - 2002, Campinas, 2002.

QUEYROI, Roberto. Aplicação de Modelo de Mineração de Dados em um Sistema de Apoio a Decisão para Empresas de Saneamento. Dissertação de Mestrado, Sistemas Computacionais em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, Rio de Janeiro, 2007, 112.

SNIS, Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, Brasília, 2007.

SISTEMA DE ADQUISICION DE DATOS PARA LA PLANEACION DEL SUMINISTRO DE AGUA A LA CIUDAD DE MORELIA, MICHOACAN, MEXICO.

Martínez Alvarado Héctor Manuel², Domínguez Sánchez Constantino¹, Calderón Hinojosa Juan Luis², Sánchez Quispe Sonia Tatiana¹, Lara Ledesma Benjamín¹

Resumen – Conocer con precisión la magnitud del volumen de agua que aporta cada una de las fuentes de suministro de agua a una población, representa una variable importante para la planeación y gestión de los recursos hídricos y de la garantía del suministro urbano. Situación ésta que las empresas públicas encargadas de la prestación del servicio de agua están considerando en la actualidad, tal es el caso del Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia. Quien ha evaluado, adquirido e instalado un sistema para la adquisición de información de variables hidráulicas y parámetros eléctricos en tiempo real.

Disponer de información oportuna de parámetros referentes a la cantidad, calidad y condiciones de salida del agua, así como de los procesos que permiten el suministro de este líquido; son necesarios e indispensables para la administración efectiva y eficiente de este recurso.

Con la puesta en marcha del sistema de adquisición de datos mediante Macromedición remota se ha podido conocer con certeza la disponibilidad total de agua para la ciudad de Morelia. Así como la de cada uno de los pozos y fuentes superficiales lo que ha permitido establecer nuevas reglas de explotación y operación que contribuirán a la sustentabilidad de los recursos hídricos, al mejor aprovechamiento del agua y al incremento del tiempo de suministro del servicio a los usuarios. Así como al abatimiento de costos de energía y mantenimiento de equipos.

En el presente artículo se muestra la arquitectura del sistema y los resultados que se han conseguido desde su puesta en operación.

Palabras clave: macromedición, telemetría, medidor de flujo, sensores, scada.

¹Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México, dsanchez@zeus.umich.mx

²Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia, México, hector.martinez@oapas.gob.mx

ANTECEDENTES

El suministro a la demanda de agua en la ciudad de Morelia, proviene del agua subterránea, del agua superficial y de manantiales.

El agua subterránea se explota a través de pozos localizados en la superficie de la mancha urbana y representa el 50 % del total de agua suministrada, el agua superficial proviene del almacenamiento de una presa y representa el 20 % del total de agua en tanto que el 30 % restante proviene de manantiales. No obstante, la magnitud de producción de cada una de esas fuentes era incierta, de ahí la importancia de establecer acciones encaminadas a la recolección de información oportuna y veraz que marque la pauta para la planeación y uso óptimo del recurso. Así el Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia, optó por la instalación de un Sistema de Macromedición Remota capaz de coleccionar y transmitir información en tiempo real, de variables hidráulicas, eléctricas y de calidad del agua desde las fuentes hasta un centro de control.

SISTEMA DE MACROMEDICIÓN

El Sistema de Macromedición Remota inicia con la instalación de medidores y sensores de variables y parámetros en los trenes de descarga de los pozos de acuerdo con las normas de instalación exigidas. Así como con la adecuación de instalaciones eléctricas y el establecimiento del centro de control, soportado por una plataforma de comunicaciones a través de tecnología GPRS primeramente y después la información viaja a través de un túnel (VPN) montado en Internet lo que lleva al Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia a situarse como uno de los primeros organismos del país en contar con esta clase de infraestructura.



Figura 1.- Adecuación de instalación y sustitución de tubería



Figura 2.- Colocación del carrete con medidor de flujo.

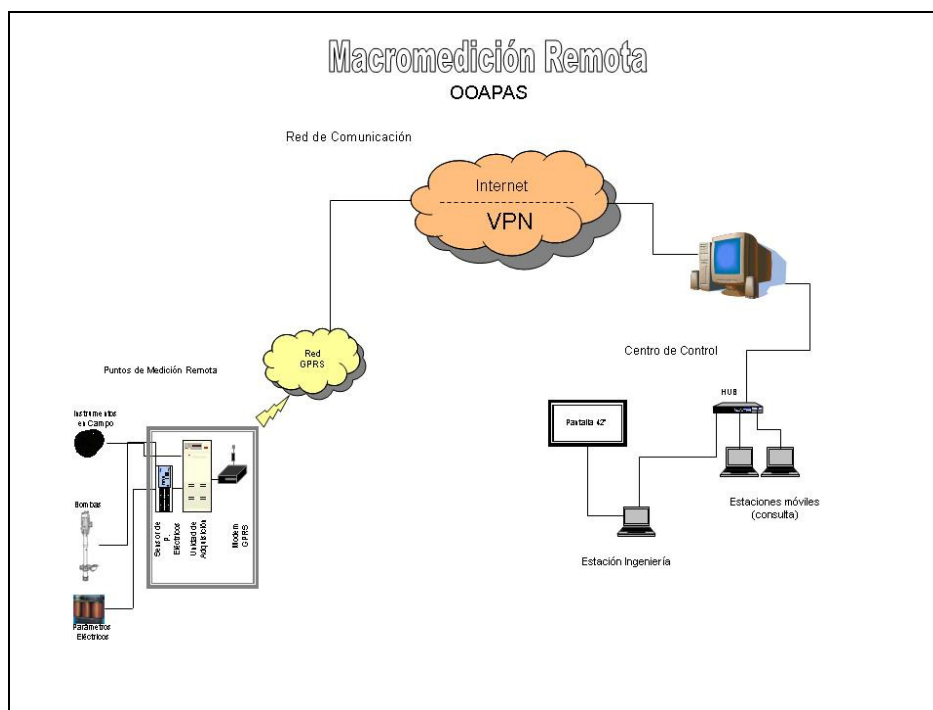


Figura 3.- Componentes del sistema de macromedición

ALCANCES DEL SISTEMA

Con la instalación del sistema se pretende conocer de manera certera la producción de las fuentes, el tiempo de operación, la calidad del agua y el estado de operación de los equipos. Es así que dicho sistema, tiene la capacidad de monitorear y adquirir información de variables hidráulicas tales como: gasto, presión y volumen, parámetros eléctricos como: corriente, voltaje, factor de potencia, y de calidad del agua: temperatura, PH, turbiedad y cloro residual.

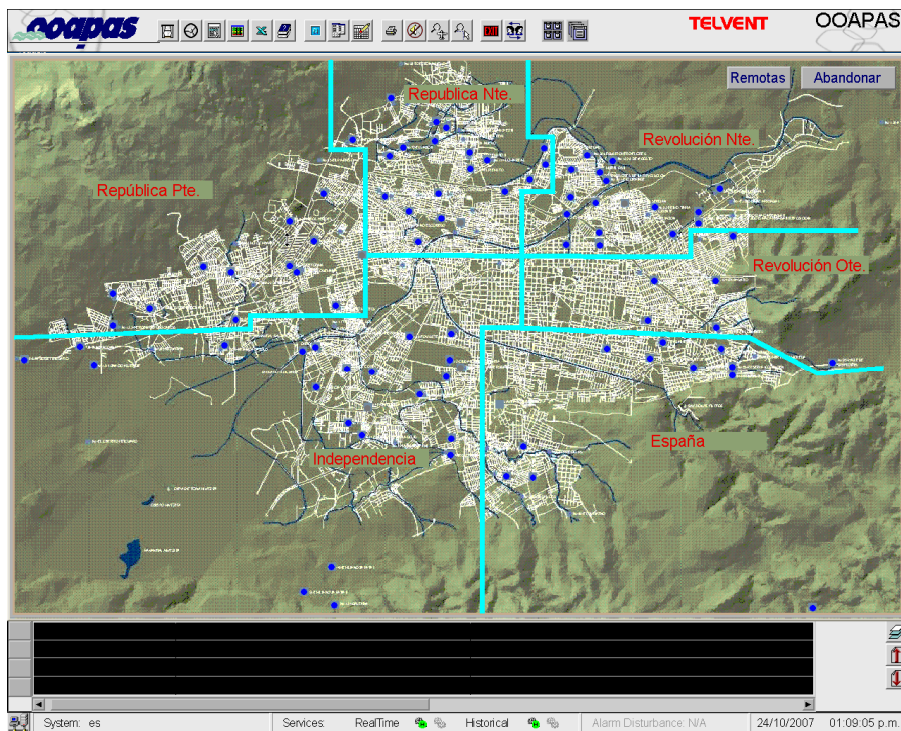


Figura 4.- localización de estaciones remotas

Actualmente se tiene una cobertura de monitoreo de variables y parámetros en el 93% de los pozos, el 100% de las fuentes superficiales y el 20% de los rebombeos. Es decir 116 estaciones remotas equivalente a 97 pozos, 16 tanques y rebombeos y 4 fuentes superficiales.

En cuanto a control para la protección de equipos, la capacidad del sistema se concreta a la posibilidad de encendido y apagado remoto de la bomba y el apagado automático en condición de falla referida a la pérdida de fase o bajo nivel de voltaje.

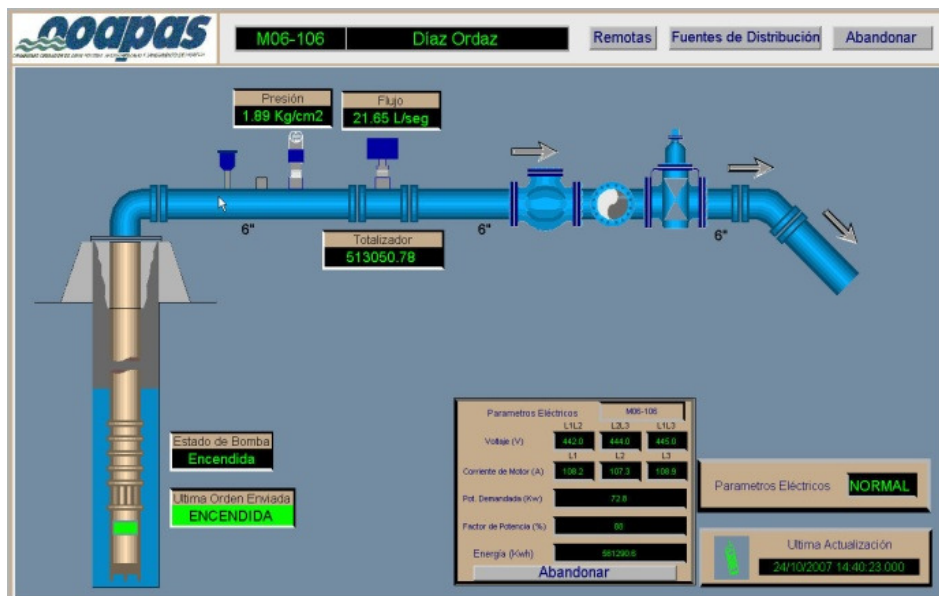


Figura 5.- Ventana de variables y parámetros en un pozo

Otra bondad del sistema es que cuenta con un sistema de “alarmas programables” desplegadas en pantalla y con transmisión seleccionada a un medio de mensajes cortos del tipo SMS.

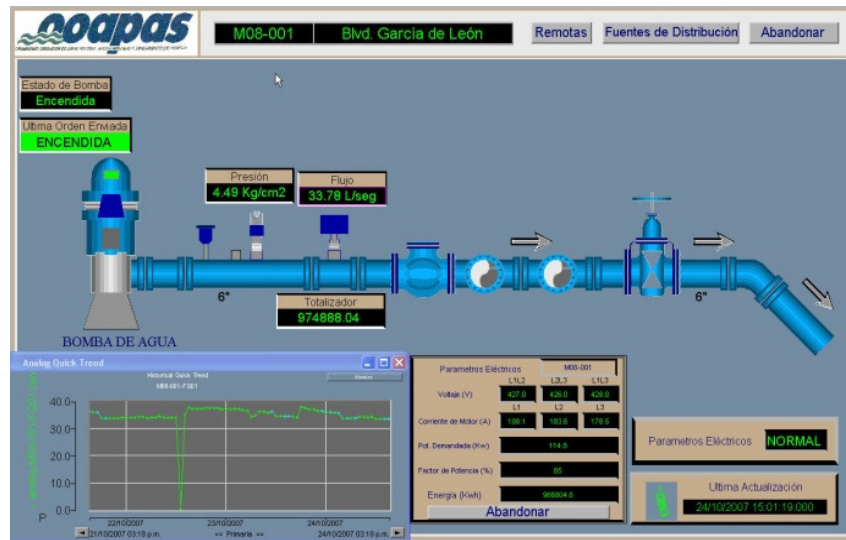


Figura 6.- Ventana de variables y parámetros en un pozo incluida una gráfica.

EXPLOTACIÓN DEL SISTEMA

Con la puesta en operación del sistema de macromedición remota, el Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia busca el establecimiento de un sistema de manejo y divulgación que le permita convertir los datos recopilados en información precisa y detallada, a partir de la cual podrá:

- Definir la magnitud de los volúmenes de agua explotados en cada una de sus fuentes, tanto subterráneas como superficiales.

Fuentes superficiales
25-Oct-07

Operación día actual			Prod. día anterior	
25/10/2007 07:30:06.000				
FUENTE	Presión Kg/cm ²	Gasto lps	Gasto medio lps	Vol total m ³
MINTZITA		965.4	995.22	85,987.1
Línea Sur a P. Potabilizadora	13.04	297.6	268.03	23,158.2
Línea Centro a P. Potabilizadora	24.60	195.2	193.44	16,713.2
Línea Norte a P. Potabilizadora	24.60	186.9	192.35	16,619.5
Línea Sur a Tzindurio	3.37	162.8	134.42	11,614.1
Línea Centro a Tzindurio	4.06	123.0	95.12	8,218.3
Línea Norte a Tzindurio	3.75	-	111.85	9,663.9
SAN MIGUEL		127.4	108.04	9,334.5
Salida de planta	3.39	127.4	108.04	9,334.5
COINTZIO-PLANTA POTABILIZADORA		657.9	658.87	56,926.4
Entrada a Planta Pot. Santa María	0.25	657.9	658.87	56,926.4
EL SALTO Y LA HIGUERA		16.0	46.83	4,046.4
Bomba 1	-	-	22.47	1,941.1
Bomba 2	-	-	8.47	731.8
Bomba 3	5.0	16.0	15.90	1,373.5
Totales		1,766.8	1,809.0	156,294.4

Figura 7.- Ventana de registro de variables hidráulicas

- Garantizar una entrada de volumen medio de agua en cada distrito hidrométrico.

Operación día actual			Prod. día anterior	
25/10/2007 07:30-06.000				
FUENTE	Presión Kg/cm ²	Gasto lps	Gasto medio lps	Vol. total m ³
SECTOR INDEPENDENCIA (2)		220.0	211.6	18,278.0
Ciudad Universitaria	0.99	60.5	66.0	5,698.9
Cosmos II	2.95	28.0	27.9	2,414.1
Díaz Ordaz	2.25	21.4	21.4	1,851.7
Fovissste La Huerta	2.37	15.2	14.9	1,289.8
Indeco III	1.90	36.2	33.1	2,859.1
Las Arboledas	2.60	21.1	17.2	1,484.0
Policia y Tránsito	Por falta de servicio	-	-	-
Rincon Quieto	0.63	5.8	5.8	497.1

Figura 8.- Ventana de registro de variables hidráulicas por pozo en cada sector.

- Garantizar que la calidad del agua para el suministro a la población cumple con la normatividad vigente.
- Mejorar las prácticas operativas.
- Determinar la eficiencia de los equipos electromecánicos y su comportamiento en el tiempo.
- Disminuir costos de mantenimiento de equipos por deficientes prácticas de operación.
- Abatir costos de energía por operación inadecuada de los pozos y en general de las fuentes.
- Establecer nuevas reglas de operación para la distribución del agua.
- Establecer un uso conjunto y adecuado de las aguas subterráneas y superficiales.
- Contribuir a la sustentabilidad del acuífero de Morelia y en general de los recursos hídricos de la cuenca.

Con esto en mente el organismo operador de Morelia esta obteniendo los primeros resultados y encaminando acciones que le permitan brindar un mejor servicio tanto en aumento de horas de servicio de agua a la población como de ahorros importantes por operación y mantenimiento de las fuentes de abastecimiento. No obstante la marcha del sistema ha tenido que enfrentar problemas relativos al mantenimiento de los aparatos de medición fundamentalmente el asociado al vandalismo que ha derivado en la reparación y sustitución de equipos dañados.



Figura 9.- Daños en medidor de gasto

Esta problemática ha llevado al establecimiento de acciones encaminadas a la protección de estos equipos principalmente los sensores de presión que han sido los más atacados.



Figura 10.- Daños en sensores de presión

Aún y cuando se han implantado tales acciones sigue apareciendo este de problema, que ha originado un fuerte desembolso por la sustitución de tales aparatos.



Figura 11.- Protección de sensor de presión.

MODELO	ESTACION	PROBLEMA	EQUIPO	\$ESTIMADO*
M04-020	San Rafael	Reactivar los medidores de gasto y presión.	Gasto	1,848.00
M04-098	Casa Hogar	Medidor de gasto dañado	Gasto	1,848.00
M04-134	Galeana	Medidor de gasto (caratula rota) y presión dañados	Gasto	1,848.00
M06-218	Tanque 2000	Medidor de presión presenta un valor negativo fijo.	Presión	554.00
M04-122	3 de Agosto	Medidor de presión dañado.	Presión	554.00
M06-103	Amp. La Soledad	Medidor de presión "topado" en 0.00 Kg/cm ² fijo	Presión	554.00
M06-030	La Quemada	El despliegue de presión en pantalla es incorrecto, señala 0.00 kg/cm ² ; aunque es muy pequeña, prácticamente 0.	Presión	554.00
M04-136	San José Itzicuaró	Medidor de presión en 0 kg/cm ²	Presión	554.00
M04-045	Santa Cruz	NORMAL	Presión	554.00
M06-043	Prec. de la Revolución	OFF SCAN	Presión	554.00
M04-024	Mariano Escobedo III	NORMAL	Presión	554.00
M04-044	Lomas del Valle	NORMAL	Presión	554.00
M06-034	Fuentes de Valladolid	NORMAL	Presión	554.00
M03-083	Enrique Ramírez III	NORMAL	Presión	554.00
M03-076	Torreón Nuevo I	NORMAL	Presión	554.00
M04-123	Guayangareo	NORMAL	Presión	554.00
M06-216	Rep. Gertrudiz Sánchez	NORMAL	Presión	554.00
M04-069	Peña Blanca	STANDBY	RTU	845.00
				14,145.00

Figura 12.- Medidores dañados y costo de sustitución.

RESULTADOS

En este tiempo de operación del sistema se ha podido evaluar la consistencia del sistema y de los datos proporcionados. Ante ello se ha podido conocer:

- La magnitud del volumen explotado de las fuentes de abastecimiento tanto subterráneas como superficiales.
- El rango de operación de los equipos y demanda de energía.
- La duración del suministro del servicio a la población.
- Zona de influencia y capacidad de cobertura del servicio para cada pozo y fuente superficial.
- El comportamiento en el tiempo de los equipos y sus parámetros.

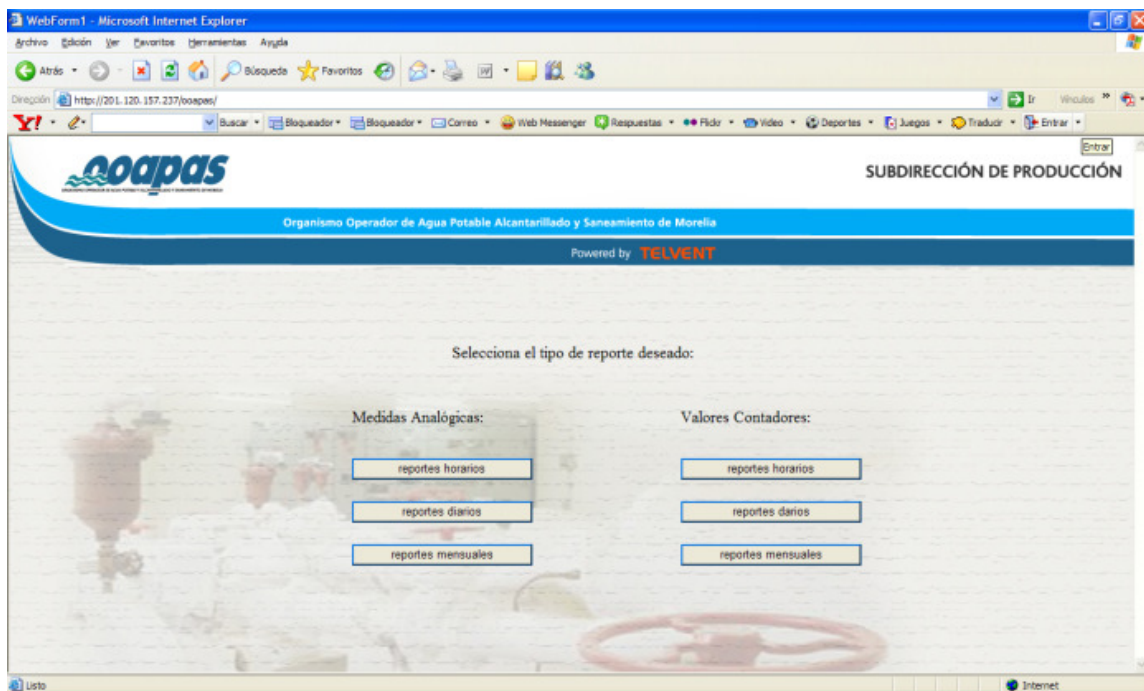


Figura 13.- Ventana de acceso a registro de información de variables.

Con esta y otra información se han podido llevar al cabo lo siguiente:

- Mapas de influencia de cada fuente subterránea y superficial.
- Informes del comportamiento de operación de los equipos.
- Gráficos de evolución mensual de los volúmenes explotados en cada fuente.
- Planes de redistribución del servicio tanto en tiempo como en el espacio.

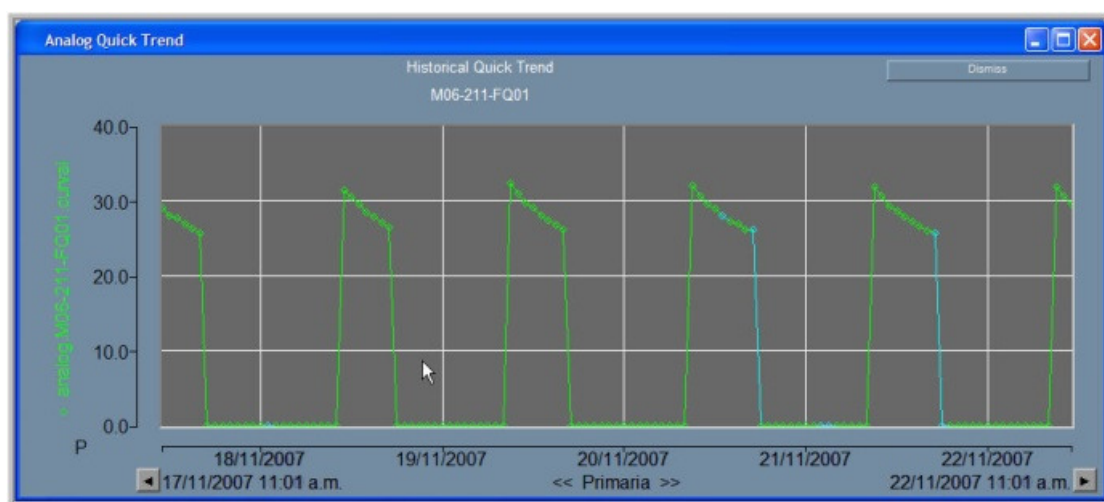


Figura 14.- Ventana de registro de evolución temporal.

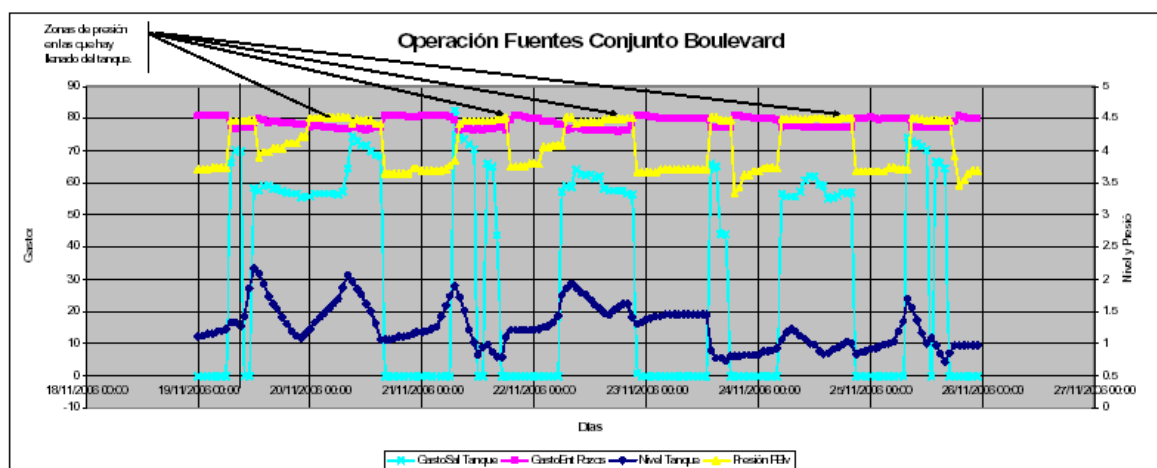


Figura 15.- Ventana de registro de evolución temporal para el análisis conjunto de pozos Boulevard.

- Mejorar los programas de mantenimiento preventivo de pozos y equipos.
- Atención oportuna de fallos de operación de las fuentes y disminución importante del tiempo sin suministro.
- Recuperación de caudales por eliminación de prácticas inadecuadas de operación.

CONCLUSIONES

Con este sistema el Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia está en posibilidad de encaminar acciones orientadas a:

- Controlar la explotación del acuífero y las aguas superficiales.
- Mejorar la eficiencia de los equipos electromecánicos, con ahorros importantes por pago de energía y de reparación de equipo.

- Recuperar caudales en líneas de distribución a partir del conocimiento veraz de los volúmenes de agua explotados en cada fuente y de la planeación de distritos hidrométricos.
- Por los resultados destacados, el sistema de Macromedición, es una herramienta importante en la planeación y gestión del sistema de suministro de agua del Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia desde su extracción hasta su entrega en el domicilio del usuario.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MAV SC INGENIERIA INTEGRAL (2003). “Estudio de Diagnóstico y Planeación Integral del Sistema de Agua y Saneamiento del Municipio de Morelia”. Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia.

Endress+Hauser (2005). Medición de Caudal para Líquidos, Gases y Vapor. Endress+Hauser productos y servicios.

Sesión Técnica 9

Eficiencia y pérdidas de agua

EVALUACIÓN DEL ERROR DE CONTADORES DOMICILIARIOS

María Elena Carrillo Arnaldos¹

Resumen – El estudio del error de medida de los contadores de agua domiciliarios, en función de distintos factores que influyen en su funcionamiento, es un indicador de su estado de conservación y un punto de partida en la toma de decisiones, dentro las políticas de gestión de los abastecimientos, en aspectos tales como la realización de instalaciones adecuadas, eliminación de elementos que ejercen una influencia negativa, procedimientos de renovación y mantenimiento del parque de medidores. Se ha aplicado la metodología del estudio de dicho error en varios municipios, pudiendo establecer, según los resultados obtenidos, recomendaciones para la mejora en la gestión, a partir los valores de pérdidas aparentes (según terminología utilizada por el IWA) y la estimación del Volumen de Agua No Facturada.

Abstract – The study of measurement errors of domiciliary water meters, based on various factors affecting their operations, is an indicator of the state of conservation and a starting point for decision-making regarding supply management policies, in aspects such as the creation of adequate facilities, elimination of elements with a negative influence, and the measurement park's procedures for renovation and maintenance. The aforementioned error study methodology was applied in various municipalities in order to establish, according to the obtained results, recommendations for management improvement based on apparent loss values (according to terminology used by IWA) and the estimate of the Volume of Uncharged Water.

Palabras Clave: medidores domiciliarios, error de medición, Agua No Facturada

Keywords: domiciliary water meters, measurement error, Volume of Uncharged Water.

¹ Grupo WASSER S.A.E. – Técnico de Estudios y Ofertas – Vía de las Dos Castillas, 33, Edificio Ática 3, 28224 Pozuelo de Alarcón, Madrid, España – Tel: (+34) 91 352 47 21 – Fax: (+34) 91 352 23 82 – E-mail: ecarrillo@wasser.es

INTRODUCCIÓN

El objeto de este estudio ha sido analizar el estado de conservación del parque de contadores de un municipio español, estudiar los factores que influyen en su comportamiento, y estimar, a partir de una muestra representativa y mediante la aplicación de análisis de inferencia estadística, el error medida que presenta el citado parque y el volumen de agua no facturada debido a dicho error.

CARACTERÍSTICAS DEL MUNICIPIO OBJETO DE ESTUDIO

El municipio objeto de estudio presenta, en el momento de realización del estudio, una población de derecho de 36.243 habitantes y 15.744 abonados al servicio de abastecimiento.

Como en la mayoría de servicios, no todos los abonados disponen de medidor y/o éste no se encuentra en funcionamiento. Por tanto, para la realización de este estudio se consideró como población activa de contadores aquellos que están operativos, es decir, que estando instalados miden el consumo de agua. El número de contadores que cumplen esta premisa es 14.856.

METODOLOGÍA TÉCNICA DEL PROYECTO

Para alcanzar el objetivo descrito anteriormente, se realizaron las actividades que se describen brevemente a continuación:

1. Determinación de las sub-poblaciones de contadores. Con el fin de determinar la Curva de Error, se divide el parque de contadores en sub-poblaciones de características homogéneas. En este caso, la variable elegida, en función de las características del parque y la información disponible, fue el año de instalación de los mismos, estableciendo los siguientes rangos: inferior a 5 años, de 5 a 10 años, de 10 a 15 y superior a 15 años. Esta variable resulta adecuada ya que los contadores son instrumentos mecánicos que se desgastan a lo largo de su vida en servicio.

2. Determinación del Patrón de Consumo. Sobre una muestra aleatoria y representativa, se obtuvo el Patrón de Consumo (Curva de Consumos Clasificados) del municipio a partir de trabajos de campo. Para su obtención se consideraron diversos factores: existencia/ausencia de depósitos en las viviendas y tipología de vivienda (unifamiliar/edificios).

3. Determinación de la Curva de Error. Tras la obtención de los elementos muestrales para cada una de las sub-poblaciones, de modo aleatorio, se determina mediante ensayos la Curva de Error de cada uno de los medidores.

4. Determinación de la precisión media de las subpoblaciones. Una vez que se dispone del error para cada uno de los contadores, bajo diferentes caudales de ensayo, se obtiene el error medio de medición de cada una de las subpoblaciones y el intervalo de confianza del error, para un 95% de nivel de confianza, mediante la aplicación de análisis de inferencia estadística (test de la T de Student).

5. Estimación del error medio. Una vez obtenido el error medio de cada una de las subpoblaciones y el Patrón de Consumo, se estima el error de la población y el agua no facturada debido a dicho error.

CARACTERIZACIÓN DE LA MUESTRA

Se analizó la muestra bajo diferentes variables: marca del contador, existencia/ausencia de depósito en la vivienda e inclinación del contador.

Respecto a la marca se observó que existe una gran variedad de ellas en los contadores instalados, aspecto común en la mayoría de municipios. Aún así, a lo largo del tiempo se han modificado las tendencias, de modo que, aunque no se puede asumir como una regla general, hay marcas que dejan de usarse mientras que en otras se ha extendido su uso en el municipio, lo que es un factor positivo ya que la homogeneización en los medidores instalados facilita las políticas de gestión del servicio.

Se estudió, además de la marca, el tipo de contador instalado, observando que la mayoría son de chorro único y con un caudal de arranque elevado, lo que se traduce en que una porción del volumen consumido no es medido.

Respecto al depósito acumulador, la mayoría de viviendas disponen de él. Este hecho tiene una gran influencia tanto en el modo de consumir de los abonados, ya que estos dispositivos laminan el caudal, como en el error de los contadores, ya que al incrementarse el suministro a bajos caudales aumenta el error global de los medidores. La elevada presencia de depósitos se debe a que es una medida de previsión ante las variaciones de presión de la red de distribución o interrupciones no esporádicas de suministro.

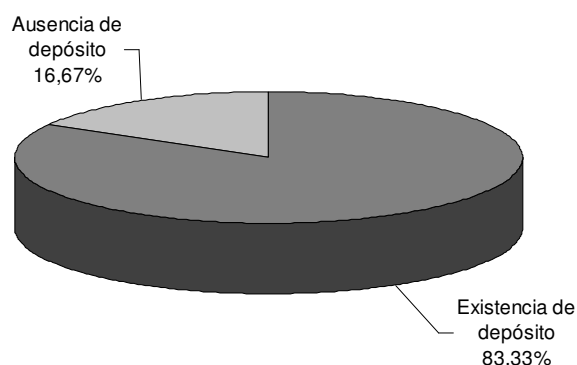


Figura 1. Clasificación de la muestra en función de la existencia o ausencia de depósito acumulador

Al analizar las instalaciones de los contadores de la muestra, se observa que una proporción muy elevada de ellos se encuentra en posición horizontal. La mayoría de los contadores de agua son homologados para su funcionamiento en posición horizontal, sin embargo en muchos abastecimientos se encuentran inclinados por la dificultad a la hora de

realizar la lectura, lo cual se traduce en que la Curva de Error a caudales bajos se deteriorará debido al incremento de rozamiento. Sin embargo, en el caso de estudio, este es un factor que ejerce poca influencia en el error de parque de medidores, debido su correcta instalación.

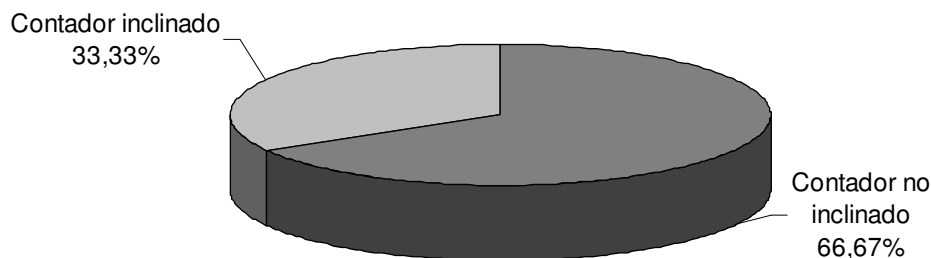


Figura 2. Clasificación de la muestra en función de la inclinación del contador

PATRÓN DE CONSUMO

A continuación se presenta el Patrón de Consumo obtenido para el municipio de estudio. Se observa que a caudales inferiores a 20 l/h, se produce un consumo de, aproximadamente, un 17% del volumen total, lo cual tiene consecuencias negativas sobre el error ya que ese volumen no va a ser medido por los contadores domiciliarios instalados en el domicilio, y, por tanto, no facturado, dado que la mayoría de los medidores de agua que se instalan en las viviendas del municipio tienen un caudal de arranque igual o superior a 20 l/h.

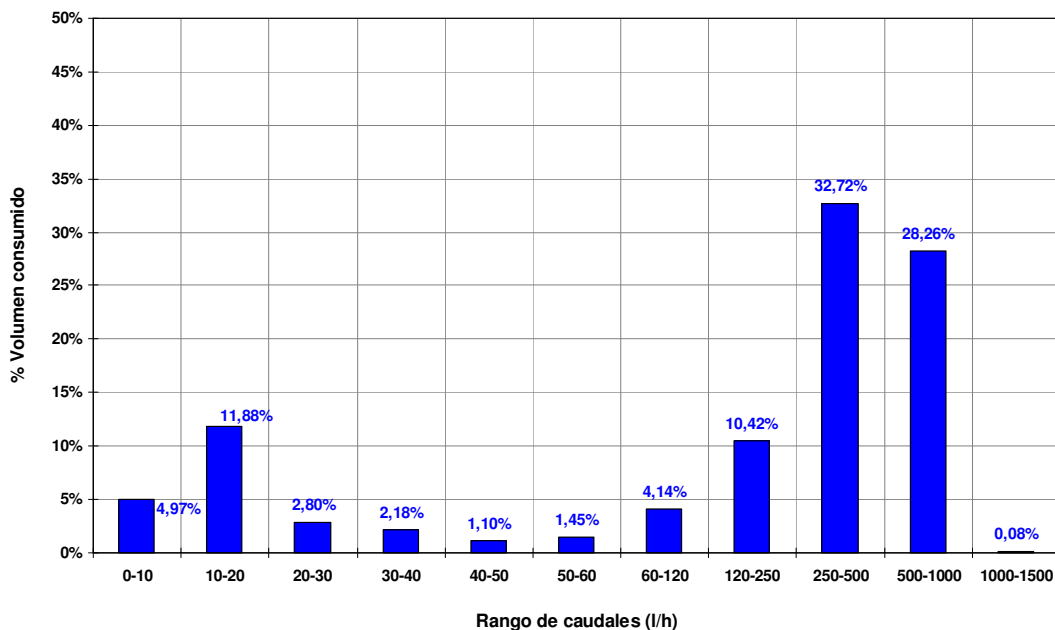


Figura 3. Patrón de consumo del municipio

CURVAS DE ERROR DE LAS SUB-POBLACIONES

Una vez realizadas las pruebas, se obtiene para cada uno de los contadores, y para diferentes caudales de ensayo, el error de medida. A partir de ellos, y aplicando análisis de inferencia estadística, se obtiene la Curva de Error de cada sub-población. En las siguientes figuras se observa el error medio y el intervalo obtenido para un nivel de confianza del 95%.

Las siguientes gráficas ponen de manifiesto el incremento del error de subconteo al aumentar el tiempo de instalación de los contadores.

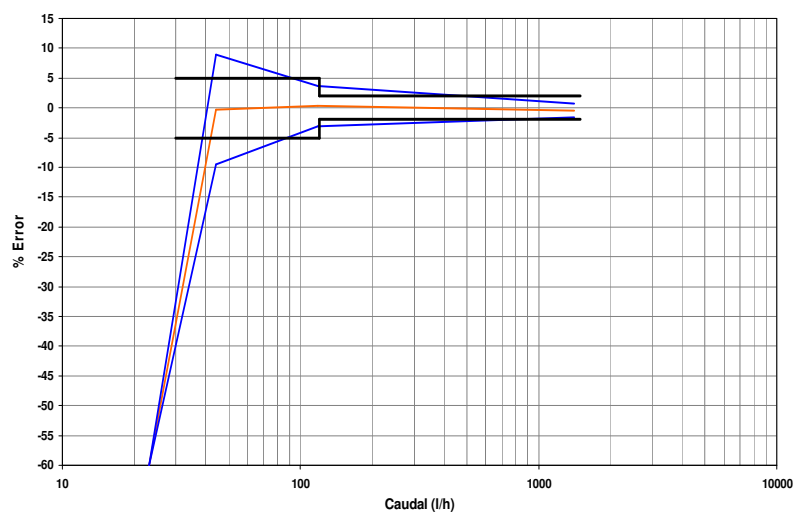


Figura 4. Curva de error de la sub-población 1: antigüedad inferior a 5 años

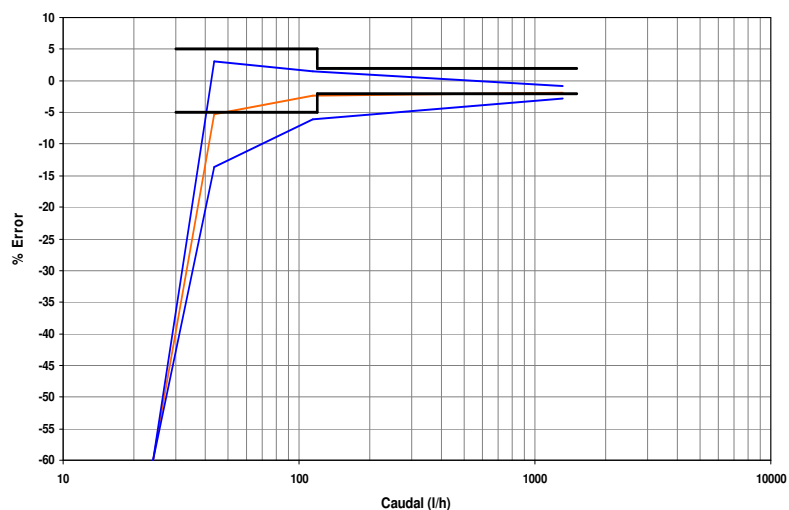


Figura 5. Curva de error de la sub-población 2: antigüedad comprendida entre 5 y 10 años

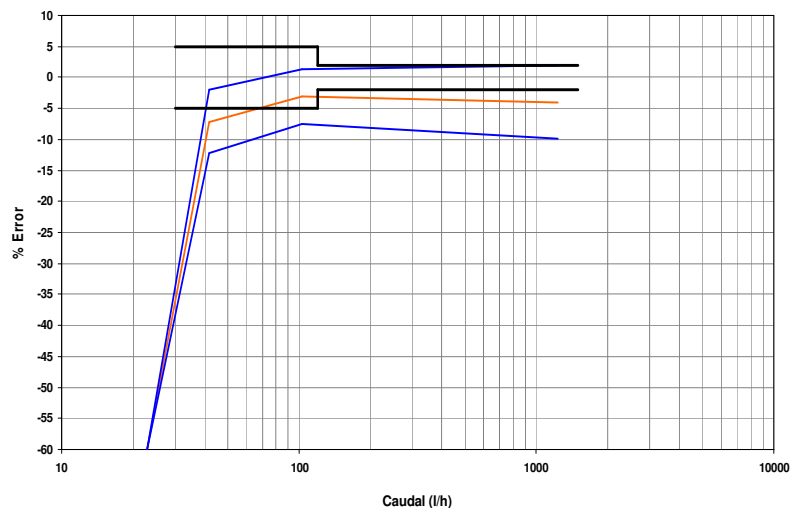


Figura 6. Curva de error de la sub-población 3: antigüedad comprendida entre 10 y 15 años

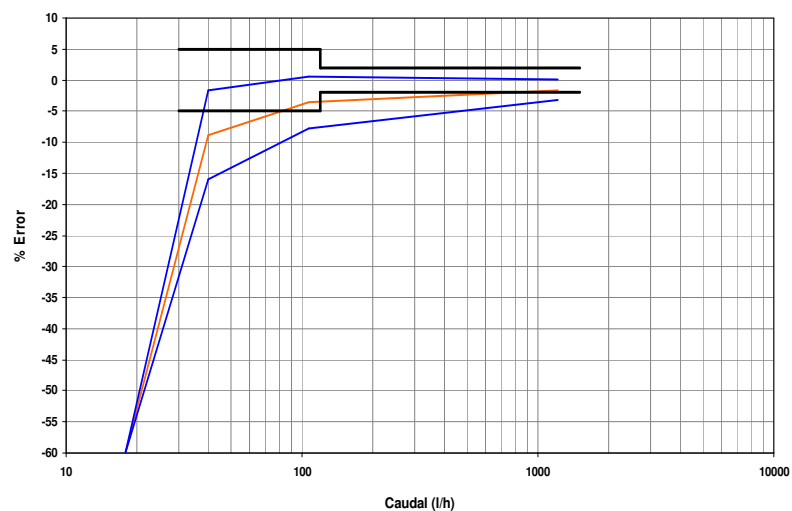


Figura 7. Curva de error de la sub-población 4: antigüedad superior a 15 años

RESULTADOS

Error medio de las sub-poblaciones

Una vez que se dispone tanto de la Curva de Error para cada sub-población como del patrón de consumo, se pondera el error de medida en cada rango de caudal con el volumen consumido en el mismo rango, obteniendo así el error medio para cada una de las sub-poblaciones de estudio.

En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos.

Tabla 1: Error medio de las sub-poblaciones.

SUB-POBLACIÓN	% ERROR MEDIO
1: INFERIOR A 5 AÑOS DE INSTALACIÓN	- 18,89%
2: INSTALACIÓN COMPRENDIDA ENTRE 5 Y 10 AÑOS	- 20,90%
3: INSTALACIÓN COMPRENDIDA ENTRE 10 Y 15 AÑOS	- 20,97%
4: INSTALACIÓN SUPERIOR A 15 AÑOS	- 21,70%

Estimación de pérdidas de agua y su evolución

A partir de los errores obtenidos se puede estimar el valor de Agua No Facturada debido a las imprecisiones de medida de los contadores domiciliarios. Para ello se debe tener en cuenta el volumen de agua medido a lo largo del período de estudio.

El volumen de agua no facturada se calcula según la siguiente fórmula:

$$\text{Agua no facturada} = \frac{\text{Volumen medido}}{1 - |\%Error|} - \text{Volumen medido} \quad (\text{m}^3 / \text{año}) \quad (1)$$

El término “Volumen medido” hace referencia a aquel volumen de agua contabilizado, independientemente de que se facture o no. El valor de este término varía en función del momento y período de tiempo considerado, dado que el consumo de agua no es constante a lo largo del tiempo. Su valor, en el período de estudio, se obtiene de la Base de Datos comercial del municipio y su evolución temporal se calculará realizando estimaciones de crecimiento de la demanda.

Tabla 2: Estimación de la evolución del volumen medido

VOLUMEN MEDIDO (m ³ /año)			
2005	2010	2015	2020
2.178.803	2.370.102	2.578.197	2.804.563

A continuación se analiza la evolución de las pérdidas de agua para tres años horizonte: 2010, 2015 y 2020. Dado que el valor de agua no facturada no es representativo por sí solo, se analiza la evolución de las pérdidas de agua, a lo largo del tiempo, bajo dos posibles escenarios, con el fin de establecer una posterior comparación de los resultados obtenidos:

1. El primer escenario parte de la premisa de que no exista una política de renovación y mantenimiento del parque de contadores, es decir, no se sustituya ninguno de los contadores instalados en la actualidad.

2. El segundo parte de la hipótesis de establecer una renovación de aquellos contadores que están instalados más de 10 años.

Resultados: Escenario 1

En este caso, como se ha comentado, se asume que no se renueva ninguno de los contadores que componen el parque.

El cálculo del error medio se obtiene ponderando el error de cada sub-población con el porcentaje de volumen consumido por la misma. Al aplicar la fórmula del Agua No Facturada (1) se obtiene la evolución de dicho valor.

Tabla 3: Evolución del agua no facturada 2005-2020 sin renovación del parque

AGUA NO FACTURADA (m ³ /año)			
2005	2010	2015	2020
565.267	640.739	707.430	777.462

Resultados: Escenario 2

En este caso se parte de la hipótesis de que se renuevan aquellos contadores que están instalados más de diez años. Los resultados obtenidos se exponen en la siguiente tabla.

Tabla 4: Evolución del agua no facturada 2005-2020 con renovación del parque

AGUA NO FACTURADA (m ³ /año)			
2005	2010	2015	2020
565.267	593.523	655.759	721.384

CONCLUSIONES

Conclusiones del estudio

Al comparar las Tablas 3 y 4 se observa que en ésta última, aunque la cantidad de agua facturada aumente progresivamente con el tiempo, lo hace en menor medida que en el caso en que no se realice renovación alguna de los contadores del parque, lo cual pone de manifiesto que es necesario establecer una política de mantenimiento y renovación de los contadores del abastecimiento.

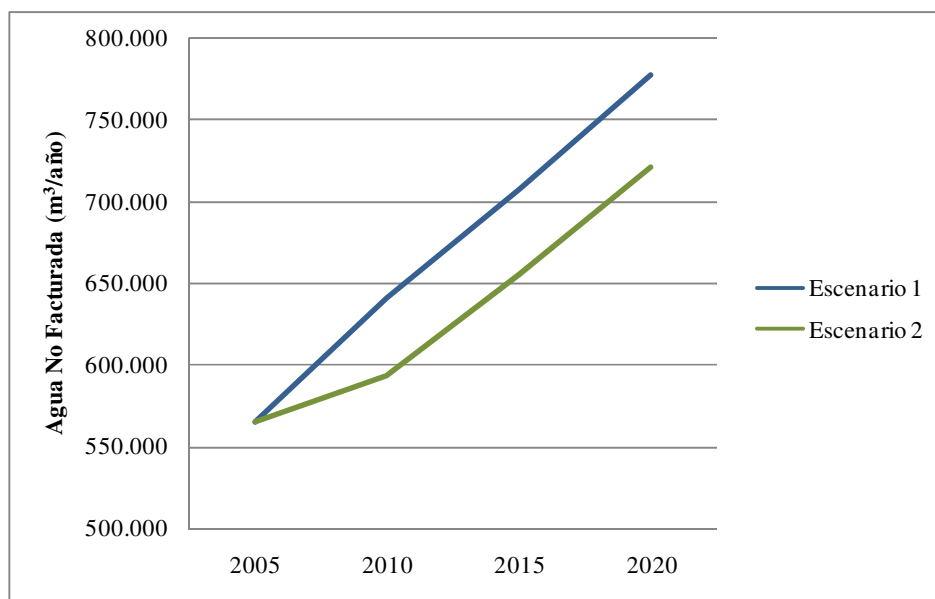


Figura 8. Comparación de Agua No Facturada según escenario estudiado

Además, cabe resaltar, que para realizar el cálculo en el caso del escenario 1, los contadores de la subpoblación 4 incluyen tanto los que están instalados 16 años, como los que lo están 30 años o más. Sin embargo, el error adoptado para este grupo está infravalorado, dado que si esta última subpoblación se dividiera a su vez en aquellos contadores con años de instalación comprendidos entre 15 y 20 años y los que llevan instalados más de 20 años, estos últimos cometerían un error de subconteo mayor que el estimado para el grupo 4.

Recomendaciones

Una vez analizados los resultados del estudio, se establecen una serie de recomendaciones destinadas a disminuir las pérdidas asociadas al error de medida de los contadores domiciliarios.

Aunque este estudio esté basado en métodos estadísticos, los resultados obtenidos ponen de manifiesto las pérdidas originadas por el error de medida de los contadores de agua. Entre otras, las variables que afectan a este valor se exponen a continuación:

1. La existencia en las viviendas de depósito acumulador, hecho bastante frecuente en el municipio, afecta negativamente al error de medida, ya que, como se ha comentado, incrementa el consumo a bajos caudales. En éste régimen de funcionamiento es donde menos precisión presentan los contadores.

2. Resulta recomendable evitar que, durante el manejo de los mismos, se altere la posición horizontal en la que han sido homologados. Cuando se produce inclinación en los mismos, se favorece, por un lado, el desgaste de los mismos, con la consecuente disminución de su vida útil, y por otro, una perturbación en la medida de agua consumida.

3. Los contadores instalados en el municipio, son en su mayoría de chorro único. Éstos conllevan un caudal de arranque superior al de otros contadores y por tanto, un mayor porcentaje de volumen no medido. Resulta favorable, por tanto, para la disminución del agua no facturada, la sustitución, en futuras renovaciones del parque, de los actuales medidores de agua por otros, como los de tipo volumétrico.

4. Resulta conveniente para las Empresas Gestoras de Servicios de Abastecimiento de Agua, establecer políticas de renovación del parque de contadores. Estas políticas pueden utilizar como punto de partida un análisis de error de dicho parque y una estimación del Agua No Facturada, y, teniendo en cuenta factores tanto de tipo técnico como económico, determinar períodos para la renovación de aquellos medidores que ofrecen un error de medición elevado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arregui de la Cruz, Francisco - *Control de Pérdidas de agua en redes urbanas. Análisis de su incidencia en períodos secos.* – Francisco Arregui de la Cruz – Instituto Tecnológico del Agua – Universidad Politécnica de Valencia – Tomo II. Capítulos 3 y 4.

Arregui de la Cruz, Francisco. (2001) - *La medición en sistemas de distribución de agua. Primera Parte* – Valencia. Instituto Tecnológico del Agua, Universidad Politécnica de Valencia – Sección 5.

Arregui de la Cruz, Francisco. (2001) - *La medición en sistemas de distribución de agua. Segunda Parte* – Valencia. Instituto Tecnológico del Agua, Universidad Politécnica de Valencia – Sección 7, Sección 8.

EXTERNALIDADES SOCIALES Y AMBIENTALES EN LA GESTIÓN DE FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE

Xitlali Delgado-Galván¹, Rafael Pérez-García¹, Joaquín Izquierdo¹, Jesús Mora-Rodríguez¹

Resumen – Dentro de la gestión de fugas existen una serie de costes susceptibles de evaluación, como son: los costes energéticos, costes técnicos, costes asociados a la calidad del agua, así como los costes sociales y ambientales. La complejidad de la valoración de cada uno de ellos depende en gran medida de los métodos que se utilicen para su evaluación, sin embargo, entre los costes con mayor dificultad para su valoración se encuentran los costes sociales y ambientales. Existe la necesidad de incluir en la evaluación de la situación actual de fugas y las alternativas del manejo de las mismas, todos los costes y beneficios asociados, con la finalidad de tomar la decisión más conveniente tanto para la empresa como para su entorno. En este artículo, se presenta, como alternativa, el método de las jerarquías analíticas (AHP), con el propósito de ser utilizado a la hora de incorporar costes sociales y ambientales a las alternativas de gestión de fugas, en vista de considerarse adecuado para su aplicación en el área.

Abstract – In leakage management there are a number of costs that are susceptible of evaluation. They are energetic, technical, water quality, as well as social and environmental costs. There are a lot of complexities surrounding the methods used for their evaluation. Nevertheless, social and environmental costs are among those exhibiting higher complexity. Evaluation of actual levels of leakage and alternatives of leakage management must include every cost and benefit associated, in order to make the most suitable decision for the company and the environment. In this article, the analytical hierarchy process (AHP), as an alternative for incorporating social and environmental costs into water leakage management alternatives, is presented.

Palabras clave – Costes sociales, costes ambientales, gestión de fugas, método de jerarquías analíticas.

Key words – Social costs, environmental costs, leakage management, analytic hierarchy process.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Camino de Vera S/N – CP 46022 – Valencia (España) – Tel: (+34) 96 3879890 – Fax: (+34) 96 3877981 – xitdelga@doctor.upv.es, rperez@gmmf.upv.es, jizquier@gmmf.upv.es, josmorod@doctor.upv.es

INTRODUCCIÓN

Según Freeman (1992), los economistas, para poder estimar el valor del medio ambiente de la manera más aproximada, o bien llegar a obtener lo que se conoce como el valor económico total, deben considerarse el valor de uso, el valor de opción y el valor de no uso. El valor de uso es aquel que refleja el valor económico del uso directo del bien ambiental. El valor de opción, refleja el valor económico de la disponibilidad de conservar el bien ambiental para tener la opción de utilizarlo en el futuro, aún cuando actualmente no se esté haciendo uso de él. Y finalmente, el valor de no uso es el que refleja el valor económico de conservar un bien ambiental del que personalmente nunca se hará uso. Este tipo de valoración se puede aplicar de forma semejante a la estimación del valor de activos sociales.

De forma que puede considerarse el concepto de activo ambiental a los recursos que utiliza el sistema de abastecimiento. De igual forma, la red de abastecimiento y la condición en la que se encuentra se conceptualizan como un activo social que proporciona unos beneficios determinados a la sociedad o unos daños dependiendo del estado en que se encuentre.

En la evaluación de la situación actual de la empresa de abastecimiento respecto a las fugas y en la propia evaluación de las alternativas de gestión de fugas, regularmente suelen omitirse las consideraciones a este tipo de costes. En el presente trabajo, se expone una alternativa de consideración con la finalidad de proporcionar una visión global de la problemática de las fugas.

EXTERNALIDADES SOCIALES Y AMBIENTALES EN LA GESTIÓN DE FUGAS

La incorporación de los costes y beneficios ambientales y sociales, conocidos también como costes externos o externalidades, en la gestión de fugas es algo que aún se está planteando, existen algunas acciones que tienen un efecto claro y que por ello son de fácil identificación, no por ello de fácil valoración, dentro de estos costes y beneficios se pueden mencionar:

- Inundaciones y daños a bienes muebles e inmuebles ocurridas por fugas o por los trabajos de reparación.
- Interrupción de suministro por cortes planeados o no planeados, costes de interrupción, por alguna compensación que deba pagarse.
- Aumento de tránsito vehicular, caminos congestionados, coste del tiempo de retraso, y beneficio en la reducción de frecuencia de interrupción por rotura de tuberías, estas interrupciones asociadas con las labores de reparación, reemplazo y rehabilitación, o por la ocurrencia de alguna rotura.
- Interrupción de paso de peatones por camino cerrado o restringido, coste del retraso de los peatones y molestias.
- Reducción de extracciones de agua superficial, beneficios por el uso, como recreación, paisaje, pesca, entre otros, y por el no uso, como el valor de conservación y lo que representa mantener el agua en los ríos.

- Reducción de extracciones de agua subterránea, beneficios por el uso y no uso de mantener el agua en los acuíferos, humedales o ríos.
- Aplazar la construcción de reservorios, beneficios de conservación del paisaje y ahorro en costes de construcción, pero no existirán beneficios del uso del agua del reservorio para fines de pesca o deportes acuáticos.

Los costes externos asociados con el control activo de fugas están relacionados con las actividades que se emprenden para el control activo de fugas, por el contrario, los beneficios del control de fugas se atribuyen por efecto de la actividad, más que por la actividad en sí misma.

Por mencionar algunas externalidades de las fugas, en España se tienen registrados tres casos recientes, donde las fugas posiblemente han podido ser el origen de los daños a redes de gas, y esto a su vez ha provocado explosiones causando grandes repercusiones, a saber: el caso de Gavà en 2008, cuatro personas perdieron la vida; el caso de Cornellà en 2007, donde una persona murió; y el caso de Santa Coloma en 2006, con dos personas fallecidas; además de los daños materiales y las inconveniencias ocasionadas a los vecinos.

MÉTODOS DE VALORACIÓN

De acuerdo con la definición de Romero (1997), la valoración ambiental es un conjunto de técnicas y métodos que permiten medir las expectativas de beneficios y costes derivados de alguna de las siguientes acciones: a) Uso de un activo ambiental, b) Realización de una mejora ambiental, c) Generación de algún daño ambiental. Estos conceptos pueden aplicarse de igual forma a las externalidades sociales.

Existen varios enfoques para estimar económicamente el valor de los activos sociales y ambientales. En primer lugar se encuentran los que utilizan los precios de mercado, que expresan la disposición a pagar revelada, esto quiere decir, que el valor de algunos activos, pueden ser medidos utilizando los precios que el mercado proporciona, en virtud de que algunos de estos bienes son comercializados y su valor puede estimarse por su consumo y el excedente del productor, como cualquier otro producto en el mercado. En segundo lugar, se encuentra la evidencia circunstancial, que expresa la disposición a pagar imputada. El valor de algunos activos ambientales puede estimarse considerando lo que las personas están dispuestas a pagar por las acciones que deben tomarse para evitar los efectos adversos que ocurrirían si estos activos se perdieran, o bien por el coste de reemplazar los servicios perdidos. En tercer lugar, se tienen las proyecciones, que es la disposición a pagar expresada.

Una vez hecha la identificación de los efectos de las fugas, así como de los efectos de los trabajos de control de las mismas, partiendo de una propuesta de lineamientos de análisis en la evaluación de proyectos de reducción de fugas y considerando como una externalidad social la posibilidad de que una fuga, que dependiendo de su magnitud, puede acarrear ciertos perjuicios adicionales a la pérdida de agua, energía, presión, elementos químicos, entre otros, se propone el uso del AHP, que ha sido desarrollada por Saaty a principios de 1980. Esta metodología se presenta como una opción para incorporar la valoración de externalidades, que si bien pueden ser usada por si sola, también puede combinarse con otras para una evaluación más robusta, en cuyo caso se sugerirían las metodologías de daños evitados, variables hedónicas, valoración contingente.

UTILIZACIÓN DEL AHP

Según Ho (2008), partiendo de la metodología desarrollada por Saaty, se ha realizado una serie de aplicaciones en distintos campos de acción, siendo los más habituales el área de logística, manufactura, gobierno y educación. Como forma complementaria al AHP, se han integrado algunas herramientas de programación, como es la programación matemática (lineal, por metas, entre otras); QFD (Quality Function Deployment) despliegue de la función de calidad; meta-heurísticos (que incluye redes neuronales y algoritmos genéticos); SWOT (Strengths, Weaknesses, Opportunities and Threats) fortalezas, debilidades, oportunidades y amenazas; y DEA (Data Envelopment Analysis). Dentro de las aplicaciones que menciona Ho (2008), no se encuentra ninguna referencia de aplicación del AHP a la gestión de fugas y menos aún a la evaluación y valoración de costes relacionados con las fugas y su gestión. Sin embargo, se conoce que ha sido utilizado para la valoración de riesgos de fallos en redes de distribución, valorando el riesgo de fallos en la calidad del agua (Sadiq, 2007); así como una aplicación encaminada a valorar los efectos sociales y ambientales de las fugas en oleoductos (Dey, 2002); además se ha utilizado también como soporte de toma de decisiones en la gestión del agua (Srdjevic, 2007).

AHP, UNA APLICACIÓN A LA GESTIÓN DE FUGAS

AHP consiste en descomponer el problema de forma jerárquica, de manera que los elementos que constituyen el problema se puedan observar de forma gráfica, para así identificar niveles o jerarquías que hagan la diferenciación entre objetivos, criterios y alternativas. Las personas involucradas deben comparar en pares los criterios y alternativas, y emitir algún juicio, con el propósito de posteriormente crear una escala relativa a esos juicios emitidos. Para finalmente establecer una síntesis de prioridades.

En el caso de las alternativas de gestión de fugas, se pone como ejemplo la comparación entre el control activo de fugas (ALC) y el control pasivo (PLC). El primero consiste en emprender acciones en todo el sistema de distribución o en distritos hidrométricos individuales, para localizar y reparar fugas detectables pero que no han sido reportadas; y el segundo equivaldría a la realización de acciones de reparación únicamente de fugas reportadas o evidentes (Farley et al, 2003). Se plantean los criterios a evaluar en cada una de las alternativas, lo que se puede observar en la *figura 1*, de manera que, gráficamente se muestra la jerarquía entre objetivo, criterios y alternativas.

En este ejemplo, se tratará de una valoración por parte de los gestores de la empresa, que tiene como finalidad proporcionar una base de apoyo en la toma de decisiones. De forma que, en cuestión de gestión de fugas, la empresa decide si se inclina por llevar a cabo un control activo o por el contrario, su plan consiste solo en realizar trabajos de reparación cuando las fugas sean reportadas o evidentes. La forma de obtener información es directamente de entrevistas a gestores, en este caso se puede complementar con el método de valoración contingente, mediante la participación de un panel de expertos, o incluso considerando la posibilidad de aplicar la técnica DELPHI.

Una forma de dar un valor a los juicios emitidos o las observaciones verbales que pueden hacerse respecto a los elementos en que se ha descompuesto el problema y con el objeto de hacer una comparación entre 2 componentes, se presenta la *tabla 1*, con las escalas de valores establecidas por Saaty (Dey, 2002), donde cabe aclarar que pueden establecerse

valores intermedios en ambas escalas, considerando que el juicio emitido se encuentre entre dos posibles juicios verbales de las que se han incluido en la tabla.

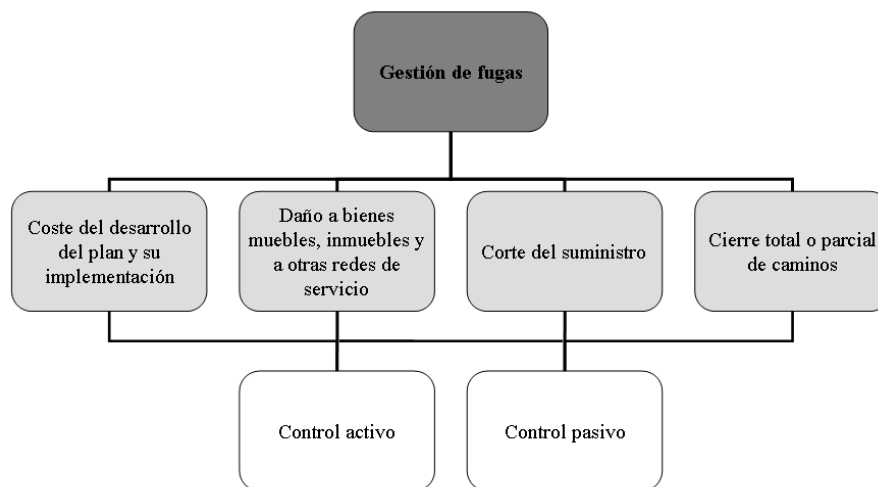


Figura 1. Jerarquización de alternativas de gestión de fugas

Tabla 1. Escala de comparación entre pares

Juicio verbal	Escala de Saaty (a_{ij})
Importancia absoluta del elemento i sobre el elemento j	9
Muy marcada importancia del elemento i sobre el elemento j	7
Marcada importancia del elemento i sobre el elemento j	5
Poca importancia del elemento i sobre el elemento j	3
Indiferencia entre i y j	1
Poca importancia del elemento j sobre el elemento i	1/3
Marcada importancia del elemento j sobre el elemento i	1/5
Muy marcada importancia del elemento j sobre el elemento i	1/7
Importancia absoluta del elemento j sobre el elemento i	1/9

CONSTRUCCIÓN DE LA MATRIZ

Partiendo de las escalas de valores, se construye una matriz cuadrada de forma $A_{n \times n} = (a_{ij})$, donde a_{ij} representa la comparación entre el elemento i y el elemento j a partir de los valores de la escala fundamental (tabla 1).

En la aplicación del método, se han otorgado valores a las comparaciones entre pares, teniendo como resultados la matriz contenida en la figura 2. Se parte del supuesto de las preferencias establecidas por el gestor de la compañía de suministro, respecto a dos alternativas de gestión de fugas (ALC y PLC) y los criterios a evaluar de cada una.

i	j	Coste del desarrollo del plan y su implementación	Daño a bienes muebles, inmuebles y a otras redes de servicio	Corte del suministro	Cierre total o parcial de caminos
Coste del desarrollo del plan y su implementación		1	1/3	5	3
Daño a bienes muebles, inmuebles y a otras redes de servicio		3	1	7	5
Corte del suministro		1/5	1/7	1	1/2
Cierre total o parcial de caminos		1/3	1/5	2	1

Figura 2. Matriz de comparación de criterios para evaluar alternativas de gestión de fugas

CARACTERÍSTICAS DE LAS MATRICES

Existen algunas propiedades que deben considerarse para la formación de las matrices de comparación por pares, independientemente de que se trate de la comparación de criterios o la comparación de alternativas. La construcción de la matriz debe seguir las siguientes propiedades: reciprocidad, homogeneidad y consistencia (Saaty, 1997):

- Reciprocidad – Si $a_{ij} = x$, entonces $a_{ji} = 1/x$.

La reciprocidad consiste en la dependencia mutua de una cosa con otra. Se trata de que la comparación del elemento i con el elemento j , corresponda con el valor otorgado a la comparación del elemento j con el elemento i .

- Homogeneidad – Si los elementos i y j son considerados igualmente importantes, entonces $a_{ij} = a_{ji} = 1$.

La homogeneidad corresponde a elementos de un mismo género o poseedores de iguales caracteres, o un conjunto formado por elementos iguales. En el caso de la comparación entre pares, cuando el elemento i y el elemento j son el mismo, se considera que el valor que siempre debe darse es 1 (de igual importancia o de indiferencia entre uno y otro).

- Consistencia – Se satisface que $a_{ij}a_{jk} = a_{ik}$ para todo $i, j, k = 1, \dots, n$.

La consistencia se define como la coherencia que existe (o que debe existir) entre los elementos de un conjunto. En virtud de que las preferencias son expresadas de una manera subjetiva, es razonable que exista cierto grado de inconsistencia. Una fuente de inconsistencia puede surgir por el hecho de preferir, por ejemplo, x sobre y , y sobre z , y sin embargo, preferir z sobre x . Es por ello, que AHP admite cierto grado de inconsistencia en su desarrollo.

Una matriz consistente tiene las siguientes propiedades:

- a) A tiene rango 1. De hecho, cada columna A_k es un múltiplo de cualquier otra A_i , como $A_k = a_{ik}A_i$, dado que $a_{jk} = a_{ji}a_{ik} = 1, \dots, n$, tal y como lo señala la definición de consistencia.
- b) Como consecuencia de a), todos los valores propios de A son 0, exceptuando uno.
- c) Como la suma de los valores propios es igual a la traza de la matriz, el valor propio de A es n , el cual es llamado valor propio principal o vector Perron de A .
- d) Cada columna A_i de A es un vector propio correspondiente al valor propio n , dado que $AA_i = a_{1i}A_1 + \dots + a_{ni}A_n = a_{1i}a_{i1}A_i + \dots + a_{ni}a_{in}A_i = nA_i$, por la característica de reciprocidad.
- e) El correspondiente vector propio es obtenido dividiendo cada columna entre la suma ponderada de sus valores emitidos.

Como consecuencia de d), cualquier columna de A , después de la normalización usando la suma ponderada de los valores emitidos, da como resultado un valor propio cuya suma es igual a 1, de este modo se obtiene una escala de prioridades de los criterios analizados y es llamado vector de prioridades.

Como se ha mencionado, es posible considerar una pequeña inconsistencia, dada por una perturbación de los valores otorgados, lo cual originaría una perturbación en los valores propios. Motivo por el cual es necesario realizar una medida de la consistencia de la matriz.

En referencia a esa medida de consistencia de una matriz de comparaciones, Saaty (1997) menciona que una matriz es consistente cuando la suma normalizada de cada fila nos indica en qué medida cada elemento domina a los otros en términos relativos. La suma de cada columna nos dice cuánto es dominado cada elemento por los otros elementos. Los dos deben ser recíprocos uno del otro, de manera que el producto de los valores correspondientes sea igual a 1.

En el caso de la consistencia, al sumar y promediar cada uno de sus elementos se obtiene $\lambda_{max}(1)$, que de acuerdo con el teorema Perron-Frobenius, corresponde al mayor valor propio de A , de donde se obtiene también el vector Perron.

$$\lambda_{max} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{n} \quad (1)$$

Para una matriz del tipo $A_{n \times n}$, $\lambda_{max} \geq n$ y la igualdad será dada sí y solo sí A es consistente, el índice de consistencia (IC) es el valor que mide la consistencia de una matriz y se obtienen de acuerdo a (2). Este valor representa la media de los vectores propios no principales. El valor será cero sí y solo sí A es consistente.

$$IC = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1} \quad (2)$$

VECTOR DE PRIORIDADES Y SU CONSISTENCIA

Mediante el método de las potencias se han obtenido los valores propios y el vector Perron. El vector de prioridades obtenido se refiere a la matriz de criterios. Este vector indica el peso o la importancia relativa que cada uno de los criterios utilizados tiene en la valoración del conjunto de alternativas sobre las cuales se va a trabajar. Para esta matriz de criterios se tiene un valor de $\lambda_{max} = 4,085$ y un valor de $IC = 0,023$. El vector de prioridades esta determinado de la siguiente forma:

$$Z = (0.5693, 0.2643, 0.1055, 0.0609)^t.$$

El valor más alto esta relacionado con el criterio de mayor peso en la evaluación de cada alternativa y el valor más bajo es el que tiene menor peso. En este sentido, se han reordenado los criterios de acuerdo a los valores obtenidos. El valor mayor corresponde los costes relacionados con el daño a bienes muebles, inmuebles y a otras redes de servicio, que tiene relación con inundaciones, deterioro de construcciones, daño a redes eléctricas, gas, telecomunicaciones, etc.; el segundo valor más alto corresponde al coste del desarrollo del plan y su implementación; el tercer valor pertenece al coste por los inconvenientes de cerrar o restringir el paso por calles; y el valor menor se le atribuye al corte del suministro, que tiene relación con los costes por el abastecimiento alternativo, camiones cisterna, entre otros.

Para comprobar el grado de consistencia de la matriz, el valor de IC se compara con los valores de consistencia aleatoria (*tabla 2*), que son los valores para cada tamaño de matriz, considerando que los juicios numéricos (*tabla 1*) dados en una matriz fueran aleatorios.

Tabla 2. Valores de consistencia aleatoria

Tamaño matriz (n)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IC aleatoria (IC^*)	0,00	0,00	0,52	0,89	1,11	1,25	1,35	1,40	1,45	1,49

Para saber el grado de consistencia de una matriz se obtiene la tasa de consistencia (TC) dada por (3):

$$TC = \frac{IC}{IC^*} \quad (3)$$

El valor permitido de TC , para que la matriz sea considerada como válida en términos de consistencia no debe superar el porcentaje contenido en la *tabla 3*, de acuerdo con el tamaño de la matriz.

Tabla 3. Tasa de consistencia

Tamaño matriz (n)	TC
3	5%
4	9%
5 o mayor	10%

Los principios de reciprocidad y homogeneidad del ejemplo dado, pueden observarse en la *figura 2*. Respecto a la consistencia, el valor obtenido del $IC = 0,023$, siendo, según la *tabla 2*, el $IC^* = 0,89$, y para una matriz $n = 4$. De acuerdo con la *tabla 3*, se considera una matriz

de consistencia válida cuando la tasa de consistencia no supera el 9%, y para el caso tratado el valor de $TC = 2,57\%$.

TOMA DE DECISIONES

Una vez que se ha obtenido el vector de prioridades para los cuatro criterios a considerar, se procede a obtener el vector de prioridades de las alternativas.

Cuando el vector obtenido sea el de la matriz de alternativas para un criterio determinado, indica el peso o importancia relativa de cada una de las alternativas para cada criterio. Se obtienen tantos vectores propios como criterios, siendo el número de elementos de cada vector propio igual al número de alternativas (Aznar et al, 2008). Lo anterior se observa en la *figura 3*, en vista de que los criterios son cuatro, se hace la evaluación de las alternativas de acuerdo a los criterios establecidos y se obtienen cuatro vectores propios. En matrices $A_{2 \times 2}$, esta comprobado que se cumplen los criterios de homogeneidad, reciprocidad y consistencia.

	Control Activo	Control Pasivo	
Control Activo	1	7	0,875
Control pasivo	1/7	1	0,125
Daño a bienes muebles, inmuebles y a otras redes de servicio			
	Control Activo	Control Pasivo	
Control Activo	1	1/5	0,166
Control pasivo	5	1	0,833
Coste del desarrollo del plan y su implementación			
	Control Activo	Control Pasivo	
Control Activo	1	3	0,75
Control pasivo	1/3	1	0,25
Cierre total o parcial de caminos			
	Control Activo	Control Pasivo	
Control Activo	1	2	0,666
Control pasivo	1/2	1	0,333
Corte del suministro			

Figura 3. Matrices de comparación de alternativas de acuerdo a los criterios establecidos

Posteriormente se ponderan los valores obtenidos y se obtiene el vector propio de las alternativas establecidas para la gestión de fugas, donde los resultados indican el peso relativo de cada una, lo cual puede observarse en la *figura 4*. El valor más alto en W esta relacionado con la mejor alternativa y el valor más bajo con la peor alternativa (Srdjevic, 2007).

	Ponderación de alternativas de gestión de fugas para cada criterio de evaluación				Ponderación de criterios	Ponderación de alternativas en función de criterios
ALC	0.8750	0.1666	0.7500	0.6666	0.5693	0.6619
					0.2643	
PLC	0.1250	0.8333	0.25000	0.3333	0.1055	0.3381
					0.0609	

Figura 4. Ponderación de alternativas de gestión de fugas

De la ponderación se obtiene el vector de prioridades de las alternativas:

$$W = \{0.6619, 0.3381\},$$

Con lo cual se estima que la mejor alternativa de acción es realizar un control activo de fugas. Lo anterior, tomando en cuenta los posibles costes sociales en que se puede incurrir tanto para el control activo, como en el control pasivo de fugas; así como el coste del desarrollo del plan y su implementación. Lo interesante de este planteamiento es precisamente la inclusión de la implicación de los costes sociales en la toma de decisiones, de igual forma, pueden incluirse costes ambientales.

CONCLUSIONES

La intención de incluir todos los costes asociados a la evaluación del nivel de fugas actual y las alternativas de gestión ha despertado el interés en adentrarse en métodos de valoración alternativos, que si bien pueden ser considerados complementarios a los tradicionales, proporcionan información de relevancia en la toma de decisiones.

Los costes y beneficios susceptibles de valoración son aquellos que se despenden del uso de algún bien, la realización de una mejora o la generación de algún daño. En el caso de las redes de agua potable y las fugas, las externalidades se producen como consecuencia de las fugas, por las actividades para su mitigación y por el efecto de dichas actividades.

El método que se ha seleccionado se considera idóneo para la inclusión de evaluación de costes sociales y ambientales, sin embargo, no se descarta que algún otro método pueda ser utilizado. Lo que se quiere rescatar del trabajo, es el interés en adicionar a una evaluación de nivel de fugas y de alternativas de gestión de fugas, las externalidades sociales y ambientales. Además, se sugiere el uso de métodos considerando no sólo el punto de vista del gestor del abastecimiento, sino incluir la opinión de otras personas involucradas, como pueden ser los usuarios del servicio.

Resalta la utilización del AHP, en vista de la posibilidad que brinda de evaluar problemas complejos, la visualización jerárquica de la problemática, las alternativas de solución y los criterios a evaluar.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aznar Bellver, Jerónimo; Guijarro Martínez, Francisco (2008) Nuevos métodos de valoración. Modelos multicriterio. Universidad Politécnica de Valencia. España.

Dey, Prasanta K (2002) An integrated assessment model for cross-country pipelines. Elsevier. Environmental Impact Assessment Review 22, 703–721.

- Farley M., Trow S. (2003) *Losses in Water Distribution Networks. A practitioner's guide to assessment, monitoring and control*, IWA publishing, UK.
- Freeman III, A. Myrick (1992) *Control de la contaminación del agua y del aire*. Limusa, México, DF.
- Ho, William (2008) *Integrated analytic hierarchy process and its applications – A literature review*. *European Journal of Operational Research* 186, 211–228.
- Romero, Carlos. (1997) *Economía de los Recursos Ambientales y Naturales*. Alianza económica. Madrid, España.
- Sadiq R., Kleiner Y., Rajani B. (2007) *Water quality failures in distribution networks – Risk analysis using fuzzy logic and evidential reasoning*, *Risk analysis*, 27(5) 1381-1394.
- Saaty, Thomas L. (1997) *Toma de decisiones para líderes: El proceso analítico jerárquico, la toma de decisiones en un mundo complejo*. RWS Publications. Estados Unidos.
- Srdjevic, Bojan (2007) *Linking analytic hierarchy process and social choice methods to support group decision-making in water management*. *Elsevier Decision Support Systems* 42 (2007) 2261-2273.

CONSIDERACIÓN SOBRE LAS EMISIONES DE CO₂ EN LA GESTIÓN DE FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE

Xitlali Delgado-Galván¹, Rafael Pérez-García¹, Joaquín Izquierdo¹, Jesús Mora-Rodríguez¹

Resumen – La existencia de fugas en las redes de abastecimiento de agua potable es inevitable, se conoce que inclusive en aquellas donde su operación y su rendimiento son óptimos, las fugas existen porque resulta imposible minimizarlas hasta el nivel cero. Sin embargo, es sabido que las empresas de abastecimiento interesadas en el mejor desempeño de sus labores y en el cuidado de los recursos, se ponen a la tarea de llevar a cabo mejoras en la gestión y desarrollan una serie de acciones de gestión encaminadas a obtener un nivel de fugas aceptable.

Dentro de la serie de costes involucrados en las fugas y su gestión, se encuentran los costes energéticos, costes técnicos, costes asociados a la calidad del agua, así como los costes sociales y ambientales. Sin embargo, existe una serie de costes que merecen especial atención, y son aquellos relacionados con las emisiones de CO₂. La relevancia del presente trabajo radica en la adición de la consideración de las emisiones de CO₂, con la finalidad de que sean tomadas en cuenta a la hora de valorar los niveles actuales de fugas y las labores de gestión de fugas.

Abstract – Leaks occur in every water supply network. It is an inevitable problem to deal with, even in those utilities where operation and performance are quite ideal. There is generalized awareness that it is impossible to minimize them up to zero level. Nevertheless, water supply companies are now more interested in improving their performance and in taking care of the available resources. Many of them are working hard to develop and improve different actions to accomplish an acceptable level of leakage.

Among others, the costs involved in leakage and leakage management are: energetic, technical, water quality, as well as social and environmental costs. Nevertheless, there is an aspect that deserves special attention; it is related to CO₂ emissions. The relevance of the present work is basically the consideration of CO₂ emissions, with the purpose of taking it into account in the assessment of the actual levels of leakage and the actions that must be taken in leakage management.

Palabras clave – Fugas, gestión de fugas, emisiones de CO₂.

Key words – Leakage, leakage management, CO₂ emissions.

¹ Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Camino de Vera S/N – CP 46022 – Valencia (España) – Tel: (+34) 96 3879890 – Fax: (+34) 96 3877981 – xitdelga@doctor.upv.es, rperez@gmmf.upv.es, jizquier@gmmf.upv.es, josmorod@doctor.upv.es

INTRODUCCIÓN

Desde hace ya varias décadas se ha comprobado el impacto que tienen las emisiones de CO₂ en el medio ambiente. Según Solomon et al (2009), el cambio climático tiene lugar debido al incremento en las emisiones de CO₂ y se considera potencialmente irreversible la posibilidad de revertir el daño. Lee (2006) menciona que es urgente tomar medidas en la reducción de emisiones de CO₂, haciendo hincapié en la producción de electricidad. Versi (1998) menciona que si las emisiones de CO₂ continúan en aumento, en unos años, la temperatura media del planeta se incrementará entre 1 y 6 grados, con las consecuencias que eso significa. Precisamente por las consecuencias que provocan las emisiones de CO₂ existe una preocupación mundial en la utilización concienciada de productos y de energía. El mismo Versi (1998) menciona además, que en vista que los grandes emisores de gases de efecto invernadero son los países desarrollados, son estos los que deben poner más empeño en la resolución del problema.

El 11 de diciembre de 1997 en Kyoto, se estableció el Convenio Marco de Naciones Unidas sobre el Cambio Climático, donde las partes incluidas se comprometen a cumplir una serie de compromisos de limitación y reducción de emisiones de gases de efecto invernadero.

En España, el Real Decreto 1370/2006 aprueba el Plan Nacional de Asignación de derechos de emisión 2008-2012, la Orden PRE/2827/2009 modifica las cuantías de las asignaciones sectoriales establecidas, y la Ley 1/2005 regula el régimen del comercio de derechos de emisión de gases de efecto invernadero. La legislación existente al respecto a nivel mundial es profusa, la preocupación por parte de todos los países y por la sociedad en general es visible.

Uno de los costes más significativos en el abastecimiento de agua es el coste de la energía y combustibles necesarios en el bombeo y el rebombeo. En las fugas en las redes no solo existe la pérdida del agua, sino que el agua lleva una serie de costes añadidos, dentro de los que se encuentran los costes energéticos. La energía utilizada para el transporte del agua tiene un impacto en el ambiente, que es la emisión de gases de efecto invernadero. Es por ello que se desarrolla el presente trabajo, con el fin de analizar la disminución de emisiones en redes de abastecimiento por las mejoras realizadas en la utilización de energía. De forma adicional, se mencionan también las emisiones de gases de efecto invernadero de la planta de tratamiento y sus residuos, así como las emisiones por los materiales usados en la reparación.

CLASIFICACIÓN DE LAS EXTERNALIDADES.

Las externalidades son definidas como el impacto experimentado por un individuo o una empresa a causa de acciones ejecutadas por otras personas o entidades, en el caso de las empresas de abastecimiento, las externalidades son aquellos beneficios o perjuicios que sufre el entorno y la sociedad debido a las acciones llevadas a cabo por la empresa. Dichas externalidades son: ambientales, sociales y emisiones de CO₂.

Se puede hacer una diferenciación entre las externalidades de las fugas en redes de agua potable y su gestión desde el punto de vista de la fase del proceso en el que ocurren, o el tipo de externalidad de la que se trate. Cabe mencionar que las externalidades que se tratan en el presente documento corresponden a las emisiones de CO₂. Se hace una diferenciación entre

las externalidades de tipo ambiental, cuyos impactos potenciales ocurren en ríos, embalses, acuíferos o humedales, y los impactos potenciales de emisiones de CO₂.

Las externalidades por emisiones de CO₂ están relacionadas con el uso de combustible y energía en bombeo para la extracción, uso de energía y combustibles en la planta de tratamiento, uso de combustible y energía en la etapa de distribución, emisión de gases de efecto invernadero de la planta de tratamiento y sus residuos, combustibles asociados al transporte, el consumo de combustible en las actividades de reparación en el sitio, la utilización de materiales en renovación y reparación. En la *tabla 1* la categorización se realiza de acuerdo a las actividades que las generan:

Tabla 1. Externalidades por la emisión de CO₂

Externalidades relativas a las fugas:	Extracción de ríos, embalses, acuíferos o humedales	Consumo de combustibles y energía usada por bombas
	Distribución	Consumo de combustibles y energía
		Consumo de combustibles y energía usada en la planta de potabilización
	Tratamiento	Consumo de combustibles en la planta de tratamiento
		Emisión de gases de efecto invernadero de la planta de tratamiento
		Emisión de gases de efecto invernadero de los residuos de la planta de tratamiento.
Externalidades relativas a las actividades de gestión de fugas:	Detección de fugas	Uso de energía y combustibles en transporte
	Reparación de fugas detectadas	Uso de energía y combustible en transporte
		Uso de energía y combustible en trabajos
		Materiales usados en la reparación
	Renovación	Uso de energía y combustible en transporte
		Uso de energía y combustible en trabajos
		Materiales usados en la reparación
	Reparación no planeada de fugas reportadas	Uso de energía y combustible en transporte
		Uso de energía y combustible en trabajos
		Materiales usados en la reparación
	Roturas reportadas	Uso de energía y combustible en transporte
		Uso de energía y combustible en trabajos
		Desbordamiento de alcantarillas
	Suministro alternativo	Uso extraordinario de energía y combustible

CONSIDERACIONES SOBRE EMISIÓN DE CO₂.

En este sentido, la Organización de las Naciones Unidas, a través de grupo encargado del cambio climático (UNFCCC) encargado del control del protocolo de Kyoto, han desarrollado una serie de metodologías enmarcadas en el CDM (Clean Development Mechanism), que tienen por objeto evaluar las emisiones de gases de efecto invernadero a la atmósfera.

Dentro de los gases de efecto invernadero sujetos a control, se encuentran el CO₂ (dioxido de carbón), CH₄ (metano), N₂₀ (óxido nitroso), HFCs (hidrofluorocarbonos), PCFs (perfluorocarbonos), SF₆ (hexafluoruro de azufre).

El UNFCCC ha desarrollado la metodología aplicable a las empresas de abastecimiento de agua y las mejoras de eficiencia energética, considerando las emisiones de gases de efecto invernadero, en particular de CO₂, y tomando como base el estudio llevado a cabo en el estado de Karnataka, India (Quality Tonns, 2004), específicamente en las ciudades de Mysore, Mangalore, Hubli-Dharwad, Bellary y Tiptur-Arasikere, donde se han evaluado proyectos de mejora de eficiencia energética en las compañías de distribución de agua potable, que tienen como principales beneficios sociales y ambientales, los que se mencionan a continuación:

- Reducción del uso de combustibles para producir electricidad, así como las emisiones asociadas.
- La existencia de estos proyecto promueven conciencia ecológica entre la población.
- Expandir y mejorar el servicio que presta la empresa de abastecimiento.
- Con este tipo de proyectos, las empresas del sector, se ven motivadas a llevar a cabo acciones de mejora de eficiencia energética, al observar que se logran resultados satisfactorios.
- Al reducir el agua que no genera ingresos y reducir los costes de operación, se puede plantear una disminución de tarifas para algunos sectores de la población.
- Se pueden aplazar o cancelar proyectos para aumentar la capacidad de abastecimiento de energía eléctrica.
- Los costes de energía y combustible se verán disminuidos.
- Reducción de los impactos ambientales.

Los proyectos llevados a cabo en los 5 municipios tienen los siguientes objetivos:

1. Mejora de la eficiencia de bombeo:
 - a. Mejorar el servicio prestado por la empresa de suministro
 - b. Reducir la presión ejercida sobre el recurso agua
 - c. Reducir los costes de distribución
2. Mejora del factor de potencia:
 - a. Reducir las pérdidas de energía eléctrica
 - b. Liberar la capacidad de la red eléctrica usada
 - c. Mejorar la productividad.

De forma particular, estos objetivos están especificados dentro de los proyectos ejecutados en Karnataka, sin embargo, generalmente, estas son los propósitos que siguen esta serie de acciones. De hecho, este tipo de proyectos son los que están contenidos dentro de la metodología propuesta por la ONU, para evaluar la reducción de emisiones de gases de efecto invernadero.

La metodología es aplicable a:

1. Proyectos que explícitamente reducen la cantidad de energía requerida para hacer llegar agua a los abonados.
2. Proyectos actuales de mejora de eficiencia energética, que incluyan disminución de fugas.
3. Nuevos planes de mejora de eficiencia energética que reemplacen los existentes.

No es aplicable a proyectos que contemplen el aumento de la capacidad de bombeo, es decir, que impliquen adicionar nuevos sistemas de bombeo, solo aquellos de mejora de eficiencia.

Es por ello que la metodología se considera para ser aplicada en gestión de fugas, en virtud de que al llevar a cabo cualquiera de las acciones marcadas por los pilares de la gestión de fugas (gestión de la presión, control activo de fugas, gestión de la infraestructura, calidad y rapidez de las reparaciones) (Lambert et al, 1998), se contempla una mejora en la eficiencia energética, en vista de que las acciones para minimizar las fugas, producen una disminución en las pérdidas de agua, esto provoca una reducción en la cantidad de agua que debe bombearse y con ello, la necesidad de energía es menor.

CÁLCULO DE EMISIONES ANTES Y DESPUÉS DE PROYECTO

La metodología que propone el UNFCCC plantea una situación de valoración antes y después del proyecto, que en este caso particular, se refiere a antes y después de emprender acciones de gestión de fugas.

Emisiones base (antes del proyecto):

$$EB = M^3_y (PPER)(EF_y) \quad (1)$$

donde

EB – emisiones base, considerando el CO_2 emitido ($kgCO_2$)

M^3_y – metros cúbicos distribuidos al año antes de implementar al proyecto (m^3)

$PPER$ – tasa de eficiencia antes del proyecto (kWh/m^3)

EF_y – factor anual de emisiones de carbón de la red eléctrica ($kgCO_2/kWh$)

El factor de emisión que se utiliza es calculado basándose en el documento del UNFCCC titulado ‘herramienta para calcular el factor de emisión de un sistema eléctrico’ o bien, con el factor de emisión contenido en la *tabla 2*.

Para el cálculo de las emisiones del proyecto, se utiliza la siguiente formula:

$$EP = kWh_y (EF_y) \quad (2)$$

donde

EP – emisiones del proyecto (kgCO_2)

kWh_y – cantidad de energía eléctrica requerida después del proyecto para la distribución del agua.

Para la determinación de la reducción de emisiones, se procede a realizar la diferencia entre las emisiones base y las emisiones del proyecto, de ahí se obtiene el total de reducción obtenida mediante la ejecución del proyecto de mejora de eficiencia energética.

$$RE = EB - EP = [M^3(PPER)(EF_y)] - [kWh(EF_y)] \quad (3)$$

Cabe mencionar, que existe un documento del UNFCCC que trata del monitoreo de la metodología de mejora de eficiencia energética en los sistemas de bombeo, que sirve como auxiliar a la propia metodología. Estos documentos han sido revisados por especialistas y gracias a sus opiniones, han podido ser modificados y adecuados para una aplicación general de la misma a nivel general, todo el proceso puede ser observado en la página web del UNFCCC.

ALCANCE DE LAS EMISIONES POR FASE DEL PROCESO

Para estimar el alcance de las emisiones de CO_2 es necesario conocer el factor de emisión de acuerdo con el tipo de energía que se usa la red. En la tabla 2 se concentran los factores de emisión publicados por la OFWAT (2007):

Tabla 2. Factores de emisión de CO_2

Combustible	Factor de emisión	Unidades
Red eléctrica	0,44	Kg $\text{CO}_2\text{eq/kwh}$
Electricidad renovable	0*	Kg $\text{CO}_2\text{eq/kwh}$
Gas natural	5,44	Kg $\text{CO}_2\text{eq/therm}$
Gas/diesel oil	2,69	Kg $\text{CO}_2\text{eq/litro}$
Keroseno	2,53	Kg $\text{CO}_2\text{eq/litro}$
Gas LP	1,49	Kg $\text{CO}_2\text{eq/litro}$
Petróleo	2,46	Kg $\text{CO}_2\text{eq/litro}$
Diesel	2,72	Kg $\text{CO}_2\text{eq/litro}$
Otros		Kg $\text{CO}_2\text{eq/litro}$

En referencia al cálculo de emisiones, la OFWAT (2007) propone una diferenciación entre las emisiones en la extracción y distribución y las emisiones en el tratamiento.

Dentro de las emisiones por extracción y tratamiento se contempla el consumo de energía utilizado por las bombas para la extracción desde la fuente, así como el bombeo y rebombeo en el proceso de distribución. Se debe hacer también aquí una distinción entre el consumo de energía en el proceso de extracción y en la distribución, considerando el tipo de energía que se utiliza, para de esa forma hacer un análisis del tipo de energía o combustible que se usa (gas LP, diesel, generación propia, keroseno, entre otros).

Respecto a las emisiones correspondientes al tratamiento, se considera el consumo de energía, los combustibles utilizados, emisiones por el volumen de agua tratada por ozonización, fracción de ozono generado por el oxígeno puro, residuos del agua tratada, entre otros.

El cálculo del CO₂ de la extracción y la distribución:

$$EED = \sum (CE)(FE) \quad (4)$$

donde

EED – emisiones de extracción y distribución (kgCO₂)

CE – consumo de energía o combustible

FE – Factor de emisión de CO₂

En el tratamiento, las emisiones se calculan de la siguiente forma:

$$ET = (VA)(FE)((1 - O)) \quad (5)$$

donde

ET – emisiones de tratamiento (kgCO₂)

VA – volumen de agua tratada

O – fracción de ozono generado por el oxígeno puro

Vale la pena mencionar que el factor de emisión del proceso de ozonificación equivale a 0,0341 kgCO₂/m³ de agua tratada (según valores manejados por la OFWAT, 2007). La fracción de ozono generada por el oxígeno puro debe ser definida por cada empresa de tratamiento de agua.

En el caso de los residuos del agua tratada, se utiliza la siguiente formula para determinar sus emisiones.

$$ER = M(FE') \quad (6)$$

ER – Emisiones de residuos del tratamiento de agua (kgCO₂)

M – Proceso de eliminación de residuos

FE' – Factor de emisión (kgCO₂/ton)

Este FE' no es equivalente al antes presentado, este valor se toma de la *tabla 3*:

Tabla 3. Factor de emisión en eliminación de residuos

Proceso de eliminación	FE' (kgCO ₂ /ton)
Vertedero	210
Compostaje	584
Incineración	0*

VALORACIÓN ECONÓMICA DE LAS EMISIONES

Para conocer el valor económico de las emisiones de CO₂, se puede tomar de base los valores (en libras) que utiliza la OFWAT (*tabla 4*), así como las estimaciones que plantea para años futuros. En el caso de España, los valores pueden ser considerados en virtud de las multas impuestas por tonelada emitida en exceso, que equivale a 40 euros/ton CO₂ (LEY 1/2005).

Tabla 4. Valor económico en UK de las emisiones de CO₂

año	valor	unidades
2007	25,40	£/tonCO ₂
2008	25,91	£/tonCO ₂
2009	26,43	£/tonCO ₂
2010	26,95	£/tonCO ₂
2011	27,49	£/tonCO ₂
2012	28,04	£/tonCO ₂
2013	28,60	£/tonCO ₂
2014	29,18	£/tonCO ₂
2015	29,76	£/tonCO ₂

INCONVENIENTES EN LA EVALUACIÓN DE EXTERNALIDADES

Existe una cuestión que resulta sumamente importante a la hora de realizar la evaluación de costes de emisión de CO₂, así como de otras externalidades relacionadas con la gestión del agua. Es el caso de la doble contabilización, en el cual se incurre cuando:

- Los impactos son considerados dentro de la evaluación de costes y beneficios en ambos lados, es decir, se consideran costes en un lado y beneficios en otro. Se pone como ejemplo los costes por reparación de fuga, si bien es cierto que al reparar una fuga se tiene coste de control de fuga y ese coste puede ser atribuido a la misma fuga, los costes erogados para la reparación no pueden ser de igual forma añadidos al coste por fugas; y los beneficios generados por la reparación de la fuga se consideran en los beneficios de reparación o en los beneficios de fugas, si es que puede ser posible, pero no en ambos.
- El valor de dichas externalidades puede ser internalizado, es decir, cuando dichos costes o beneficios se han considerado ya como adheridos a las decisiones propias de la empresa de abastecimiento. Este tipo de cosas suceden cuando las externalidades son consideradas como implicaciones directas de la toma de decisiones en el proyecto, como ejemplo se tiene cuando existe algún impuesto o cargo adicional por cambio climático que considere alguna de las externalidades, cuando los costes asociados a los cortes de suministro sean considerados dentro de los estándares de suministro y sean considerados para ser compensados en las tarifas a los usuarios, o bien, cuando en el caso de obstrucción de alguna calle, se procede a tomar medidas para suplir el daño ocasionado y éste es en cierta medida eliminado.
- Los impactos no son claramente separables y pueden solaparse con otros impactos, por la complicación existente entre algunos impactos que tienen dificultad para ser considerados o para contabilizarse por separado. El ejemplo que puede tomarse es que una misma población puede verse afectada por más de una externalidad (cierre de calles, corte de servicio, presión insuficiente, entre otras), y la compensación recibida, si es que existe, pudiera hacerse en forma general, motivo por el cual la diferenciación de compensaciones e incluso de impactos suele ser complicada.

CONCLUSIONES

Si bien dichas consideraciones pueden estar incluidas en el cálculo global de los proyectos de gestión de fugas, bien merece la pena hacer una diferenciación de los mismos, considerando la implicación de las acciones de la compañía en las emisiones de gases de efecto invernadero, las consecuencias de las mismas y la situación de emergencia en que se encuentra el planeta. Por ese motivo se considera adecuado concentrar la información relativa, con la finalidad de acercar a los gestores las herramientas básicas de estimación de emisiones que consideren la gestión de fugas en abastecimientos y además el paso del proceso en que se generan.

No es por casualidad que este sea un tema que involucre directamente a los mas altos mandatarios a nivel mundial, ni que se este intentando minimizar a nivel global las emisiones. La importancia de lo aquí expuesto, radica en la consideración de evaluación de acciones que tienen un impacto en una problemática global. Puede que la significación de un acto en particular resulte mínima, sin embargo, el conjunto de una serie de acciones puede tener un resultado más grande.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Lambert, Allan; Myers, Stephen; Trow, Stuart (1998) Managing Water Leakage, economic and technical issues. Financial Times Energy Report. Londres, Inglaterra.

Lee Stephen T. (2006) An effective pricing and financial method to significantly reduce CO₂ emissions from electricity production – An application of the third way economic system of unity-in-diversity. International Conference on Power System Technology 2006.

LEY 1/2005, de 9 de marzo, por la que se regula el régimen del comercio de derechos de emisión de gases de efecto invernadero. BOE num. 59, jueves 10 marzo 2005.

Naciones Unidas. (1998) Protocolo de Kyoto de la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático. FCCC/INFORMAL/83* GE.05-61702 (S) 130605 130605

OFWAT (2007) Water Services Regulation Authority. Providing best practice guidance on the inclusion of externalities in the ELL calculation. Main report and Guidance V05 13 November 2007. PROC/01/0075.

Quality Tonns (2004) Energy Efficiency improvements in municipal water utilities in Kartantaka, India.

Solomon Susan, Plattner Gian-Kasper, Knutti Reto, Friedlingstein. (2009) Irreversible climate change due to carbon dioxide emissions. The National Academy of Sciences of the USA. PNAS Vol. 106 No. 6. February 10,2009. 1704-1709.

UNFCCC/CCNUCC. Baseline methodology for water pumping efficiency improvements. Clean Development Mechanism. AM0020 / Version 02

Versi Anver (1998) Mother nature's warning. Impact of the emissions permit system on Africa. African Business. Enero 1, 1998. 0141-3929.

POTENCIAL DE APROVECHAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA EN EL ESTADO DE MORELOS, MEXICO - DISEÑO DE SISTEMAS "SCAALL"

Gómez L., Luis¹

Resumen – En muchas comunidades del Estado de Morelos, dadas las condiciones geográficas, topográficas y geomorfológicas es complicado desarrollar sistemas convencionales de abastecimiento de agua para la población; por tanto, es necesario implementar tecnología eficaz que permita satisfacer las necesidades hídricas de la población. Los sistemas de captación y aprovechamiento de agua de lluvia "SCAALL" constituyen alternativas viables para atender esta problemática. En el trabajo se destaca el potencial de aprovechamiento del agua de lluvia en el estado de Morelos, México; además, en la parte de diseño se presentan los componentes y las variables de diseño de los sistemas "SCAALL", se presenta y utiliza un procedimiento analítico para dimensionar el área de captación y el volumen de almacenamiento para diferentes escenarios de dotación y población (nivel vivienda y nivel comunitario) utilizando información de 51 estaciones climatológicas del Estado de Morelos. Importante es resaltar que la información generada ofrece la posibilidad de construir bases de datos, funciones y mapas de comportamiento de variables de diseño (curvas de áreas de captación y volumen de almacenamiento); además, la aplicación del procedimiento se puede extrapolar a nivel nacional y con ello construir un banco de información que permita fomentar y fortalecer la captación de agua de lluvia en México.

Abstract - In many communities in the State of Morelos, given the geographic, topographic and geomorphologic is difficult to develop conventional systems of water supply for the population, so you need to implement effective technology that would meet the water needs of the population. Uptake systems and rainwater harvesting "SCAALL" are viable alternatives to address this problem. The paper highlights the potential of rainwater harvesting in the state of Morelos, Mexico, also in the present design components and variables "SCAALL" systems, is presented and used a procedure analytical to scale the catchment area and storage volume for different funding scenarios and population (level housing and community level) using data from 51 weather stations of the State of Morelos. Important to note is that the information generated provides the possibility of building databases, maps functions and performance of design variables (curves of catchment areas and storage volume), moreover, the application procedure can be extrapolated nationally and thereby building a bank of information to promote and strengthen the collection of rainwater in Mexico.

Palabras clave: Área de captación, volumen de almacenamiento y agua de lluvia.

Keywords: Catchment area, storage volume and rainwater.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Tecnología Apropiada e Industrial, Paseo Cuauhnáhuac No 8532 Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, México, CP 62560 Tel. (777) 3 293600 Ext 350, lgomez@tlaloc.imta.mx

INTRODUCCION

La captación del agua de lluvia representa una alternativa viable y confiable para establecer esquemas de abastecimiento de agua en muchas comunidades de México, en el proceso, el agua que precipita de buena calidad se capta en los techos de las casas o en áreas habilitadas de captación (concreto, geomembranas, geotextiles, etcétera) y se conduce por medio de canaletas y tubos a un almacenamiento, para posteriormente ser utilizada con fines diversos. La factibilidad de esta alternativa, requiere evidentemente de una evaluación detallada de los factores sociales, técnicos y económicos, a fin de revisar la justificación social del proyecto, evaluar los criterios técnicos de diseño y analizar las posibilidades en términos económicos.

Dado que los sistemas de captación de agua de lluvia son alternativas de indudable necesidad para atender la problemática hídrica que viven millones de familias ubicadas en comunidades rurales y urbanas de México, la iniciativa del trabajo responde a destacar el potencial del aprovechamiento que se tiene sobre este recurso en el estado de Morelos a diferentes escalas poblacionales.

Actualmente, no se cuenta con información a nivel regional, estatal y/o nacional sobre las variables de diseño asociadas a los proyectos de captación agua de lluvia; por tanto, el presente trabajo constituye un ejercicio interesante que ofrece información para el Estado de Morelos que podría ser utilizada en el diseño y planeación de sistemas de captación de agua de lluvia a diferentes escalas (nivel vivienda y nivel comunitario).

En el trabajo se presenta la aplicación de un procedimiento analítico que permite determinar el área de captación y el volumen de almacenamiento para diferentes escenarios de población y dotaciones, resultado de un análisis de balance anual entre la cantidad de agua ofertada (lluvia) y la demandada (dotación y número de beneficiarios).

MATERIALES Y MÉTODOS

El trabajo se estableció a nivel gabinete tomando como fuente de información los registros de precipitación incluidas en las normales climatológicas del Servicio Meteorológico Nacional (<http://smn.cna.gob.mx/>) de 51 estaciones climatológicas del Estado de Morelos. Se analizaron los siguientes escenarios:

- Nivel vivienda [(NB*= 4, 6 y 9) Vs (dotación 40 lt/día/hab)]
- Nivel vivienda [(NB*= 4, 6 y 9) Vs (dotación 100 lt/día/hab)]
- Nivel comunidad [(NB*= 200, 500, 1000 y 2000) Vs (dotación 40 lt/día/hab)]
- Nivel comunidad [(NB*= 200, 500, 1000 y 2000) Vs (dotación 100 lt/día/hab)]

*NB: Número de beneficiarios

Se utilizó un procedimiento analítico para determinar el área de captación y volumen de almacenamiento necesario para satisfacer la demanda de agua para un periodo de 6 meses (período de estiaje)

ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y APROVECHAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA.

Los componentes de un Sistema “SCAALL” son los siguientes:

Captación. Superficie sobre la cual cae el agua de lluvia, puede ser habilitada mediante los techos de viviendas, escuelas, bodegas, invernaderos, o bien laderas previamente revestidas o impermeabilizadas.

Interceptor. Dispositivo dirigido a captar las primeras aguas de lluvia correspondiente al lavado del área de captación y que pueden contener impurezas de diversos orígenes.

Conducción. Conjunto de canaletas o tuberías de diferentes materiales y formas que conducen el agua de lluvia desde la superficie de captación hasta el almacenamiento a través de bajadas y líneas de conducción.

Sedimentador. Estructura previa al almacenamiento que permite sedimentar y/o acumular los sólidos e impurezas del agua recolectada.

Almacenamiento. Depósito destinado a la acumulación, conservación y almacenaje del agua lluvia, depende de las necesidades y demanda de la población objetivo. A nivel vivienda se utilizan cisternas o tanques de: fibra de vidrio, polietileno, PVC, barril de acero, tanque de acero galvanizado, concreto, ferrocemento, piedra, bloque de concreto y madera (Anaya, 2005). A nivel comunitario se habilitan almacenamientos, como jagüeyes, represas y ollas recubiertas con materiales geotextiles o geomembranas.

ESTUDIO DEL POTENCIAL DE CAPTACIÓN Y APROVECHAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA EN UNA REGIÓN.

Un estudio del potencial del agua de lluvia permite ver la cantidad de agua que puede ser captada para diferentes áreas de captación y diferentes láminas precipitadas en (mm) en un periodo de tiempo definido.

Area de captación m ²	Volumen de agua (m ³) para diferentes laminas de precipitación (mm) y areas de captación (m ²)												Anual
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
1	0.02	0.01	0.01	0.03	0.09	0.27	0.34	0.36	0.26	0.11	0.03	0.01	1.5
5	0.11	0.05	0.07	0.16	0.45	1.36	1.69	1.81	1.32	0.53	0.13	0.06	7.7
10	0.21	0.10	0.13	0.33	0.89	2.73	3.39	3.62	2.64	1.06	0.26	0.11	15.5
50	1.06	0.49	0.66	1.63	4.45	13.63	16.94	18.08	13.18	5.28	1.31	0.57	77.3
100	2.12	0.98	1.32	3.26	8.90	27.26	33.88	36.16	26.36	10.56	2.61	1.13	154.5
1,000	21.20	9.80	13.20	32.60	89.00	272.60	338.80	361.60	263.60	105.60	26.10	11.30	1,545.4
5,000	106.00	49.00	66.00	163.00	445.00	1,363.00	1,694.00	1,808.00	1,318.00	528.00	130.50	56.50	7,727.0
10,000	212.00	98.00	132.00	326.00	890.00	2,726.00	3,388.00	3,616.00	2,636.00	1,056.00	261.00	113.00	15,454.0

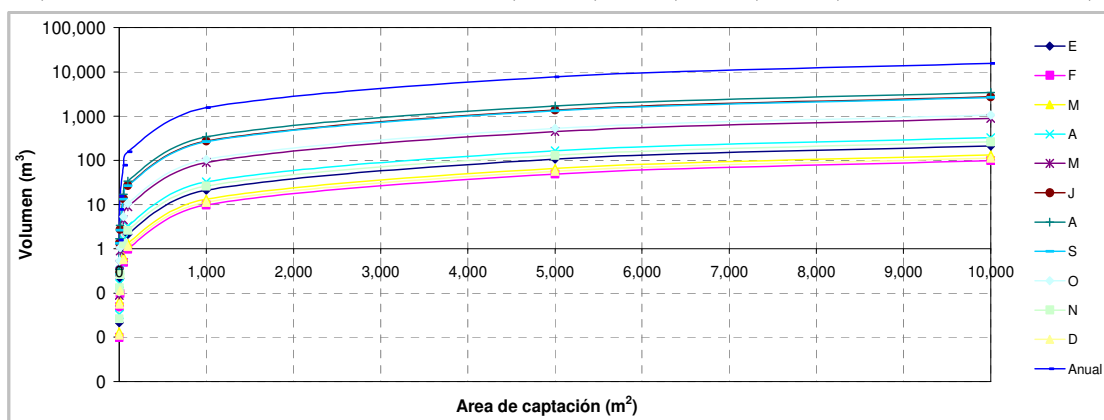


Figura 1. Potencial de captación de agua de lluvia (estación 17047 Huitzilac, Morelos.)

La figura 1, representa el potencial de captación de agua de lluvia para la Estación climatológica 17047 ubicada en el Municipio de Huitzilac, Morelos, Latitud 19°03'30" N, Longitud 99°15'27" W y Altitud: 1,049 msnm. Con una precipitación anual de 1,545.4 mm, por cada metro cuadrado de área se tiene un potencial de agua de lluvia captada de 1.54 m³.

A nivel estatal tomando el potencial promedio de captación de agua de lluvia para las 51 estaciones climatológicas analizadas se tiene la siguiente gráfica y función correspondiente:

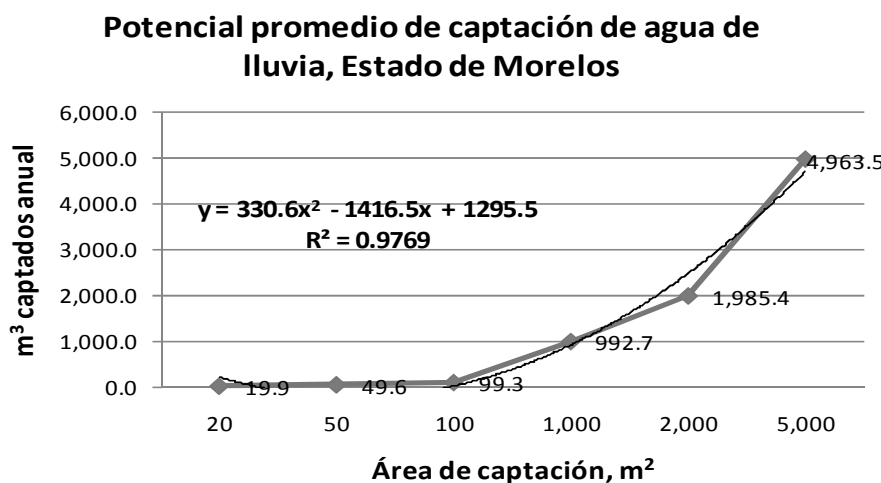


Figura 2. Ejemplo de potencial promedio de captación de agua de lluvia, Estado de Morelos (y: potencial promedio de captación de agua de lluvia y x: área de captación en m² (20, 50, 100, 1000, 2000 y 5000)).

PROCEDIMIENTO ANALÍTICO- HERRAMIENTA DE DISEÑO

El procedimiento analítico permite determinar el área de captación y el volumen del almacenamiento. Las variables de entrada son: a) precipitación promedio de la zona (datos mensuales promediados en un intervalo mínimo de 10 años), b) tipo de material de la superficie de captación (coeficiente de escorrentía), c) número de beneficiarios y d) dotación (cantidad de agua/día/habitante). Los pasos del procedimiento se precisan a continuación:

1.- Determinación de la oferta – precipitación promedio mensual

$$Pp_i = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i}{n} \quad (1)$$

Donde n, número de años evaluados, adim, P_i, valor de precipitación mensual del mes “i”, en mm y Pp_i, precipitación promedio mensual del mes “i”, en mm o litros/m².

$$O_i = \frac{Pp_i C_e A_c}{1000} \quad (2)$$

Donde C_e, coeficiente de escorrentía, adim y A_c, área de captación, en m² y O_i la oferta correspondiente al mes “i” (m³)

2.- Determinación de la demanda familiar

$$D_i = \frac{N_u N_d \text{Dot}}{1000} \quad (3)$$

Donde N_u número de usuarios del sistema, adim, N_d número de días del mes analizado, adim, Dot dotación, en lt/día/habitante y D_i demanda correspondiente al mes “i”, en m^3 .

3.- Determinación de la oferta y demanda acumulada con los valores mensuales

$$Oa_i = Oa_{i-1} + O_i \quad (4)$$

$$Da_i = Da_{i-1} + D_i \quad (5)$$

Donde: Oa_i oferta acumulada al mes “i”, en m^3 , Oa_{i-1} oferta acumulada del mes anterior, en m^3 , Da_i demanda acumulada al mes “i”, en m^3 y Oa_{i-1} demanda acumulada del mes anterior, en m^3 .

4.- Determinación del balance con los valores acumulados

$$Va_i = Oa_i - Da_i \quad (6)$$

donde Va_i , volumen de agua en el almacenamiento en el mes “i”, en m^3 .

Para fines demostrativos se presenta un ejemplo del procedimiento para una población de 200 habitantes, asegurando una dotación de 100 lt/día/habitante.

PROPUESTA TÉCNICA PARA DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE PROYECTOS SCAALL											
Estación climatologica			HUITZILAC CBTA 154								
No beneficiarios	200		Ingresar el número de beneficiarios (Comunidad)								
Ce	0.8		Ingresar el coeficiente de escurrimiento de la superficie de captación								
na	0.9		Ingresar valor probabilístico asociado al evento de lluvia								
Ac	7,004.9	m²	Ingresar valores de area de captación - proceso iterativo								
Mes	No Dias	pp prom	pp prom Neta	Dotación	Demanda mensual	Oferta Lluvia	- Demanda acumulada	Oferta acumulada	Volumen en cisterna	Volumen Deficit	
		(mm)	(mm)	lt/dia/hab	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	
Enero	31	0.0	0.0	100	620.0	0.0	620.0	0.0	-620.0	-620.0	
Febrero	28	0.0	0.0	100	560.0	0.0	560.0	0.0	-560.0	-560.0	
Marzo	31	0.0	0.0	100	620.0	0.0	620.0	0.0	-620.0	-620.0	
Abril	30	0.0	0.0	100	600.0	0.0	600.0	0.0	-600.0	-600.0	
Mayo	31	97.1	69.9	100	620.0	489.7	620.0	489.7	-130.3	-130.3	
Junio	30	281.1	202.4	100	600.0	1417.7	600.0	1417.7	817.7	0.0	
Julio	31	362.2	260.8	100	620.0	1826.8	1220.0	3244.5	2024.5	0.0	
Agosto	31	356.5	256.7	100	620.0	1798.0	1840.0	5042.5	3202.5	0.0	
Septiembre	30	248.9	179.2	100	600.0	1255.3	2440.0	6297.8	3857.8	0.0	
Octubre	31	101.6	73.2	100	620.0	512.4	3060.0	6810.3	3750.3	0.0	
Noviembre	30	0.0	0.0	100	600.0	0.0	3660.0	6810.3	3150.3	0.0	
Diciembre	31	0.0	0.0	100	620.0	0.0	4280.0	6810.3	2530.3	0.0	
		1447.4	1042.1		7300.0	7300.0				2,530.3	
Capacidad del almacenamiento (Volumen de diseño)							3,857.8 m³			4,822.3	
Volumen de agua en el almacenamiento al final del año							2,530.3 m³				
Volumen de agua necesario (periodo de deficit)							2,530.3 m³				
Volumen minimo en el almacenamiento antes del periodo de lluvias							0.0 m³				
Demanda anual							7,300.0 m³				
Oferta anual							7,300.0 m³				

Figura 3. Ejemplo de aplicación del procedimiento analítico(hoja Excel)

En el ejemplo anterior, se propone un área de captación de 7,004.9m² y un volumen de almacenamiento de 4,822.3m³.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Antes de presentar ejemplos de resultados para los diferentes escenarios, a nivel estación climatológica, un resultado que se puede analizar, son funciones mediante las cuales es posible relacionar el área de captación y volumen de almacenamiento para los diferentes números de beneficiarios y dotación para una escala poblacional determinada.

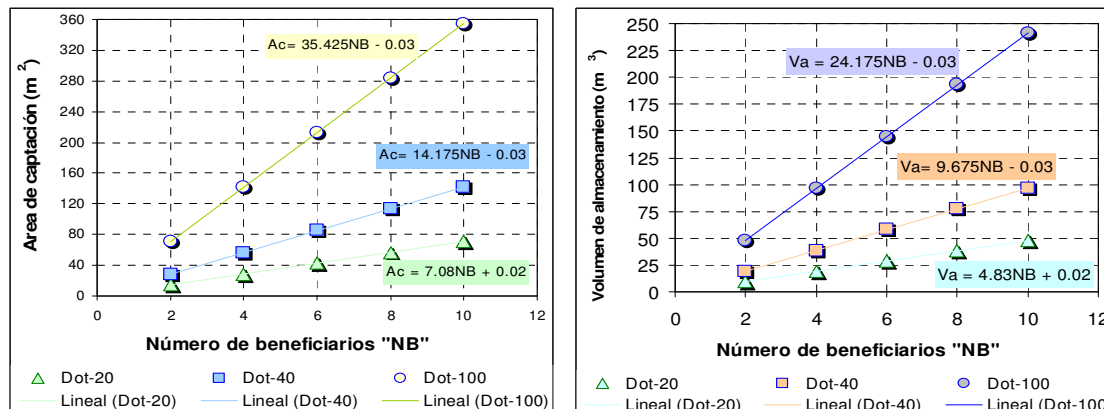


Figura 4. Gráficos NB vs Ac (m²) y NB vs Va (m³), escenario nivel vivienda, dotación 20, 40 y 100 lt/día/hab.

NB: Número de beneficiarios, Ac: área de captación y Va: volumen de almacenamiento

La figura 4, corresponde a un ejemplo de gráficos y funciones del comportamiento de área de captación y volumen de almacenamiento (escenario: nivel vivienda, 4, 6, 8, y 10 habitantes, dotaciones 20, 40 y 100 lt/día/hab) para la estación climatológica 17047 de Huitzilac, Morelos. Estos resultados ofrecen información para hacer el diseño y la planeación de proyectos de captación y aprovechamiento de agua de lluvia a diferentes escalas (nivel vivienda y comunitario).

Información y condiciones de diseño:

Valores de precipitación de 51 estaciones climatológicas del Estado de Morelos

Coefficiente de escorrentía 0.8 y valor probabilístico de ocurrencia del evento lluvia 0.9

Escenarios:

- 1) Nivel vivienda [(NB*= 4, 6 y 9) Vs (dotación 40 lt/día/hab)],
- 2) Nivel vivienda [(NB*= 4, 6 y 9) Vs (dotación 100 lt/día/hab)],
- 3) Nivel comunidad [(NB*= 200, 500, 1000 y 2000) Vs (dotación 40 lt/día/hab)]
- 4) Nivel comunidad [(NB*= 200, 500, 1000 y 2000) Vs (dotación 100 lt/día/hab)]

*NB: Número de beneficiarios

Aplicando el procedimiento mostrado en la figura 3, con la información para los diferentes escenarios, se tienen las siguientes determinaciones de área de captación "Ac" en m² (tabla 1) y volumen de almacenamiento "Va" en m³ (tabla 2).

Tabla 1. Área de captación (Ac) en m² para diferentes escenarios de población y dotación

Información de la Estación				Nivel vivienda						Nivel Comunidad							
No	NOMBRE	MUNICIPIO	Pp (mm)	40 lt/día/hab			100 lt/día/hab			40 lt/día/hab				100 lt/día/hab			
				4	6	9	4	6	9	200	500	1,000	2,000	200	500	1,000	2,000
1	ACHICHIPICO D4	YECAPIXTLA	1074.0	80.8	121.2	181.8	202.0	303.0	454.5	4,040.5	10,101.3	20,202.5	40,406.0	10,101.5	25,253.8	50,507.5	101,015.0
2	ALPONOCAN	TETELA DEL VOLCÁN	1101.4	79.2	118.7	178.2	198.0	297.0	445.5	3,958.5	9,896.3	19,793.0	39,586.5	9,896.5	24,741.3	49,482.0	98,964.2
3	ALPUYECA	XOCHITEPEC	769.0	108.5	162.7	244.0	271.0	407.0	610.2	5,424.0	13,560.0	27,120.0	54,240.0	13,560.0	33,900.0	67,800.5	135,601.0
4	AMACUZAC E.T.A. 40	AMACUZAC	988.0	86.0	129.5	194.0	215.5	323.0	484.5	4,308.0	10,770.0	21,540.0	43,080.0	10,770.0	26,925.0	53,850.0	107,700.0
5	APACINGO	COATLAN DEL RÍO	999.2	84.7	127.0	191.0	212.0	318.0	477.0	4,238.5	10,596.3	21,193.0	42,386.5	10,596.5	26,491.3	52,983.0	105,966.5
6	ATLATLAHUACAN	ATLATLAHUACAN	794.3	107.0	160.5	241.0	267.5	401.5	602.0	5,350.9	13,377.3	26,754.5	53,509.0	13,377.5	33,443.8	66,887.0	133,776.0
7	COATLAN DEL RÍO	COATLAN DEL RÍO	967.5	95.0	143.0	214.0	237.5	356.4	534.7	4,753.5	11,883.5	23,767.0	47,533.6	11,883.4	29,708.5	59,417.0	118,833.5
8	CUAUTLA (DGE)	CUAUTLA	842.5	102.0	153.0	229.5	255.0	383.0	574.0	5,104.0	12,760.0	25,519.5	51,039.0	12,759.6	31,899.0	63,798.5	127,597.0
9	CUAUTLA (SMN)	CUAUTLA	823.1	105.5	158.0	237.0	263.0	395.0	592.5	5,264.9	13,162.3	26,324.5	52,649.0	13,162.0	32,905.5	65,811.0	131,622.5
10	CUAUTLITA	TETECALA	834.4	101.0	151.5	227.0	252.0	378.0	567.5	5,042.2	12,605.5	25,211.5	50,423.5	12,606.0	31,514.5	63,029.3	126,058.5
11	CUENTEPEC	TEMIXCO	962.6	89.0	133.5	200.0	222.5	333.5	500.5	4,447.7	11,119.5	22,239.0	44,478.5	11,119.8	27,799.3	55,598.3	111,196.5
12	CUERNAVACA (COL. EMPLEADO)	CUERNAVACA	1213.8	70.2	105.5	158.0	175.5	263.0	395.0	3,510.0	8,775.0	17,550.0	35,101.0	8,775.1	21,938.0	43,876.0	87,752.2
13	CUERNAVACA (DGE)	CUERNAVACA	1265.6	67.5	101.0	152.0	168.5	253.0	379.5	3,373.8	8,434.4	16,868.8	33,737.2	8,434.3	21,085.8	42,171.5	84,343.0
14	HUECAHUAXCO E-7	OCUITUCO	1137.4	77.0	115.0	173.0	192.0	288.0	432.0	3,839.0	9,597.5	19,195.0	38,390.5	9,597.5	23,994.0	47,988.0	95,976.0
15	EL LIMÓN	TEPALCINGO	817.5	105.0	158.0	236.5	263.0	394.0	591.0	5,254.8	13,136.8	26,273.5	52,546.5	13,136.5	32,841.3	65,683.5	131,367.0
16	EL RODEO	MIACATLAN	1086.7	79.0	119.0	178.5	198.0	297.5	446.0	3,965.5	9,913.8	19,827.5	39,655.5	9,914.0	24,784.8	49,569.3	99,138.5
17	HUAJINTLAN	AMACUZAC	1048.2	81.0	121.0	181.5	202.0	302.5	454.0	4,035.0	10,087.5	20,175.0	40,350.0	10,087.5	25,218.8	50,437.3	100,874.5
18	HUAUTLA	TLAQUILTENANGO	942.3	89.0	133.5	200.5	222.5	334.0	500.5	4,450.0	11,124.5	22,249.0	44,498.0	11,124.5	27,811.3	55,622.5	111,245.0
19	HUEYAPAN E-4	TETELA DEL VOLCÁN	1140.2	76.5	115.0	172.5	191.5	287.5	431.5	3,832.7	9,581.8	19,164.5	38,328.5	9,582.3	23,955.5	47,911.0	95,821.5
20	HUITZILAC (DGE)	HUITZILAC	1545.4	56.7	85.0	127.5	141.7	212.5	318.8	2,833.7	7,084.2	14,168.4	28,336.8	7,084.2	17,710.5	35,420.9	70,841.8
21	HUITZILAC C.B.T.A. 154	HUITZILAC	1567.4	56.0	84.0	126.0	140.0	210.2	315.0	2,802.0	7,005.0	14,009.8	28,019.5	7,004.9	17,512.2	35,024.4	70,048.8
22	JOJUTLA DE JUÁREZ (SMN)	JOJUTLA	896.5	94.0	141.0	212.0	235.5	353.0	530.0	4,710.1	11,775.5	23,551.3	47,102.5	11,775.6	29,439.1	58,878.8	117,757.0
23	JONACATEPEC	JONACATEPEC	892.6	97.0	145.5	218.0	242.5	364.0	546.0	4,850.0	12,125.0	24,250.0	48,500.0	12,125.0	30,312.5	60,625.0	121,249.5
24	LAGUNILLAS DE RAYÓN	AXOCHIAPAN	794.2	107.0	160.0	240.0	267.0	400.0	600.5	5,337.9	13,344.4	26,688.5	53,376.5	13,344.1	33,360.3	66,720.6	133,441.8
25	MOYOTEPEC	AYALA	746.6	115.0	173.0	259.0	288.0	432.0	648.0	5,762.6	14,405.9	28,811.8	57,623.5	14,405.9	36,014.7	72,029.4	144,059.3
26	NEXPA	TLAQUILTENANGO	713.9	118.0	177.0	265.0	295.0	442.0	663.0	5,892.0	14,730.0	29,460.5	58,921.0	14,730.3	36,825.6	73,651.3	147,303.3
27	OAXTEPEC	YAUATEPEC	941.3	91.5	137.0	206.0	229.0	343.0	515.0	4,575.0	11,438.1	22,876.3	45,753.2	11,438.3	28,595.8	57,191.5	114,383.0
28	PALPAN (TANQUE REPOSO)	MIACATLAN	983.4	90.0	135.0	203.0	225.0	338.0	507.0	4,505.5	11,264.0	22,528.0	45,056.5	11,264.1	28,160.3	56,320.6	112,641.8
29	PROGRESO	JIUTEPEC	951.4	90.0	135.0	202.5	225.0	338.0	506.5	4,502.5	11,256.5	22,513.0	45,026.5	11,256.6	28,141.6	56,283.1	112,566.8
30	PUENTE DE IXTLA	PUENTE DE IXTLA	813.2	105.0	157.0	236.0	262.0	393.0	589.5	5,240.9	13,102.5	26,205.5	52,411.0	13,102.8	32,756.9	65,513.8	131,027.5
31	PUENTE OCUITUCO E-5	OCUITUCO	1074.2	80.0	120.1	181.0	201.0	301.0	451.5	4,014.5	10,036.3	20,073.0	40,146.0	10,036.5	25,091.3	50,182.5	100,365.0
32	SAN JUAN TLACOTENCO	TEPOZTLÁN	1585.2	55.0	82.5	123.5	137.5	206.0	309.0	2,747.0	6,867.5	13,734.5	27,469.0	6,867.3	17,168.1	34,336.5	68,673.0
33	SAN PABLO HIDALGO	TLALTIZAPAN	799.1	107.0	160.5	241.0	267.5	401.0	602.0	5,350.1	13,375.6	26,751.3	53,503.2	13,375.8	33,439.5	66,879.0	133,758.0
34	TEMILPA	TLALTIZAPAN	877.2	97.0	145.0	217.5	242.0	363.0	544.0	4,838.2	12,095.5	24,191.8	48,384.3	12,096.1	30,240.2	60,480.4	120,960.3
35	TEMIXCO (DGE)	TEMIXCO	908.3	94.0	141.5	212.0	236.0	354.0	531.0	4,718.7	11,796.8	23,592.5	47,185.0	11,796.3	29,490.6	58,981.3	117,962.5
36	TEPALCINGO	TEPALCINGO	832.4	102.5	153.5	230.0	259.0	384.0	575.5	5,117.5	12,793.8	25,587.5	51,174.0	12,793.5	31,983.8	63,967.5	127,935.0
37	TEPOZTLÁN E-12	TEPOZTLÁN	1182.8	73.2	110.0	165.0	183.0	275.0	412.0	3,664.1	9,160.3	18,321.2	36,642.3	9,160.6	22,901.4	45,802.9	91,605.3
38	TEQUESQUITENGO	JOJUTLA	842.9	99.5	149.0	223.0	248.0	372.0	558.5	4,964.7	12,411.8	24,823.0	49,646.0	12,411.5	31,028.8	62,056.9	124,114.3
39	TICUMAN	TLALTIZAPAN	928.4	92.0	138.0	206.5	229.5	344.5	517.0	4,593.4	11,483.5	22,967.0	45,934.5	11,483.6	28,709.1	57,418.1	114,836.3
40	TILZAPOTLA	PUENTE DE IXTLA	899.0	95.0	142.0	213.5	237.0	355.5	533.0	4,739.3	11,848.3	23,697.5	47,395.0	11,848.8	29,621.9	59,243.1	118,486.3
41	TLACOTEPEC	ZACUALPAN	1000.1	87.0	130.0	195.0	217.0	325.5	488.0	4,340.8	10,852.0	21,704.0	43,407.5	10,851.9	27,129.7	54,259.4	108,518.8
42	TLACUALERA (SN. FELIPE NERI)	AYALA	1028.0	86.5	130.0	195.0	217.0	325.0	488.0	4,337.7	10,843.9	21,687.8	43,374.8	10,843.7	27,109.3	54,218.5	108,437.3
43	TOTOLAPAN E-10	TOTOLAPAN	1085.5	82.0	123.0	184.0	205.0	307.0	461.0	4,096.2	10,240.5	20,480.5	40,961.0	10,240.3	25,600.6	51,201.3	102,402.5
44	TRES CUMBRES	HUITZILAC	1509.0	57.0	85.5	128.5	142.5	214.0	321.0	2,854.5	7,136.7	14,273.2	28,546.3	7,136.6	17,841.4	35,682.9	71,365.5
45	XICATLACOTLA (DGE)	TLAQUILTENANGO	831.5	102.0	154.0	230.5	256.0	384.0	576.0	5,121.3	12,803.3	25,606.5	51,213.0	12,803.3	32,008.1	64,016.3	128,032.5
46	XICATLACOTLA (CFE)	TLAQUILTENANGO	807.6	105.5	158.5	238.0	264.0	396.5	594.5	5,284.0	13,210.0	26,420.5	52,841.0	13,210.3	33,025.6	66,051.3	132,102.5
47	YAUATEPEC	YAUATEPEC	906.3	94.5	141.5	212.5	236.0	354.0	531.0	4,722.0	11,804.5	23,609.0	47,218.0	11,804.5	29,511.3	59,022.5	118,045.0
48	YECAPIXTLA (DGE)	YECAPIXTLA	978.6	87.5	131.0	196.5	218.5	327.0	491.5	4,369.8	10,924.5	21,849.0	43,697.5	10,924.4	27,310.9	54,621.9	109,243.8
49	YECAPIXTLA (SMN)	YECAPIXTLA	993.4	85.5	129.0	193.0	214.5	322.0	482.5	4,290.7	10,726.8	21,453.5	42,907.0	10,726.8	26,816.9	53,633.8	107,267.0
50	YECAPIXTLA E.T.A. 118	YECAPIXTLA	1034.9	83.0	124.8	187.0	208.0	312.0	468.0	4,158.5	10,396.8	20,793.5	41,587.0	10,396.8	25,991.9	51,983.8	103,967.3
51	ZACATEPEC (A.C.A.E. LA VICTORIA)	ZACATEPEC	869.6	98.0	147.0	220.5	245.0	367.5	551.5	4,902.8	12,257.0	24,513.9	49,027.5	12,257.0	30,642.2	61,284.4	122,568.8
			Promedio	89.56	134.36	201.54	223.95	335.93	503.89	4,479.05	11,197.62	22,395.32	44,790.68	11,197.67	27,994.17	55,988.38	111,976.77

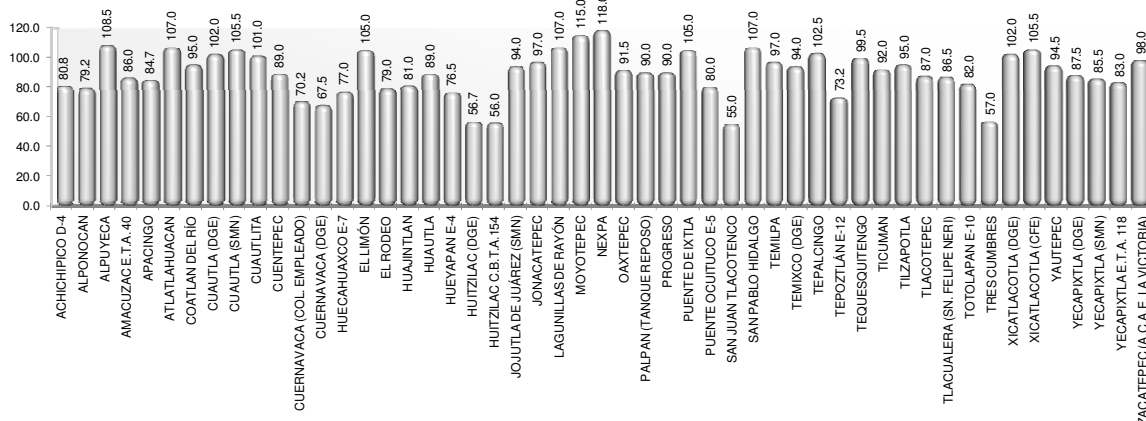
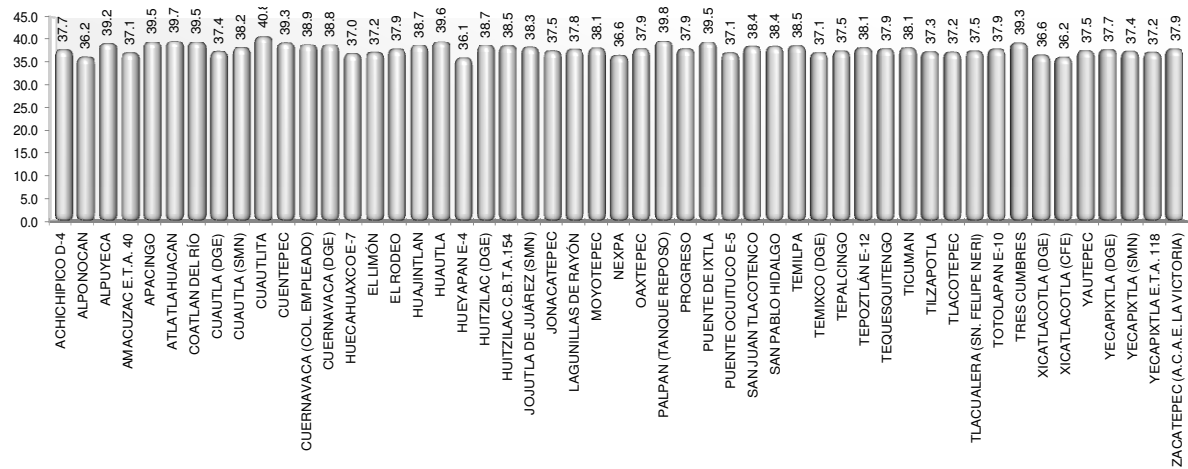


Figura 5. Área de captación, escenario: nivel vivienda, 4 habitantes y dotación 40 lt/día/hab (51 estaciones climatológicas)

Tabla 2. Volumen de almacenamiento Va en m³ para diferentes escenarios de población y dotación

Información de la Estación				Nivel vivienda									Nivel Comunidad								
No	NOMBRE	MUNICIPIO	Pp (mm)	40 lt/día/hab			100 lt/día/hab			40 lt/día/hab			100 lt/día/hab								
				4	6	9	4	6	9	200	500	1,000	2,000	200	500	1,000	2,000				
1	ACHICHIPICO D-4	YECAPIXTLA	1074.0	37.7	56.6	84.9	94.3	141.4	212.2	1,886.3	4,715.6	9,431.3	18,863.3	4,715.8	11,789.6	23,579.2	47,158.3				
2	ALPONOCAN	TETELA DEL VOLCÁN	1101.4	36.2	54.2	81.5	90.6	135.8	203.8	1,809.9	4,524.8	9,050.1	18,099.8	4,525.1	11,312.7	22,624.9	45,249.9				
3	ALPUYECA	XOCHITEPEC	769.0	39.2	58.8	88.1	97.8	147.0	220.4	1,958.9	4,897.2	9,794.5	19,589.0	4,897.2	12,243.1	24,486.5	48,973.0				
4	AMACUZAC E.T.A. 40	AMACUZAC	988.0	37.1	56.0	83.8	93.1	139.5	209.2	1,860.8	4,652.1	9,304.1	18,608.2	4,652.1	11,630.1	23,260.3	46,520.6				
5	APACINGO	COATLAN DEL RÍO	999.2	39.5	59.2	89.2	98.9	148.4	222.5	1,977.1	4,942.6	9,885.7	19,771.7	4,942.8	12,357.1	24,714.5	49,429.5				
6	ATLATLAHUACAN	ATLATLAHUACAN	794.3	39.7	59.6	89.5	99.3	149.1	223.5	1,986.8	4,967.1	9,934.2	19,868.5	4,967.3	12,418.2	24,836.6	49,673.3				
7	COATLAN DEL RÍO	COATLAN DEL RÍO	967.5	39.5	59.6	89.0	98.7	148.2	222.3	1,976.8	4,941.8	9,883.6	19,767.0	4,941.7	12,354.4	24,708.7	49,417.0				
8	CUAUTLA (DGE)	CUAUTLA	842.5	37.4	56.1	84.1	93.5	140.5	210.5	1,872.0	4,680.1	9,359.8	18,719.5	4,679.8	11,699.5	23,399.3	46,798.5				
9	CUAUTLA (SMN)	CUAUTLA	823.1	38.2	57.1	85.7	95.0	142.8	214.2	1,902.5	4,756.3	9,512.5	19,025.0	4,756.1	11,890.6	23,781.1	47,562.6				
10	CUAUTLITA	TETECALA	834.4	40.8	61.1	91.5	101.6	152.4	228.9	2,032.8	5,082.1	10,164.4	20,329.2	5,082.4	12,705.6	25,411.4	50,822.9				
11	CUENTEPEC	TEMIXCO	962.6	39.3	59.0	88.3	98.3	147.2	221.0	1,963.9	4,910.0	9,820.0	19,640.4	4,910.2	12,275.4	24,550.6	49,101.1				
12	CUERNAVACA (COL. EMPLEADO)	CUERNAVACA	1213.8	38.9	58.5	87.5	97.2	145.5	218.7	1,943.3	4,858.3	9,716.6	19,434.2	4,858.4	12,146.2	24,292.5	48,585.2				
13	CUERNAVACA (DGE)	CUERNAVACA	1265.6	38.8	58.0	87.5	96.9	145.6	218.3	1,941.2	4,853.0	9,705.9	19,411.5	4,852.9	12,132.2	24,264.4	48,528.8				
14	HUECAHUACO E-7	OCUITUCO	1137.4	37.0	55.0	83.0	92.0	138.0	207.0	1,838.7	4,598.8	9,193.6	18,387.7	4,598.8	11,492.2	22,984.5	45,968.9				
15	EL LIMÓN	TEPALCOINGO	817.5	37.2	56.1	83.9	93.3	139.7	209.5	1,863.5	4,658.6	9,317.3	18,634.3	4,658.5	11,646.2	23,293.1	46,586.2				
16	EL RODEO	MIACATLAN	1086.7	37.9	57.2	85.8	95.1	143.0	214.3	1,906.0	4,765.1	9,530.2	19,060.8	4,765.3	11,913.1	23,825.9	47,651.9				
17	HUAJINTLAN	AMACUZAC	1048.2	38.7	57.7	86.5	96.4	144.2	216.4	1,923.4	4,808.6	9,617.1	19,234.3	4,808.6	12,021.4	24,042.6	48,085.3				
18	HUAUTLA	TLAQUILTENANGO	942.3	39.6	59.4	89.4	99.1	148.8	222.8	1,981.6	4,953.6	9,907.3	19,814.5	4,953.6	12,384.1	24,768.2	49,536.3				
19	HUEYAPAN E-4	TETELA DEL VOLCÁN	1140.2	36.1	54.3	81.5	90.4	135.8	203.9	1,809.8	4,524.6	9,050.2	18,099.8	4,525.1	11,312.6	22,625.2	45,249.9				
20	HUITZILAC (DGE)	HUITZILAC	1545.4	38.7	58.0	87.0	96.7	145.0	217.6	1,933.7	4,834.3	9,668.6	19,337.1	4,834.3	12,085.7	24,171.3	48,342.7				
21	HUITZILAC C.B.T.A.154	HUITZILAC	1567.4	38.5	57.8	86.7	96.3	144.7	216.8	1,929.0	4,822.4	9,644.6	19,289.2	4,822.3	12,055.7	24,111.4	48,222.9				
22	JOJUTLA DE JUÁREZ (SMN)	JOJUTLA	896.5	38.3	57.4	86.4	96.0	143.8	216.0	1,919.5	4,798.8	9,597.9	19,195.7	4,798.9	11,997.3	23,995.0	47,989.8				
23	JONACATEPEC	JONACATEPEC	892.6	37.5	56.2	84.2	93.7	140.8	211.2	1,874.8	4,687.0	9,373.9	18,747.9	4,687.0	11,717.4	23,434.8	46,869.3				
24	LAGUNILLAS DE RAYÓN	AXOCHIAPAN	794.2	37.8	56.5	84.7	94.3	141.2	212.0	1,884.9	4,712.0	9,423.9	18,847.5	4,711.9	11,779.7	23,559.4	47,119.1				
25	MOYOTEPEC	AYALA	746.6	38.1	57.4	85.8	95.5	143.3	214.9	1,911.7	4,778.8	9,557.5	19,115.1	4,778.8	11,946.9	23,898.4	47,787.9				
26	NEXPA	TLAQUILTENANGO	713.9	36.6	54.9	82.0	91.5	136.9	205.4	1,824.9	4,562.2	9,124.6	18,249.2	4,562.3	11,405.7	22,811.5	45,623.4				
27	OAXTEPEC	YAUITEPEC	941.3	37.9	56.7	85.4	95.0	142.1	213.5	1,895.8	4,739.9	9,479.7	18,960.0	4,740.0	11,850.0	23,700.0	47,400.0				
28	PALPAN (TANQUE REPOS)	MIACATLAN	983.4	39.8	59.7	90.0	99.5	149.7	224.5	1,995.0	4,987.6	9,975.2	19,950.9	4,987.7	12,469.3	24,938.6	49,877.5				
29	PROGRESO	JIUTEPEC	951.4	37.9	59.7	85.3	94.8	142.6	213.5	1,897.8	4,744.7	9,489.4	18,979.1	4,744.8	11,862.0	23,723.9	47,448.2				
30	PUENTE DE IXTLA	PUENTE DE IXTLA	813.2	39.5	59.0	88.8	98.8	147.8	221.7	1,970.9	4,927.5	9,855.2	19,710.4	4,927.6	12,319.0	24,638.0	49,276.1				
31	PUENTE OCUITUCO E-5	OCUITUCO	1074.2	37.1	55.7	84.2	93.5	139.9	209.8	1,865.9	4,664.8	9,329.9	18,659.8	4,665.0	11,662.4	23,324.8	46,649.6				
32	SAN JUAN TLACOTENCO	TEPOZTLÁN	1585.2	38.4	57.6	86.2	96.1	143.8	215.7	1,918.1	4,795.2	9,589.9	19,179.8	4,794.9	11,987.4	23,975.0	47,950.0				
33	SAN PABLO HIDALGO	TLALTIZAPAN	799.1	38.4	57.6	86.6	96.0	144.2	216.1	1,920.4	4,801.2	9,602.4	19,205.3	4,801.3	12,003.3	24,006.6	48,013.3				
34	TEMILPA	TLALTIZAPAN	877.2	38.5	57.5	86.2	96.0	144.0	215.7	1,919.1	4,797.7	9,595.8	19,192.2	4,798.1	11,995.1	23,990.3	47,980.2				
35	TEMIXCO (DGE)	TEMIXCO	908.3	37.1	56.1	83.9	93.5	140.3	210.5	1,870.0	4,675.0	9,349.3	18,698.7	4,674.7	11,686.7	23,373.3	46,746.7				
36	TEPALCOINGO	TEPALCOINGO	832.4	37.5	56.1	84.0	93.6	140.4	210.2	1,870.0	4,675.0	9,350.0	18,699.4	4,674.8	11,687.1	23,374.2	46,748.4				
37	TEPOZTLÁN E-12	TEPOZTLÁN	1182.8	38.1	57.4	86.1	95.3	143.4	214.7	1,909.8	4,774.6	9,549.7	19,099.4	4,774.9	11,937.1	23,874.3	47,748.1				
38	TEQUESQUITENGO	JOJUTLA	842.9	37.9	56.7	84.7	94.3	141.4	212.5	1,888.6	4,721.6	9,442.9	18,885.7	4,721.4	11,803.6	23,606.7	47,213.8				
39	TICUMAN	TLALTIZAPAN	928.4	38.1	57.2	85.4	94.9	142.6	214.0	1,900.8	4,752.0	9,504.0	19,008.4	4,752.1	11,880.2	23,760.4	47,520.9				
40	TILZAPOTLA	PUENTE DE IXTLA	899.0	37.3	55.7	83.9	93.0	139.5	209.1	1,860.0	4,650.1	9,300.8	18,601.5	4,650.4	11,626.0	23,251.5	46,503.0				
41	TLACOTEPEC	AGUALPAN	1000.1	37.2	55.5	83.2	92.7	139.1	208.4	1,854.8	4,637.0	9,273.9	18,547.4	4,636.9	11,592.1	23,184.3	46,368.6				
42	TLACUALERA (SN. FELIPE NERI)	AYALA	1028.0	37.5	56.4	84.6	94.2	140.9	211.8	1,882.5	4,705.9	9,411.8	18,823.0	4,705.7	11,764.3	23,528.7	47,057.6				
43	TOTOLAPAN E-10	TOTOLAPAN	1085.5	37.9	56.8	84.8	94.6	141.5	212.7	1,889.7	4,724.2	9,447.9	18,895.9	4,724.0	11,809.9	23,619.9	47,239.7				
44	TRES CUMBRES	HUITZILAC	1509.0	39.3	58.9	88.7	98.2	147.6	221.4	1,969.0	4,922.9	9,845.5	19,691.1	4,922.8	12,306.9	24,613.8	49,227.4				
45	XICATLACOTLA (DGE)	TLAQUILTENANGO	831.5	36.6	55.6	83.1	92.3	138.4	207.6	1,846.2	4,615.5	9,231.1	18,462.2	4,615.5	11,538.9	23,077.7	46,155.4				
46	XICATLACOTLA (CFE)	TLAQUILTENANGO	807.6	36.2	54.5	81.9	90.7	136.4	204.4	1,816.5	4,541.3	9,082.9	18,165.8	4,541.4	11,353.6	22,707.2	45,414.5				
47	YAUITEPEC	YAUITEPEC	906.3	37.5	56.1	84.4	93.7	140.5	210.7	1,874.5	4,685.9	9,371.9	18,743.7	4,685.9	11,714.8	23,429.6	46,859.3				
48	YECAPIXTLA (DGE)	YECAPIXTLA	978.6	37.7	56.4	84.6	94.2	141.3	211.8	1,883.0	4,707.5	9,415.0	18,829.6	4,707.4	11,768.5	23,537.0	47,074.0				
49	YECAPIXTLA (SMN)	YECAPIXTLA	993.4	37.4	56.7	84.7	94.1	141.4	211.7	1,882.8	4,707.0	9,414.1	18,828.2	4,707.0	11,767.6	23,535.2	47,070.1				
50	YECAPIXTLA E.T.A. 118	YECAPIXTLA	1034.9	37.2	56.1	83.9	93.4	140.1	210.2	1,867.3	4,668.7	9,337.3	18,674.6	4,668.7	11,671.6	23,343.3	46,686.3				
51	ZACATEPEC (A.C.A.E. LA VICTORIA)	ZACATEPEC	869.6	37.9	56.8	85.2	94.7	142.0	213.2	1,895.7	4,739.2	9,478.3	18,956.5	4,739.1	11,847.8	23,695.6	47,391.2				
			Promedio	38.05	57.14	85.63	95.15	142.73	214.09	1,903.10	4,757.76	9,515.56	19,031.16	4,757.79	11,894.47	23,788.96	47,577.92				



Dentro de la aportación de estos resultados se propone aplicar o extrapolar el procedimiento a diferentes escalas espaciales (localidad, municipal, estatal y nacional) en donde se tengan registros confiables y suficientes de precipitación de diferentes estaciones climatológicas, a fin de obtener bases de datos y construir funciones para diferentes escenarios; además, de mapas de curvas de comportamiento de la variable área de captación y volumen de almacenamiento según necesidades de dotación y número de beneficiarios. En el procedimiento analítico es posible analizar cada una de las variables involucradas en el diseño, se puede variar por ejemplo el valor de la dotación, dado que a lo largo del año se presentan periodos con temperaturas altas o bajas y el consumo de agua puede variar de manera significativa de un periodo a otro.

RECOMENDACIONES Y EJEMPLO DE APLICACIÓN

En regiones con precipitaciones mayores a 400 mm se recomienda hacer la gestión para desarrollar sistemas captación de agua de lluvia a fin de responder de manera confiable a las necesidades de agua de una población determinada. Se propone extrapolar la aplicación del procedimiento analítico tomando como base el siguiente protocolo de aplicación:

- 1.- Definir la escala espacial de la región (local, regional o nacional)
- 2.- Identificar las estaciones climatológicas dentro de la región definida en el punto 1
- 3.- Recopilar y analizar la información de precipitación de las estaciones climatológicas
- 4.- Aplicar el procedimiento para diferentes escenarios de número de beneficiarios y dotación en cada estación climatológica
- 5.- Construir bases de datos para diferentes escenarios con todas las variables de diseño
- 6.- Construir gráficos y funciones con las variables de diseño
- 7.- Construir mapas de comportamiento de las variables de diseño (curvas de áreas de captación y volumen de almacenamiento).

Por otra parte, cuando se ha definido un proyecto o sistema “SCAALL” se procede a implementar los componentes del sistema, a manera de ejemplo se presenta la ilustración 1 que muestra un almacenamiento con aplicación a nivel comunitaria.



Ilustración 1. Cisterna de 100,000 litros, cilíndrica tipo capuchina, tiempo de construcción 8 días, 2,500 USD de materiales.

CONCLUSIONES

Los sistemas de captación y aprovechamiento de agua de lluvia “SCAALL” son alternativas de gran potencial de aplicación para el abastecimiento de agua en muchas comunidades rurales y urbanas de México, el desarrollo de este tipo de sistemas garantizan la disponibilidad de agua respondiendo a las necesidades básicas de una población objetivo durante el periodo de estiaje.

El procedimiento analítico presentado permite verificar que es adecuado realizar un balance del agua que entra y sale del almacenamiento durante todo el año, con ello se evita o elimina el riesgo de sobreestimar o subestimar el área de captación y/o volumen de almacenamiento.

Para diferentes escenarios se responde a las interrogantes de cual debe ser el área de captación y su respectivo volumen de almacenamiento capaz de satisfacer las necesidades de una población objetivo, con ello la posibilidad de construir bases de datos, gráficos, relaciones funcionales y mapas de comportamiento de las variables de diseño aplicadas a diferente escala (nivel vivienda y nivel comunitario).

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado como parte de las acciones de investigación, desarrollo, transferencia y apropiación de tecnología en materia de agua con el apoyo del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y financiamiento de la Fundación Gonzalo Río Arronte.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anaya G., Manuel, et al. (2007). “*Sistema de Captación y Aprovechamiento del Agua de Lluvia para Uso Doméstico y Consumo humano en América Latina y El Caribe*”, Manual ISBN 978-968-839-558-5, CP-PNUMA, México.
- Barrios D., Natividad; et al, (2005). “*Propuesta técnica para la construcción de cisternas en zonas rurales*”, II Encuentro nacional de ecotecnias; Morelia, Mich.
- García V., Nahun H., et al, (2006). “*Tecnologías apropiadas en materia de agua para comunidades rurales - cuenca del lago de Pátzcuaro*”, IV Foro Mundial del Agua, Agua y Saneamiento para todos, México.
- Gómez L., Luis; et al, (2005). “*Propuesta técnica para dimensionar una cisterna en proyectos de captación de agua de lluvia*”, II Encuentro nacional de ecotecnias; Morelia, Mich.
- Gómez L., Luis; et al, (2005). “*Paquete tecnológico en materia de agua para comunidades rurales- aplicación en la Cuenca del lago de Pátzcuaro*”, XIII Congreso Nacional de Irrigación, Acapulco, Gro.

Gómez L., Luis; et al, (2006). “*Sistemas unifamiliares de captación de agua de lluvia en el medio rural SUCALL*”, XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Guyana, Venezuela.

Gómez L., Luis (2008). “*Potencial de aprovechamiento y herramientas para el diseño de sistemas de captación de agua de lluvia*”, XX Congreso Nacional de Hidráulica, Toluca, Estado de México, México.

Gómez L., Luis (2009). “*Herramientas de diseño y potencial de aprovechamiento de agua de Lluvia en el Estado de Morelos*”, XV Congreso Nacional de Irrigación, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Mundo M., Martín. et al, (1997). “*Tecnologías alternativas en hidráulica*”, guía técnica, IMTA, Jiutepec, Mor.

RESULTADOS DEL PROGRAMA PILOTO DE USO EFICIENTE DE AGUA EN EL EDIFICIO 5 DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Fernando Jorge González Villarreal¹; Rafael Val Segura¹ José Daniel Rocha Guzmán¹

Resumen – El Programa de Manejo, Uso y Reuso del Agua en la UNAM (PUMAGUA) busca el uso eficiente del recurso a través de acciones que promueven el ahorro de agua con la implementación de estrategias que logren disminuir el consumo y pérdidas de agua al interior como exterior de las entidades universitarias. Parte de las estrategias han sido la ejecución de un programa piloto de uso eficiente de agua en el edificio 5 del Instituto de Ingeniería. El programa inició en Enero de 2008 con la evaluación del sistema hidráulico interno en uno de los edificios del Instituto de Ingeniería, de tal forma que permitiera identificar medidas oportunas en ahorro de agua, iniciándose, a partir del 17 de noviembre de ese mismo año su implementación. El resultado de este programa ha sido la reducción de un 44.0% en el suministro de agua. Al día de hoy, el programa se ha extendido a otras 20 entidades universitarias, y ha ayudado a establecer lineamientos que, en materia de agua, requieren la Universidad y el país.

Abstract – Program management, use and reuse of water in the UNAM (PUMAGUA) seeks the efficient use of resources through actions that promote water conservation by implementing strategies that achieve lower consumption and water losses within as a university foreign entities. Some of the strategies has been implementing a pilot program of water efficiency in building 5 of the Institute of Engineering. The program started in January 2008 with the building assessment system that would identify the most appropriate measures on water saving, starting, with effect from 17 November that year deployment. The result of this program has been a 44.0% reduction in water supply. The program has generated extending this to 20 other academic institutions and to set the tone toward guidelines that, in water, requires the university and the country

Palabras clave: PUMAGUA, reducción suministro, uso eficiente de agua.

Keywords: PUMAGUA, reduction supply, efficient use of water.

¹ Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) – Instituto de Ingeniería. Coordinación de Hidráulica – Código Postal 04510, Delegación Coyoacan, México. DF. Ciudad Universitaria, México – Tel: (+55) 5623 3600 – E-mail: fgv@pumas.iingen.unam.mx, rvals@iingen.unam.mx, JRochaG@iingen.unam.mx

INTRODUCCIÓN Y DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El incremento en la demanda en los servicios públicos está relacionado de una manera proporcional al crecimiento de la población, de manera que el diseño de proyectos hidráulicos deben hacerse previendo adecuadamente el crecimiento en ésta; no obstante, cuando se rebasa la capacidad originalmente proyectada, es necesario una nueva inversión que busque satisfacerla, o más recientemente, hacer más eficiente su uso. El campus de Ciudad Universitaria de la UNAM no ha sido la excepción, ante el crecimiento de la demanda de servicios educativos de nivel superior por parte de la población, se creó la necesidad de nuevos espacios para la enseñanza, investigación y cultura que se construyeron de una manera rápida y dispersa generando con ello un incremento en la demanda de servicios, tal es el caso del agua.

Actualmente, Ciudad Universitaria de la UNAM alberga en sus 700 hectáreas a 132 mil personas en 404 edificios agrupados en más de 140 entidades universitarias. Diariamente recibe a más de 20 mil visitantes quienes, en conjunto con los que diariamente dan vida a sus instalaciones, demandan de servicios, particularmente el correspondiente al agua potable.

El hacer un uso eficiente del agua dentro de Ciudad Universitaria es una necesidad ante los problemas actuales que se dan en materia del agua en México y el resto del mundo. Se dice que aquellos que usen el agua más eficientemente ahora tendrán una ventaja competitiva en el futuro respecto a aquellos que decidieron esperar.

El objetivo general de PUMAGUA es “Implantar un programa integral de manejo, uso y reuso del agua en la UNAM, con la participación de toda la comunidad Universitaria” y cuyas metas principales a 2011 son: 1). Reducir en un 50% el consumo de agua potable; 2). Mejorar la calidad del agua potable en todas las instalaciones y el agua de reuso para riego de jardines de excelente calidad; 3). Lograr la participación de toda la comunidad universitaria.

PUMAGUA es una respuesta al interés de la comunidad universitaria de contribuir a resolver los problemas del agua en el país. Es una oportunidad para avanzar en un proceso que comenzó hace poco más de un año en acciones y estrategias que buscan el ahorro del agua.

Para lograr reducir en un 50% el consumo de agua potable, PUMAGUA ha establecido una serie de estrategias tanto para al exterior como al interior de las instalaciones de cada uno de los edificios que conforman el campus de Ciudad Universitaria. Una de las estrategias de reducción de consumo de agua al interior de las instalaciones está enfocada a la implantación de programas de uso eficiente de agua (Auditorías de agua). Esta estrategia se llevó a cabo a nivel piloto y con éxito en el edificio 5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, logrando reducir en un 44% el consumo de agua potable. Esta experiencia ha hecho posible que este programa se extrapole a entidades no solo dentro del campus de Ciudad Universitaria, si no también en entidades universitarias fuera de este. En conjunto, son ya 22 entidades universitarias quienes han adoptado estrategias de reducción de consumo de agua al interior de sus instalaciones. Estas acciones han hecho posible el ahorro, hasta el momento, de más de 60 m³ de agua por día.

El objetivo de este artículo es presentar de manera breve el trabajo que permitió reducir en un 44% el consumo de agua al interior de las instalaciones del edificio 5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, haciendo énfasis en las acciones que lo hicieron posible, así como de los impactos de éstas en otras Instituciones.

RESULTADOS DEL PROGRAMA PILOTO.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM es el centro de investigación más productivo del país en diversas áreas de la ingeniería. Es una comunidad de más de 1000 personas que incluye: investigadores, estudiantes de ingeniería quienes realizan trabajos de tesis de licenciatura, maestría y doctorado, técnicos académicos, personal secretarial y de servicios. Con una extensión de más de 20,000 metros cuadrados entre laboratorios, cubículos, áreas comunes y auditorios. Sus instalaciones ocupan 12 edificios además de varios pisos y el basamento de la torre de ingeniería. El Edificio 5 se ubica al Sur de la Torre de Ingeniería y a un costado de la Nave de modelos fluviales del mismo Instituto. (Figura 1)

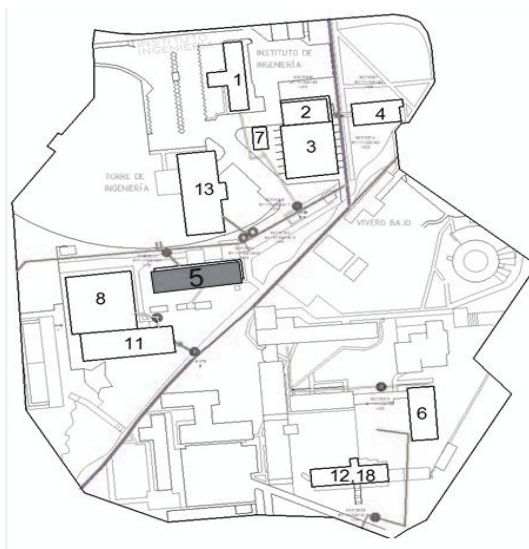


Figura 1. Edificios del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En Gris, el edificio 5.

El suministro promedio del Instituto de Ingeniería asciende a 31.4 m^3 de agua por día, de los cuales 4.74 m^3 (15%) corresponden al edificio 5. Durante los fines de semana el suministro en el Instituto se reduce hasta en un 82.0%, sobre todo los días domingo. Las pérdidas de agua representan el 12.12% del suministro. El edificio 5 cuenta con una población de 225 personas y un área de 624 m^2 y es un edificio clasificado como usuario dedicado a la investigación.

Como un primer paso fue necesario el levantamiento de sus instalaciones hidráulicas, identificando desde su punto de conexión a la Red (o toma), hasta los puntos de consumo internos. Se llevaron también levantamientos que permitieron conocer las condiciones físicas y de operación de los puntos de consumo. Esto último también permitió conocer de manera general el uso que se le da al agua al interior de sus instalaciones. A continuación se describen brevemente los componentes del sistema que abastece al edificio 5: la tubería que entrega el agua al edificio es de 2" de diámetro, por lo que el suministro medido corresponde ciertamente al agua que ingresa al edificio. El medidor que actualmente registra el suministro de agua del edificio 5 es de $\frac{3}{4}$ " de pulgada de diámetro. Dicho medidor cuenta con un *data logger* que permite almacenar las lecturas de suministro de agua con una frecuencia

programada de 60 minutos, las lecturas así obtenidas son luego transferidas a una computadora para su procesamiento y análisis. Este medidor transmite las lecturas a un repetidor y éste, a su vez, a una antena para su posterior recepción y análisis en un centro de control.

Derivado de los trabajos de campo, se elaboraron planos arquitectónicos y de instalaciones hidráulicas por cada nivel del edificio permitiendo identificar los puntos de consumo dentro del mismo. La instalación hidráulica del edificio 5 está conformada por tubería de cobre de 2" con derivaciones a 1". Las derivaciones internas son todas ellas soldadas y pintadas en su mayoría de color azul. La edad de la tubería corresponde a la misma que el edificio: 20 años. No se percibió presencia de fugas ni daños en la misma, lo que supone excelentes condiciones de operación de la instalación. La tubería hidráulica se encuentra en ductos a los costados de las escaleras principales de este edificio, por lo que es fácil tener acceso.

Los usos que se le da al agua al interior del edificio 5 pueden agruparse en tres categorías: Sanitarios, Laboratorios y Servicios. En cuanto a los primeros, el edificio 5 cuenta con 5 baños: tres para hombres y 2 para mujeres, en dichos baños se encuentran instalados un total de 27 muebles de baño entre inodoros, mingitorios y lavabos considerados como Puntos de Consumo de Agua (PCA). La tabla 1 muestra la cantidad de muebles de baño instalados en el edificio 5, así como sus características físicas y de operación. El uso del agua en laboratorios se debe principalmente al Laboratorio de Ambiental que se localiza en la Planta Baja del mismo; el uso correspondiente a servicios incluye el agua destinada al servicio de cafetería y de limpieza. Durante los trabajos de campo fue posible identificar 34 Puntos de Consumo de Agua

Tabla 1- Muebles de baño en el Edificio5 del Instituto de Ingeniería. UNAM

	Estado Físico				Tipo			Fugas		Sarro	
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Cantiliver	A piso	Ordinario	Sí	No	Sí	No
Inodoros	12	12	0	0	12	0	0	0	12	0	12
	Estado Físico				Tipo		Fugas		Sarro		
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Ordinario	Ecológico	Sí	No	Sí	No	
Mingitorios	3	3	0	0	0	3	0	3	1	2	
	Estado Físico				Higiene			Sarro			
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Buena	Regular	Mala	Sí	No		
Lavabos / Ovalines	12	12	0	0	12	0	0	0	12		
	Estado Físico				Tipo			Fugas		Sarro	
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Chicote	Mezcadora	Nariz	Sí	No	Sí	No
Llaves	18	18	0	0	12	0	6	0	18	0	18
	Estado Físico				Tipo		Fugas		Sarro		
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Electrónico	Manual	Sí	No	Sí	No	
Fluxómetros para inodoro	12	12	0	0	12	0	0	12	0	12	
	Estado Físico				Material			Fugas		Sarro	
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Cobre	AcInox	PVC	Sí	No	Sí	No
Césped	18	18	0	0	1	15	2	0	18	0	18
	Estado Físico				Higiene			Fugas		Sarro	
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Buena	Regular	Mala	Sí	No	Sí	No
Filtro purificador	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0
	Estado Físico				Higiene			Fugas		Sarro	
	Total	Funcionando	Reparación	Sustitución	Buena	Regular	Mala	Sí	No	Sí	No
Tarjas / Fregaderos	6	6	0	0	6	0	0	0	6	0	6

La información contenida en la tabla 1 sugiere que las condiciones físicas y de operación de los muebles de baño del edificio 5 pueden considerarse como aceptables. Toda vez que ninguno presenta fuga ni estampa de sarro. Sólo un mingitorio reportó esta característica, en los lavabos no se observó mal aspecto derivado de la falta de limpieza en los mismos. Los demás accesorios que conforman los puntos de consumo presentaron condiciones similares. Visualmente no se pudieron detectar fugas en los puntos de consumo, sin embargo, después de la colocación de medidores pudo identificarse una salida constante de agua en uno de los sanitarios, específicamente en el baño de mujeres del primer nivel; a la brevedad posible fue solucionada.

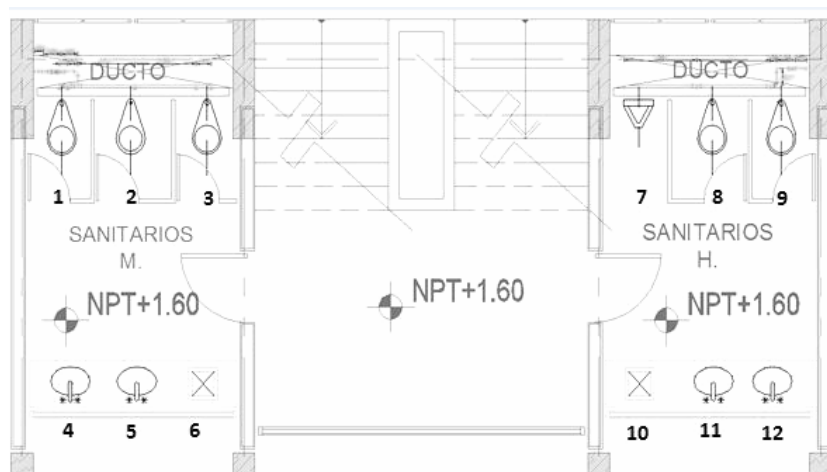


Figura 2. Puntos de consumo de agua en el Nivel 1 (NPT+1.60) Edificio 5. IINGEN.UNAM

Para identificar las medidas de uso eficiente de agua y al mismo tiempo evaluar la eficiencia actual de una instalación hidráulica, es necesaria la elaboración de una auditoría de agua, esto es, la elaboración de un balance de lo que ingresa y lo que se consume de agua en el edificio. La ecuación siguiente representa un balance hidráulico como la suma del consumo más las pérdidas.

$$\text{Suministro (S)} = \text{Consumo (c)} + \text{Perdidas (P)} \quad (1)$$

El primer término del lado izquierdo de la igualdad se refiere a la cantidad de agua que ingresa al edificio, mientras que el primer término del lado derecho se refiere a la cantidad de agua utilizada dentro del edificio para las actividades que en él se realizan. Las pérdidas pueden entenderse como la diferencia entre el suministro y el consumo. Estas pueden deberse a la presencia de fugas en algún componente del sistema.

La medición del suministro inició con la toma de lecturas del medidor originalmente instalado cada 24 horas durante los primeros 7 meses del estudio con suministros promedio de 8.60 m³ de agua por día de lunes a viernes. En Octubre de 2008 se instaló un medidor con memoria integrada, dando prácticamente los mismos registros, cuyas lecturas han permitido monitorear el comportamiento del suministro al edificio. La figura 3 muestra los consumos históricos del edificio 5 antes de la implementación de acciones y muestran un suministro promedio de 8.60 m³ de agua por día.

Para decidir que medidas de uso eficiente tomar e implementar, resultó necesaria llevar a cabo la medición y no estimación de consumos de agua, de manera que pudieran determinarse cuales puntos presentaban un mayor consumo. Lo correcto era medir el

consumo por cada punto; pero no resultaba posible debido a que las condiciones del lugar impedían la instalación de un medidor, además de que implicaba un costo muy elevado.

Suministro Edificio 5.

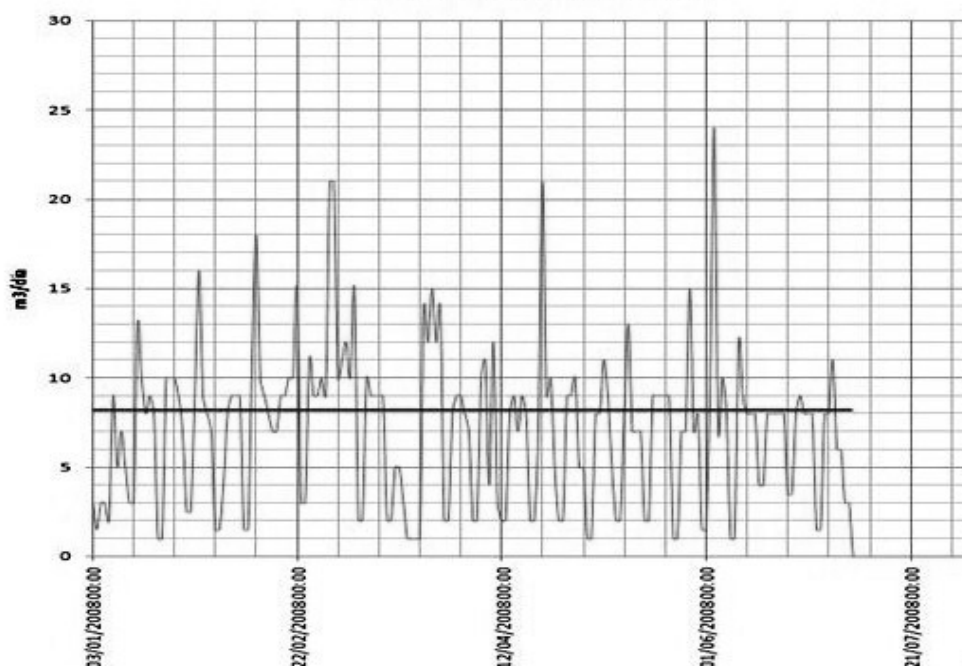


Figura 3. Suministro de agua en el Edificio 5 Antes de la implementación de acciones.

Para medir el consumo se instaló un medidor por cada baño, haciendo posible medir un consumo en estos de 5.94 m^3 de agua por día, lo que constituye un consumo por baño de 1.18 m^3 . De acuerdo con las mediciones disponibles fue posible elaborar un primer balance hidráulico.

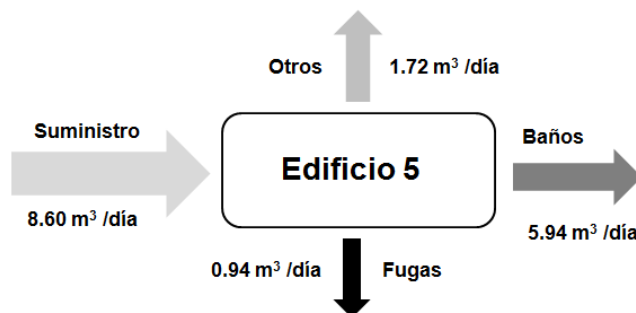


Figura 4. Balance Hidráulico en el edificio 5. El mayor consumo lo representan los baños

De acuerdo a la figura 4, el 70% del consumo dentro del edificio 5 lo representaban los baños, el 20 % correspondía a servicios y el laboratorio de ingeniería ambiental ubicado en la planta baja del edificio. El 10% restante lo representaban las fugas dentro del edificio, en tanto que el consumo per cápita resultó de $26.4 \text{ l/usuario/día}$.

Debido a la importancia que tienen los muebles de baños en el ahorro del agua dentro de los edificios, se llevó a cabo en el mes de Mayo de 2008 la Feria del Baño con el objetivo de realizar pruebas a sanitarios, mingitorios y llaves de lavabos y llegar a resultados que dieran las primeras recomendaciones para los cambios de muebles de baño en la UNAM.

De acuerdo a los resultados hasta ahora obtenidos, se ha llegado a las recomendaciones siguientes:

- ✓ Los fluxómetros no pueden ser graduados para diferentes presiones, y deben venir graduados desde la fábrica.
- ✓ En mingitorios, se deben colocar aquellos que trabajen con 0.5 litros por descarga, ya que los que no usan agua si no tienen un buen mantenimiento despiden malos olores y poco higiénicos
- ✓ De acuerdo a la norma oficial mexicana en inodoros no se debe sobrepasar de 6 litros por descarga.
- ✓ Las llaves deben cumplir con una descarga como máximo de 2 litros por minuto, con un sensor para cortar el agua si está más de un minuto abierta la llave.
- ✓ Las regaderas deben cumplir con una descarga como máximo de 10 litros por minuto.

El balance hidráulico mostró que 70% del consumo de agua en el edificio se presentaba en los baños, por lo que las acciones de uso eficiente estuvieron enfocadas a reducir, en una primera etapa, el consumo de agua en éstos. Se propuso un cambio de muebles que cumplieran con los requisitos estipulados por las normas establecidas derivados de la feria del baño.

La selección e instalación de los muebles estuvo sustentada en una serie de pruebas que garantizaron un bajo consumo de agua. Las especificaciones han sido proporcionadas a la Dirección General de Obras y Conservación de la UNAM para que, dentro de los programas de dignificación de baños y en las nuevas obras que se construyan, se procure seguir este tipo de recomendaciones.

Previo a la instalación de muebles de bajo consumo se les realizaron una serie de pruebas que permitieron establecer criterios para su sustitución, por ejemplo, iniciar con los muebles que presentan un mayor consumo o bien, aquellos que están fuera de operación o que reflejan un mal aspecto estético a las instalaciones, bajo la idea de establecer etapas de trabajo donde la inversión de los recursos económicos reditué en mayores ahorros de agua. La tabla 2 muestra los primeros muebles de bajo consumo instalados así como los ahorros de agua que estos cambios trajeron consigo, los cuales, dicho sea de paso, representaron hasta un 63% de ahorro respecto a los consumos que presentaban los muebles anteriores. La figura 5 muestra una comparación entre las descargas de los anteriores y nuevos muebles de baño que se instalaron.

Tabla 2 - Muebles de baño de bajo consumo instalados en el Edificio5.

Ubicación		Consumo		Ahorro
		Antes lpf / lpm	Después lpf / lpm	
N 1 B M (Piso 1. Baños Mujeres)	TAZA 1	4.65	4.2	9.68%
	TAZA 2	9.77	4.9	49.85%
	TAZA 3	15.25	5.6	63.28%
N 1 B H (Piso 1. Baños Hombres)	TAZA 1	9.85	4.75	51.78%
N 2 B H (Piso 2. Baños Hombres)	TAZA 2	10.625	4.9	53.88%
	LLAVE 1	1.9	1.9	0.00%
N 3 B M (Piso 3. Baños Mujeres)	TAZA 1	7.27	4.4	39.48%
	TAZA 2	10.8	4.8	55.56%
	TAZA 3	8.47	6.3	25.62%
	LLAVE 1	3.9	3.4	12.82%
	LLAVE 2	3.47	2	42.36%
N 3 B H (Piso 3. Baños Hombres)	TAZA 1	11.73	5.1	56.52%
	TAZA 2	8.6	5	41.86%
	LLAVE 1	3.85	2.1	45.45%

Comparación de consumo de agua en inodoros antes y después de los cambios.

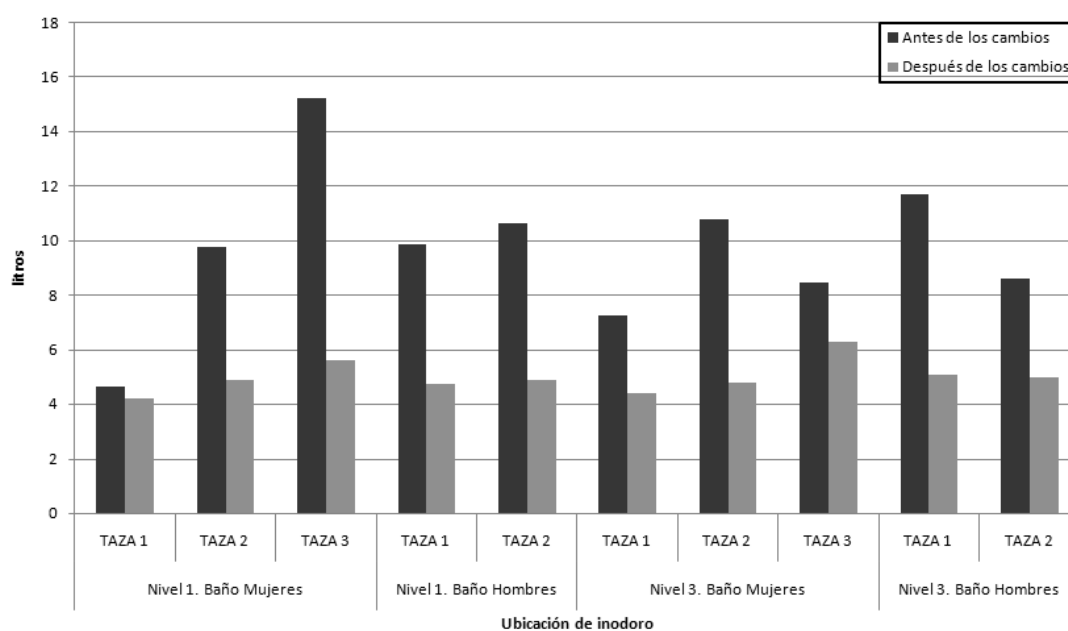


Figura 5. Comparación de descargas de agua entre inodoros previamente instalados y de bajo consumo.

De la tabla 2 y la figura 6 se observan ahorros significativos de hasta 60% en el consumo de agua por descarga de mueble, con esto, el consumo de agua en el edificio ha tenido una disminución del suministro de agua hasta en un 44%. Toda vez que de manera gradual se fueron sustituyendo los muebles. Actualmente todos los muebles de baño ubicados en el edificio 5 son de bajo consumo ya que cumplen con las especificaciones que elaboró PUMAGUA durante la feria de baño; pero enriquecidas a raíz de este programa piloto. La figura 6 da cuenta de la disminución del suministro de agua en el edificio luego de las acciones ya mencionadas.

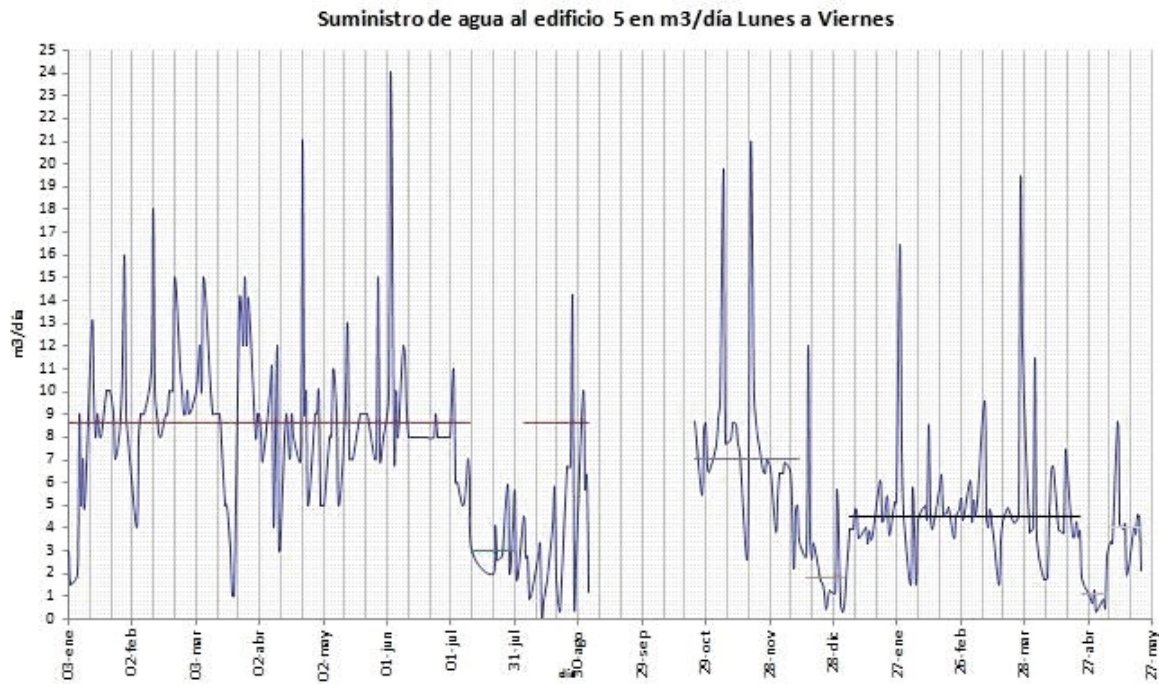


Figura 6. Registro histórico del suministro de agua en el edificio 5 antes de los cambios de mueble de baño (antes del 28 de Diciembre) y después con todos los cambios (a partir de enero).

El nuevo balance hidráulico muestra que, en promedio, el suministro actual del edificio es de 4.74 m^3 de agua por día. Esto representa una reducción del 44%. El consumo por parte de los muebles de baño es de 2.87 m^3 de agua lo que representa el 60.56% de lo que le entra al edificio, los servicios equivalen a un 36.28%, en tanto que las fugas en el edificio representan el 3.16 %. Los cambios en el patrón de consumo se han notado sensibles con el cambio de muebles de baño. La figura 7 muestra el balance hidráulico después de los cambios de mueble de baño. El nuevo consumo per cápita en el edificio es de 15 l/usuario/día lo que equivale a una reducción importante de cerca del 100% de este consumo. La reducción de fugas fue bastante significativa, lo que supone que los muebles sustituidos presentaban fugas no perceptibles.

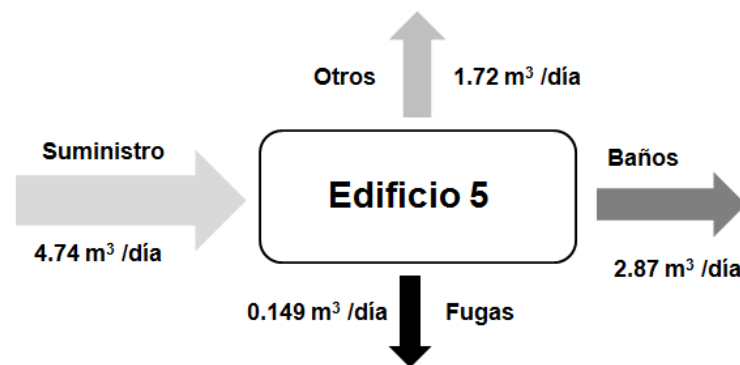


Figura 7. Balance Hidráulico después de los cambios de muebles de baño en el edificio 5.

El patrón de consumo de parte de los usuarios en el edificio también mostró la reducción del suministro. La figura 8 muestra la reducción del suministro después de los trabajos de cambio de muebles de baño.

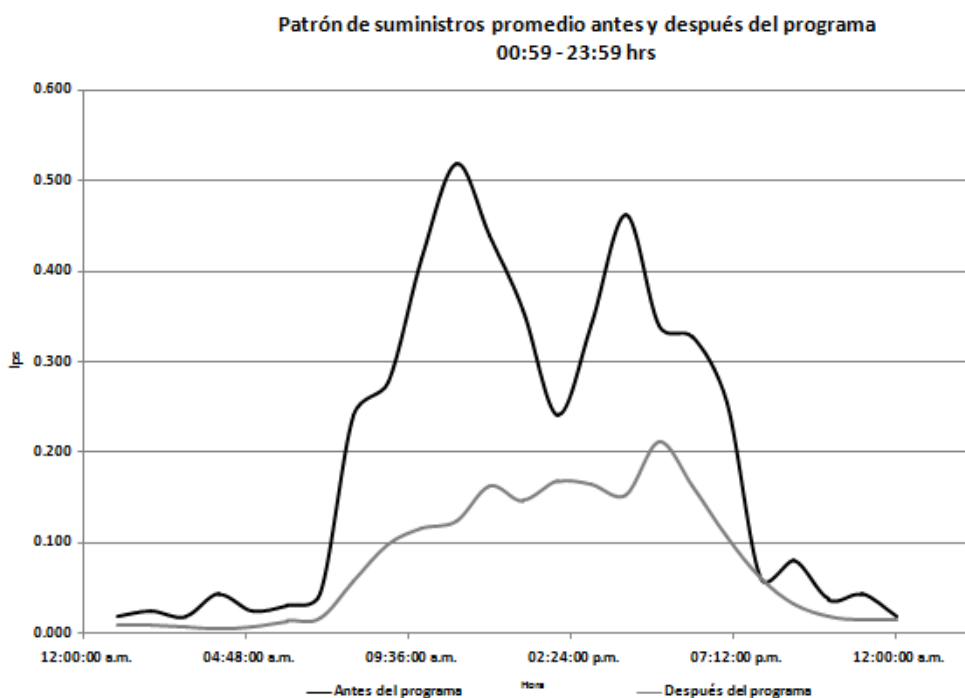


Figura 8. Patrón de suministro antes y después del programa de muebles de baño

Los costos que trajo consigo la aplicación de la metodología de un programa de uso eficiente de agua: instalación de medidores, sustitución de muebles de baño, accesorios, pruebas a los muebles, etc., ascienden a \$112,663.12 pesos mexicanos. La Tabla 3 muestra los costos mencionados anteriormente:

Tabla 3 – Inversión en el cambio de muebles de baño

Concepto	Importe (I.V.A. Incluido)
Baño Mujeres 1er piso	\$ 19,041.79
Baño Mujeres 3er piso	\$ 25,901.45
Baño Hombres 1er piso	\$ 15,904.56
Baño Hombres 2do piso	\$ 22,010.89
Baño Hombres 3er piso	\$ 29,804.44
Total	\$ 112,663.12

En total se cambiaron 6 inodoros de 6 a 4.8 lpf, 3 mingitorios, 12 fluxómetros y 4 llaves, es decir, 25 cambios. El costo promedio de instalación de cada uno de ellos es de \$4507.00 pesos ó \$300.50 dólares. Suponiendo un uso constante de parte de los 225 usuarios del edificio en cada uno de los 15 muebles de baño, a cada uno de éstos 15 personas le dan uso al menos una vez por día. relacionar el costo de instalación de los muebles de baño con el número de usuarios por mueble, permite estimar una Tasa Interna de Retorno (TIR) [FUENTE: Water Efficiency Manual. North Carolina Department of Environmental and Natural Resources], esto es, el número de años necesarios para recuperar una inversión. De acuerdo a los datos que se han obtenido, la Tasa Interna de Retorno correspondiente es de 3.5 años. La vida útil de un mueble de baño bajo condiciones de operación y mantenimiento adecuadas es de máximo 10 años.

De acuerdo con nuestras estimaciones, en estos ocho meses que ha durado los trabajos de sustitución de muebles de baño, se han ahorrado un total de 930 m³ o 930 000 litros, es decir, cada litro ahorrado costó en promedio \$0.121 pesos de mexicanos, es decir, aproximadamente, \$11.00 dólares por m³.

En la Universidad de Sydney, Australia (University of Sydney. WATER SAVINGS ACTION PLAN. 2006 – 2010.), el costo de implementación de un programa de Inodoros fue de \$8,280 dólares australianos equivalentes en pesos mexicanos a \$78,660.00, proyecto que se llevó a cabo en 7 meses. El costo que no es posible valorar es aquel a la experimentación que se va desarrollando con este tipo de estudios, y seguramente conforme la experiencia en este tipo de trabajos se vaya incrementando, los costos de un programa de uso eficiente de agua disminuyan.

CONCLUSIONES

El programa piloto de uso eficiente de agua llevado a cabo en el edificio 5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM mostró aspectos mucho muy importantes que merecen mencionarse. El primero de ellos nos muestra que un elemento substancial en cualquier programa de uso eficiente de agua es la medición, ya que sin ella no se sabe en que estado se está ni si hay beneficio de aplicar un programa de ahorro. Es inconcebible dirigir un programa de este tipo sin disponer de los elementos que permitan evaluar los avances o retrocesos y aun más, la medición permite dirigir inversiones de manera más provechosa. Eventualmente la tecnología que al respecto se emplee permitirá disponer de información en tiempo y forma.

Este programa piloto detonó en otras acciones no contempladas al inicio del programa. En la literatura existente es recurrente la mención de equipos de bajo consumo como una de las maneras de lograr un mayor ahorro de agua. Por otro lado, en México existen normas que establecen criterios que definen el buen funcionamiento de un mueble de baño así como las descargas recomendables que deben garantizar al salir al mercado. Por su parte, las empresas de fabricantes de muebles de baño en los últimos años han desarrollado tecnologías que buscan, entre otros, el ahorro de agua. PUMAGUA ha combinado estas variables permitiendo establecer criterios de selección e instalación de muebles de baño con las diversas tecnologías existentes. Estos criterios y lo que al respecto se ha elaborado en materia de muebles de baño se ha plasmado en un manual (disponible en www.pumagua.unam.mx) que poco a poco se abre paso entre las autoridades universitarias y que por supuesto busca por una parte normar la instalación de muebles de baño en la UNAM, al tiempo de capacitar a las diferentes entidades en la evaluación y mantenimiento continuo de los diversos muebles de baño instalados. La feria del baño, llevada a cabo el año pasado en Instituto de Ingeniería, constituyó una excelente oportunidad para conocer toda la clase de tecnologías desarrolladas por parte de las empresas y el funcionamiento en condiciones por igual y reales. Uno de los aspectos más importantes de este programa ha sido la generación de recursos humanos especializados en el tema del agua, particularmente, el correspondiente a los programas de uso eficiente de agua, cuya metodología y acciones bien pueden emplearse en cualquier dependencia pública o privada.

Lamentablemente, este tipo de medidas al momento de implementarlas generan molestias por parte de los usuarios, principalmente al momento de colocar los muebles de baño. Esta experiencia en el edificio 5 está permitiendo de alguna manera evaluar también las reacciones de las personas cuando este tipo de medidas se implementan y aun más, induce a

buscar nuevas formas de implementación que busquen minimizar los efectos negativos de este tipo de acciones.

Seguro que la experiencia obtenida a nivel piloto en el edificio 5 del Instituto de Ingeniería se podrá extrapolar con éxito en las más de 20 dependencias universitarias que se han integrado al programa. En estas se han cambiado más de 700 muebles de baño con ahorros sustanciales de agua equivalentes a 60 m³ de agua por día, cantidad de agua que la Facultad de Medicina, Veterinaria y Zootecnia de la UNAM con una población de 4350 personas utiliza cada día. Todo cambio es un reto que mide la seriedad de nuestras intenciones.

Aunque los resultados han sido significativos, aun son insuficientes, es necesaria la participación cada vez mas activa de parte de la comunidad universitaria. Lograr la participación de toda la comunidad es tal vez el reto más importante al que nos enfrentamos, debido a que el éxito de estos programas está determinado en un 100% en el conocimiento y participación por parte de esta y sus autoridades. PUMAGUA es la contribución por parte de la Universidad Nacional Autónoma de México en la búsqueda de soluciones en los asuntos del agua.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Conducting a household water audit. Maryland Departmen of Enviromental Water Supply Program. United States. 2006

Informe de implementación de metodología de uso eficiente de agua en el edificio 5 del Instituto de Ingeniería. PUMAGUA: 2009.

Manual de Auditorias de Agua en Inmuebles Federales. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. IMTA. México: 2008.

Rocha Guzmán José Daniel. Diagnóstico y Sectorización del sistema de Agua Potable de la Universidad Nacional Autónoma de México. PUMAGUA. Capítulo 4. Tesis que para obtener el Título de Ingeniero Civil. Director de tesis: González Villarreal, Fernando Jorge. UNAM: 2009.

Water Conservation, Reuse and recycling master plan. Standford University. United States: October 2003.

Water Efficiency Manual for commercial, industrial and Institutional facilities, North Carolina Department of Environmental and Resourses. United States, 2007.

REDUÇÃO DO CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO ATRAVÉS DA REDUÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA: ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE LAVRAS-MG

Mateus Ricardo Nogueira Vilanova¹; Augusto Nelson Carvalho Viana²; Emerson Salvador³; George Camargo dos Santos⁴; Josimar Cornélio da Pascoa⁵

Resumo – O trabalho apresenta um estudo de caso sobre os potenciais de conservação de energia elétrica a partir da redução das perdas de água em sistemas de abastecimento, realizado no município de Lavras – MG - Brasil. Inicialmente, são definidos alguns conceitos e indicadores referentes à análise de perdas. É proposto, então, um modelo simplificado de balanço hídrico, utilizado para quantificar as perdas de água no sistema que, posteriormente, são correlacionadas com os consumos energéticos específicos (kWh/m³). As perdas de água foram quantificadas em 28% do volume total captado, representando um desperdício energético de 1.959 MWh/ano. O sistema estudado, ainda que passível melhorias, apresentou desempenho superior ao da maioria dos sistemas de abastecimento de água brasileiros, evidenciando o enorme potencial de eficiência energética do País.

Abstract – This paper presents a case study on the potential for electricity saving from the reduction of water losses in water supply systems, carried out in Lavras - MG - Brazil. Initially, some concepts and indicators are defined for the analysis of losses. A simplified water balance model is proposed, and used to quantify water losses in the system, which are correlated with the specific energy consumption (kWh/m³). Water losses were quantified in 28% of the total captured, representing a waste of energy of 1,959 MWh/year. The system studied, although likely improvements, presented a better performance to most Brazilian water supply systems, showing the huge hydroenergetic efficiency increasing potential of the country.

Palavras chave: abastecimento de água, perdas de água, conservação de energia.

Keywords: water supply, water losses, energy saving.

¹ Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) – Instituto de Recursos Naturais, Grupo de Energia (GEN) – CEP 37.500-903, Itajubá, MG, Brasil – Tel: (+55) 35 2629 1384 / 9134 8406 - E-mail: mathidr@yahoo.com.br; mateus@unifei.edu.br.

² Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) – Instituto de Recursos Naturais, Grupo de Energia (GEN) – CEP 37.500-903, Itajubá, MG, Brasil – Tel: (+55) 35 2629 1382 / 9961 9502 - E-mail: augustonelsonviana@yahoo.com.br; augusto@unifei.edu.br.

³ Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS) – Departamento de Desenvolvimento de Eficiência Energética (DTD), Divisão de Eficiência Energética na Oferta (DTDO) – Avenida Rio Branco, 53, 20º andar, Rio de Janeiro, RJ, Brasil – Tel: (+55) 21 2514 6318 – E-mail: salvador@eletrobras.com.

⁴ Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS) – Departamento de Desenvolvimento de Eficiência Energética (DTD), Divisão de Eficiência Energética na Oferta (DTDO) – Avenida Rio Branco, 53, 20º andar, Rio de Janeiro, RJ, Brasil – Tel: (+55) 21 2514 6318 – E-mail: george.camargo@eletrobras.com.

⁵ Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA) – Tel: (+55) 3694 3731 – E-mail: josimar.pascoa@copasa.com.br.

INTRODUÇÃO

A relação linear entre as perdas de água e de energia elétrica em sistemas de abastecimento vem obrigando concessionárias e serviços autônomos de água a desenvolver ações visando à mitigação de tais problemas. Isso se justifica não somente pela necessidade de otimização operacional, mas também pela significativa participação da energia elétrica nos custos de exploração da água, gerando um grande ônus aos sistemas. A participação média da energia elétrica nas despesas de exploração das três maiores concessionárias de água de MG, SP e RJ (COPASA, SABESP e CEDAE) foi da ordem de 14% em 2007, ficando atrás apenas das despesas com pessoal, estimadas em 53% (MCIDADES, 2009). No mesmo ano, o índice médio de perdas de água nesses sistemas foi de 40%. Tais valores permitem concluir que o custo da energia elétrica desperdiçada em função das perdas de água nos sistemas considerados representa 5,6% das despesas totais de exploração.

Diante do exposto, o trabalho apresenta o estudo de efficientização hidroenergética do sistema de abastecimento de água do município de Lavras – MG – Brasil, cuja concessão pertence à COPASA.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O processo de disponibilização de água tratada para abastecimento urbano envolve uma série de componentes hidromecânicos, distribuídos desde a captação de água bruta nos mananciais, passando pelo tratamento, reservação e distribuição. A figura 1 apresenta uma representação esquemática de um sistema de abastecimento urbano de água:

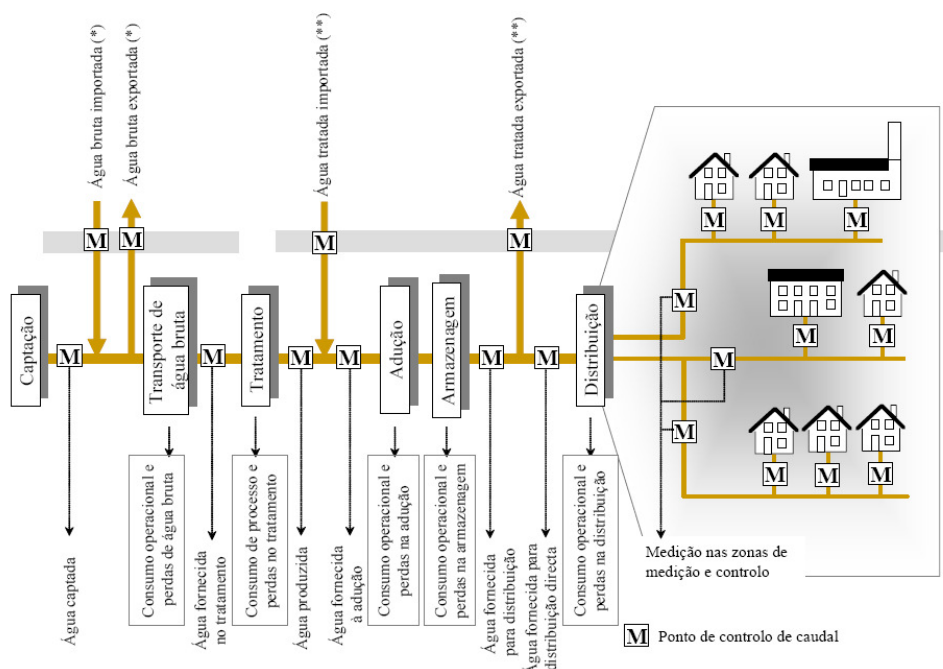


Figura 1. Esquemática de um sistema genérico de abastecimento de água com indicação dos pontos de medição (M) para balanço hídrico (fonte: IRAR, 2004)

As perdas de água correspondem aos volumes não contabilizados, englobando perdas físicas (ou reais) e não físicas (ou aparentes) (PNCEA, 2007). As perdas físicas são aquelas originadas de vazamentos nas redes e adutoras, extravazamento de reservatórios e do processo de tratamento, quando está última extrapola o volume estritamente necessário ao processo. As

perdas aparentes, também conhecidas como perdas de faturamento, dizem respeito a ligações clandestinas, fraudes, problemas de micromedição, dentre outros. O balanço hídrico é a ferramenta tipicamente utilizada para a quantificação das perdas de água, sendo possível a partir da estrutura de medição apresentada na figura 1 que, após coleta e validação dos dados, origina uma série de indicadores de perda. A figura 2 apresenta os componente do padrão internacional de balanço hídrico:

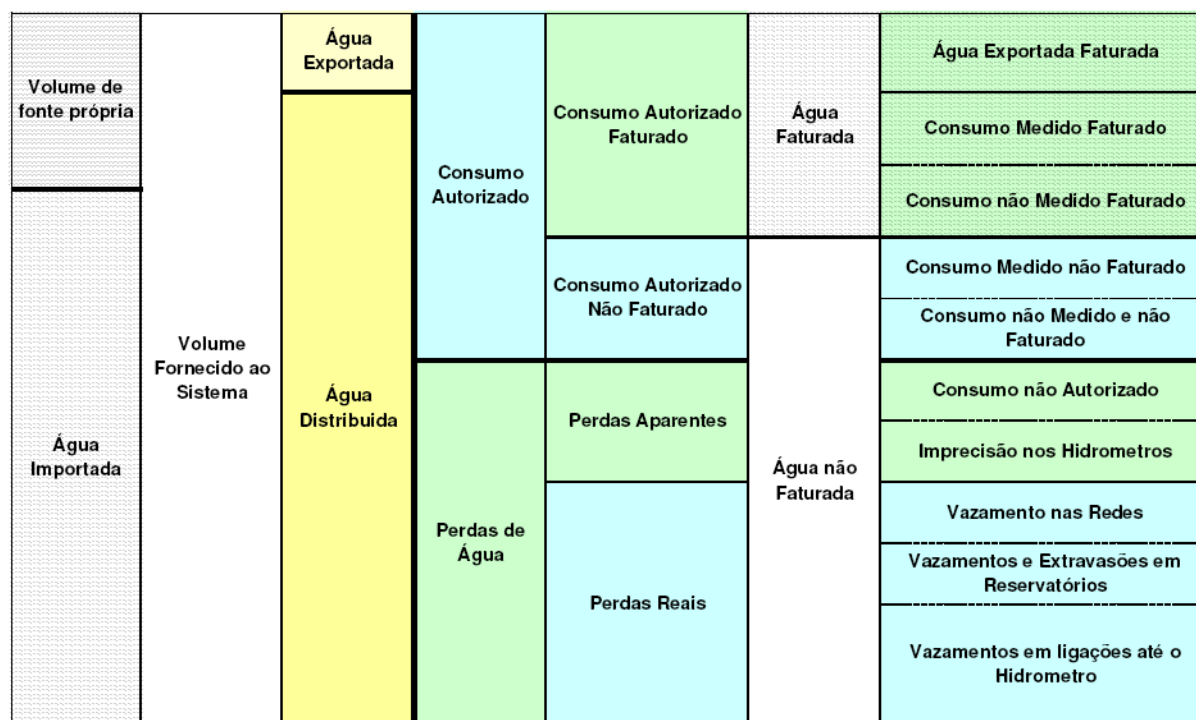


Figura 2. Componentes do padrão internacional de balanço hídrico em sistemas de abastecimento de água (fonte: PNCDA, 2004)

Existem várias metodologias para a quantificação e análise de perdas de água do setor de saneamento, sendo aquela proposta pela *International Water Association* (IWA) amplamente utilizada no mundo. A tabela 1 apresenta os indicadores de perda de água definidos pela IWA:

Tabela 1 – Indicadores de perda de água, segundo a IWA

SIGLA	INDICADOR	UNIDADE
Op23	Perdas de água por ramal	m ³ /ramal.ano
Op24	Perdas de água por comprimento de tubulação	m ³ /km.dia
Op25	Perdas aparentes	%
Op26	Perdas aparentes por volume de água que entra no sistema	%
Op27	Perdas reais por ramal	l/ramal.dia
Op28	Perdas reais por comprimento de tubulação	l/km.dia

Fonte: adaptado de IRAR, 2004

O uso de bombas para adução de água tornou-se fundamental no mundo moderno, em função da expansão urbana para regiões onde a topografia não permite o escoamento por

gravidade, trazendo consigo o consumo de energia elétrica pelos motores que acionam tais máquinas hidráulicas. Segundo a Aliança para Conservação de Energia (ALLIANCE, 2002), entre 2% a 3% da energia elétrica consumida no mundo refere-se ao bombeamento e tratamento de água para abastecimento público, havendo, segundo a mesma instituição, um potencial de economia de energia elétrica da ordem de 25%. Considerando os índices brasileiros de perdas de água, da ordem de 40%, percebe-se que tal potencial pode ser ainda maior.

MATERIAL E MÉTODOS

Caracterização da área de estudo

O município de Lavras encontra-se no sul do Estado de Minas Gerais (figura 3), ocupando uma área de 565 km². Sua população em 2007, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), era de 87.421 habitantes. A empresa responsável pelo abastecimento de água ao município é a Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA).



Figura 3. Localização do município de Lavras (fonte: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Lavras>)

O sistema de abastecimento de água de Lavras é constituído por 4 subsistemas de captação:

Tabela 2 – Captações de Lavras

SUBSISTEMA	SIGLA	VAZÃO MÉDIA [m ³ /h]
Ribeirão Água Limpa	EAB001	360
Ribeirão Santa Cruz	EAB002	252
Aeroporto	EAB003	
Rio Grande	EAB004	461

Tais sistemas recalcam uma vazão média de 1072,8 m³/h para uma ETA (Estação de Tratamento de Água), de concreto armado do tipo convencional localizada na parte alta da cidade. Esta ETA trata e distribui por gravidade parte da vazão, sendo outra parte bombeada bombeada para 03 reservatórios localizados também na parte mais alta da cidade. O tratamento é convencional (floculação, decantação, filtração e desinfecção), e sofre um

rigoroso controle de qualidade. A capacidade de reservação é 7560 m³.

As tabelas 3, 4, 5 e 6 caracterizam os conjuntos moto-bomba dos subsistemas de captação:

Tabela 3 – Conjuntos moto-bomba do sistema Água Limpas

EQUIPAMENTO	QUANT.	VAZÃO [m ³ /h]	ALTURA MANOMÉTRICA [m]	POTÊNCIA [CV]	TENSÃO [V]	CORRENTE [A]
Bomba bipartida	2	288	110	-	-	-
Motor trifásico	2	-	-	250	440	304

Tabela 4 – Conjuntos moto-bomba do sistema Santa Cruz

EQUIPAMENTO	QUANT.	VAZÃO [m ³ /h]	ALTURA MANOMÉTRICA [m]	POTÊNCIA [CV]	TENSÃO [V]	CORRENTE [A]
Bomba bipartida	2	288	110	-	-	-
Motor trifásico	2	-	-	200	440	240

Tabela 5 – Conjuntos moto-bomba do sistema Aeroporto

EQUIPAMENTO	QUANT.	VAZÃO [m ³ /h]	ALTURA MANOMÉTRICA [m]	POTÊNCIA [CV]	TENSÃO [V]	CORRENTE [A]
Bomba bipartida	2	288	110	-	-	-
Motor trifásico	2	-	-	200	440	240

Tabela 6 – Conjuntos moto-bomba do sistema Rio Grande

EQUIPAMENTO	QUANT.	VAZÃO [m ³ /h]	ALTURA MANOMÉTRICA [m]	POTÊNCIA [CV]	TENSÃO [V]	CORRENTE [A]
Bomba multiestágio	3	381,6	265,25	-	-	-
Motor trifásico	3	-	-	550	4.160	63
Bomba	3	353,5	16,88	-	-	-
Motor trifásico	3	-	-	40	220/380	98/57

Correlação entre produção de água e consumo energético no sistema estudado

A partir de faturas de energia fornecidas pela Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG) e da macromedição de cada um dos subsistemas, pôde-se obter o consumo específico de energia (kWh/m³), conforme tabelas a seguir:

Tabela 7 – Produção de água e consumo energético do sistema Água Limpa

MÊS/ANO	CONSUMO ENERGÉTICO [kWh]	VOLUME BOMBEADO [m ³]	CONSUMO ESPECÍFICO [kWh/m ³]
Set/07	108.480	138.550	0,78
Out/07	78.720	152.771	0,51
Nov/07	98.400	160.600	0,61
Dez/07	95.040	145.671	0,65
Jan/08	111.840	183.985	0,60
Fev/08	104.640	172.496	0,60
Mar/08	117.120	153.509	0,76
Abr/08	125.760	148.992	0,84
Mai/08	109.920	156.221	0,70

MÊS/ANO	CONSUMO ENERGÉTICO [kWh]	VOLUME BOMBEADO [m ³]	CONSUMO ESPECÍFICO [kWh/m ³]
Jun/08	104.640	187.746	0,55
Jul/08	102.240	144.902	0,70
Ago/08	120.480	156.330	0,77
Total	1.277.280	1.901.773	-
Média	106.440	158.481	0,67

Tabela 8 – Produção de água e consumo energético dos sistemas Santa Cruz e Aeroporto

MÊS/ANO	CONSUMO ENERGÉTICO [kWh]	VOLUME BOMBEADO [m ³]	CONSUMO ESPECÍFICO [kWh/m ³]
Set/07	156.234	103.257	1,51
Out/07	117.952	102.832	1,14
Nov/07	110.704	81.389	1,36
Dez/07	122.446	77.098	1,58
Jan/08	119.258	63.122	1,88
Fev/08	105.036	73.663	1,42
Mar/08	99.034	84.700	1,16
Abr/08	100.088	89.456	1,11
Mai/08	111.840	91.280	1,22
Jun/08	115.960	92.022	1,26
Jul/08	110.320	105.315	1,04
Ago/08	115.920	88.093	1,31
Total	1.384.792	1.052.227	-
Média	115.399	87.686	1,31

Tabela 9 – Produção de água e consumo energético do sistema Rio Grande

MÊS/ANO	CONSUMO ENERGÉTICO [kWh]	VOLUME BOMBEADO [m ³]	CONSUMO ESPECÍFICO [kWh/m ³]
Set/07	308.160	293.875	1,04
Out/07	514.080	310.730	1,65
Nov/07	338.400	309.138	1,09
Dez/07	303.120	295.545	1,02
Jan/08	324.000	302.941	1,06
Fev/08	298.808	291.340	1,02
Mar/08	295.920	311.092	0,95
Abr/08	303.840	288.144	1,05
Mai/08	312.480	299.246	1,04
Jun/08	283.680	283.632	1,00
Jul/08	317.520	291.326	1,08
Ago/08	308.880	295.893	1,04
Total	3.908.888	3.572.902	-
Média	325.741	297.742	1,09

A partir das relações de consumo energético e produção de água dos subsistemas, originou-se a tabela 10, que representa tais relações integralizadas para o sistema de

abastecimento de Lavras como um todo:

Tabela 10 – Produção de água e consumo energético do município de Lavras

MÊS/ANO	CONSUMO ENERGÉTICO [kWh]	VOLUME BOMBEADO [m³]	CONSUMO ESPECÍFICO [kWh/m³]
Nov/07	761.790	562.930	1,35
Dez/07	598.189	511.289	1,17
Jan/08	567.198	546.591	1,04
Fev/08	594.777	522.640	1,14
Mar/08	545.927	504.299	1,08
Abr/08	549.089	551.226	1,00
Mai/08	573.292	524.802	1,09
Jun/08	535.149	538.903	0,99
Jul/08	562.718	513.671	1,09
Ago/08	576.294	537.337	1,07
Set/08	604.806	557.201	1,08
Out/08	569.742	536.280	1,06
Total	7.038.971	6.407.169	-
Média (12 meses)	586.581	533.903	1,09

Balanco hídrico e quantificação de perdas

Tendo como objetivo quantificar as perdas energéticas (P_E) decorrentes das perdas de água no sistema de abastecimento de água, realizou-se um balanço hídrico simplificado, considerando o volume macromedido (V_{MACRO}) nas captações e os volumes consumidos micromedidos (V_{MICRO}). A subtração destes volumes fornece o volume de água perdido (V_P), conforme método utilizado. Multiplicando-se o volume perdido pelo consumo específico (kWh/m^3), obtém-se as perdas energéticas decorrentes das perdas de água. A figura 4 ilustra o balanço hidroenergético realizado.

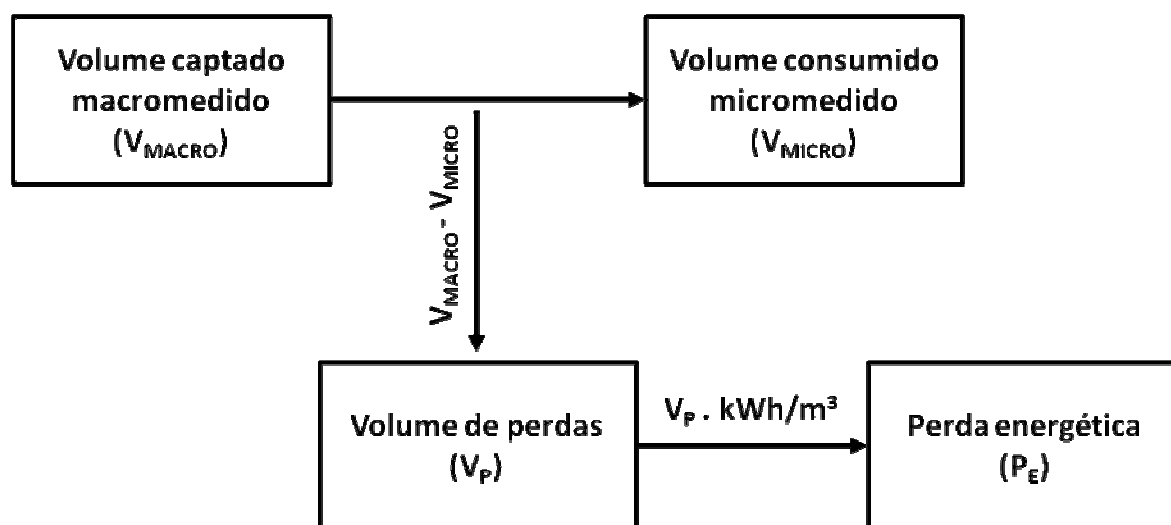


Figura 4. Balanço hidroenergético simplificado do sistema de abastecimento de Lavras

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A tabela 11 apresenta os resultados do balanço hidroenergético realizado no sistema de Lavras:

Tabela 11 – Resultados do balanço hidroenergético do sistema de abastecimento de Lavras

MÊS/ANO	VOLUME MACROMEDIDO (V _{MACRO}) [m ³]	VOLUME MICROMEDIDO (V _{MICRO}) [m ³]	VOLUME DE PERDAS [m ³]	PERCENTUAL DE PERDAS [%]	CONSUMO ESPECÍFICO [kWh/m ³]	PERDA ENERGÉTICA [kWh]
Nov/07	562.930,00	424.271,00	138.659,00	24,6%	1,35	187.189,65
Dez/07	511.289,00	398.245,00	113.044,00	22,1%	1,17	132.261,48
Jan/08	546.591,00	389.438,00	157.153,00	28,8%	1,04	163.439,12
Fev/08	522.640,00	404.196,00	118.444,00	22,7%	1,14	135.026,16
Mar/08	504.299,00	364.248,00	140.051,00	27,8%	1,08	151.255,08
Abr/08	551.226,00	366.126,00	185.100,00	33,6%	1,00	185.100,00
Mai/08	524.802,00	375.316,00	149.486,00	28,5%	1,09	162.939,74
Jun/08	538.903,00	372.735,00	166.168,00	30,8%	0,99	164.506,32
Jul/08	513.671,00	376.425,00	137.246,00	26,7%	1,09	149.598,14
Ago/08	537.337,00	355.713,00	181.624,00	33,8%	1,07	194.337,68
Set/08	557.201,00	385.380,00	171.821,00	30,8%	1,08	185.566,68
Out/08	536.280,00	397.070,00	139.210,00	26,0%	1,06	147.562,60
Total	6.407.169,00	4.609.163,00	1.798.006,00	-	-	1.958.782,00
Média	533.930,75	384.096,92	149.833,83	28,0%	1,10	163.231,89

Ainda que inferior ao índice médio de perdas de água da COPASA, SABESP E CEDAE, de 40% conforme apresentado no início do trabalho, o índice de Lavras, de 28,0%, demonstra o enorme potencial de economia de água no sistema. Em termos energéticos, o volume perdido corresponde a uma perda da ordem de 1.959 MWh. Avaliando a questão do ponto de vista monetário, pode-se estimar um custo energético anual de R\$ 722 mil reais decorrentes das perdas de água. Tal valor foi obtido considerando-se a tarifa B3 da CEMIG em novembro de 2009, de R\$ 0,36859 por kWh.

Deve-se destacar que tal montante financeiro poderia ser revertido na otimização do sistema, visando à redução das perdas de água. Além do ganho operacional e ambiental – uma vez que a redução de perdas de água representa uma diminuição da pressão sobre o manancial – os benefícios desta ação traria grandes vantagens financeiras à COPASA, reduzindo significativamente os custos de exploração e aumentando a margem de lucro da empresa.

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos no caso estudado ilustram o cenário típico dos sistemas de abastecimento de água no Brasil. Se por um lado, os altos índices de perda de água são preocupantes, por outro, percebe-se um enorme potencial de efficientização desses sistemas. As medidas de redução das perdas de água tem repercussões diretas no consumo de energia elétrica e, conseqüentemente, nas despesas de exploração das companhias/serviços autônomos, devendo ser priorizadas como ações estratégicas pelos gestores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALIANÇA PARA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA (2002). “*Água e energia: aproveitando as oportunidades de eficiência de água e energia não exploradas nos sistemas de água municipais*”. Washington: ALLIANCE, 2002, 173 p.

INSTITUTO REGULADOR DE ÁGUAS E RESÍDUOS (2004). “*Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água.*”. Lisboa: IRAR, 2004, 123 p.

MINISTÉRIO DAS CIDADES (2009). “*Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: diagnóstico dos serviços de água e esgoto – 2007*”. Brasília: MCIDADES, 2009, 445 p.

PROGRAMA NACIONAL DE COMBATE AO DESPERDÍCIO DE ÁGUA (2004). “*Guia prático para pesquisa e combate a vazamentos*”. Brasília: PNCDA, 2004, 77 p.

PROGRAMA NACIONAL DE COMBATE AO DESPERDÍCIO DE ÁGUA (2007). “*Guias práticos: técnicas de operação em sistemas de abastecimento de água*”. Brasília: PNCDA, 2007, volume 3, 86 p. ISBN 978-85-60133-59-8.

Sesión Técnica 10

Planificación y rehabilitación

FACTORES DE FIABILIDAD Y EFICIENCIA EN LA TOMA DE DECISIONES PARA LA REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS

Carlos D. Alonso Guzmán¹, Rafael Pérez-García¹, Joaquin Izquierdo Sebastian¹, Idel Montalvo Arango¹

Resumen - La metodología que se ha desarrollado propone una secuencia de intervenciones en la red de distribución de agua, identificando las jerarquías de los grupos de tuberías que deben ser objeto de renovación, tomando en consideración todos los factores asociados, tanto endógenos como exógenos, las limitaciones técnicas en el funcionamiento de la red de agua, y considerando lo mas importante como son los presupuestos anuales disponibles para la rehabilitación de tuberías. En si, el objetivo de este trabajo es desarrollar un modelo que nos permite decidir en base a una restricción presupuestal, que cantidad de metros lineales de un número de grupos de tuberías nos proporciona un mayor beneficio, en base a la valoración de los factores de influencia, el coste de rehabilitación y de los beneficios obtenidos con la rehabilitación. Para tal motivo utilizaremos la herramienta de algoritmos genéticos a través de Evolver y lógica difusa, la utilización de EPANET para determinar el coste del “ahorro” de la energía eléctrica y del caudal recuperado de las fugas. Dicho modelo se aplicara a un caso de estudio de la ciudad de Celaya, Gto. México.

Abstract - The methodology has been developed suggests a sequence of interventions in the water distribution network, identifying the hierarchy of groups of pipes to be renewed, taking into consideration all factors, both endogenous and exogenous technical limitations in the functioning of the water network, and considering the most important are the annual budgets for the rehabilitation of pipelines. Whether the aim of this work is to develop a model that allows us to decide on a restricted budget, how much of meters for a number of groups of pipes provides a greater benefit, based on the assessment of factors influence, the cost of rehabilitation and the benefits of rehabilitation. For this reason, we using the genetic algorithms using fuzzy logic and Evolver, using EPANET to determine the cost of "saving" of electrical energy recovered from the flow of leakage. This model was applied to a case study of the city of Celaya, Gto. Mexico.

Palabras claves: Red de distribución, renovación, jerarquización, toma de decisiones.

Keyword: Water distribution network, renewal, hierarchy, decision-making.

¹ Universidad Politecnica de Valencia- Camino de Vera s/n. Valencia (España) Teléfono +34.96.387.98.90
Email: cdalonso@posgrado.upv.es, rperez@gmmf.upv.es.

INTRODUCCIÓN

El aspecto económico es de suma importancia al momento de tomar una decisión en la priorización de la rehabilitación de tuberías, un factor que se considera, es el beneficio que se obtiene en el ahorro de energía eléctrica y el volumen recuperado del caudal fugado *al rehabilitar las tuberías*, otro aspecto es el posible ahorro que se obtendría al evitar con la rehabilitación las consecuencias de un posible fallo. Para determinar la priorización en base al aspecto económico se utiliza la herramienta de algoritmos genéticos a través de Evolver, el resultado que se obtiene es la longitud óptima de cada grupo de tuberías que máxime los beneficios.

CASO DE ESTUDIO

Calculo del riesgo de la consecuencia de fallo

Es necesario calcular el coste del riesgo de la consecuencia de fallo por no rehabilitar la tubería a tiempo, de tal manera que se asume que al rehabilitar la tubería evitaremos el fallo y su posible consecuencia en el entorno, lo cual; esto se considerara como un beneficio y se tomara en consideración dentro de los beneficios en la función objetivo.

Para nuestro caso de estudio se consideraran solo los riesgos con un nivel de probabilidades altas y nivel de consecuencias importantes, las cuales arrojan una probabilidad de ocurrencia en el nivel del riesgo medio del 15%, y una probabilidad de ocurrencia en el nivel de consecuencia alto del 51%, la siguiente consideración es de probabilidades totalmente altas y nivel de consecuencias importantes, las cuales arrojan una probabilidad de ocurrencia en el nivel del riesgo medio del 33%, y una probabilidad nivel del riesgo alto del 34%. Así sucesivamente hasta complementar nivel de probabilidades absolutamente altas y nivel de consecuencias absolutamente importante. Para considerar como un beneficio la inversión en la rehabilitación de las tuberías se consideran las tuberías con un nivel de riesgo alto y un nivel de consecuencia importante.

La clasificación de la escala cualitativa de la probabilidad de riesgo se realiza en base a la localización de puntos considerados como críticos tales como: centros de atención hospitalaria, centro educativos, parques públicos o centros de recreo, espacio de aglomeración gubernamental, etc. Localizados en la proximidad de tuberías de diámetros mayores o iguales de 150 mm a una distancia menor o igual a 2 m., y a los cuales les llamaremos puntos “neurálgicos”, edificaciones de dimensiones considerables tales como edificios mayores o iguales de 5 niveles, así como de monumentos históricos, de vialidades importantes debido al tipo de trafico donde las consecuencia por un fallo de una tubería puede ser considerable, por los costes de los antecedentes en los casos anteriores se considera un coste de 800.000 pesos mexicanos (53.000 €), por daños estructurales menores a edificios, por daños menores a autos el coste será de 500.000 pesos mexicanos (33.000 €). Por daños que se pudieran ocasionar en vialidades con un trafico importante el coste será de 420.000 (28.000 €).

La clasificación para la determinación de las consecuencias de riesgo es a través de las escalas cualitativas, y dicha clasificación de la escala cualitativa se realizo en base a la importancia de los aspectos de los factores y de su densidad en las tuberías. Por ejemplo, para las tuberías donde se localicen al menos un punto “neurálgico”, edificios de dimensiones importantes próximas a las tuberías y vialidades importantes, será el punto más elevado en la escala de dicha clasificación, y así sucesivamente, En base a lo anteriormente descrito, se aplica a nuestro caso y se obtienen los resultados mostrados en la tabla 1.

Tabla 1 Resultados de la clasificación de las consecuencias de riesgo

	Puntos neurálgicos	Edificios	Vialidades importantes	Escala cualitativa
	\$500,000.00	\$800,000.00	\$420,000.00	
AC (A1)	0	0	0	abs sin importancia
AC (A2)	0	1	0	importante
FoFo (C1)	0	0	0	abs sin importancia
Fo Ga (C1)	0	0	0	abs sin importancia
Fo Ga (C2)	1	1	0	ext importante
PVC30	1	0	1	completamente importante
PVC20	0	0	0	abs sin importancia
Polietileno	0	0	1	importante

La probabilidad de fallo se calcula a través de la ecuación 1, donde se asigna un valor de probabilidad correspondiente a $K_1=1$, $K_2=0.8$, $K_3=0.6$, $K_4=0.4$, $K_5=0.2$. A cada grupo de tuberías se le asigna un valor en base al criterio del evaluador y a las características de cada grupo de tuberías, para determinar la probabilidad de fallo se multiplica la probabilidad determinada por el valor del peso asignado, y el resultado es la probabilidad de fallo como se muestra en la siguiente expresión.

$$P = \sum_{i=1}^n (P_i * w_i) \quad (1)$$

Los factores considerados en la influencia de fallos son los mostrados en la tabla 2, donde además se muestran los resultados de la probabilidad de fallo:

Tabla 2 Concentrado del cálculo de la probabilidad de fallo

ID	tipo del material			presion hidrostática			edad de la tubería			historial de fugas			medio ambiente			tipo de unión			continuidad en la operación			Σ
	W	K	P=F _i *W _i	W	K	P=F _i *W _i	W	K	P=F _i *W _i	W	K	P=F _i *W _i	W	K	P=F _i *W _i	W	K	P=F _i *W _i	W	K	P=F _i *W _i	
AC (A1)	0.1	0.2	0.02	0.1	0.2	0.01	0.2	0.2	0.03	0.2	0.4	0.06	0.1	0.6	0.06	0.1	0.4	0.02	0.1	0.2	0.02	0.22
AC (A2)	0.1	0.4	0.04	0.1	0.4	0.04	0.2	0.4	0.06	0.2	0.4	0.08	0.1	0.4	0.04	0.1	0.2	0.02	0.1	0.2	0.02	0.30
FoFo (C1)	0.2	0.2	0.03	0.1	0.2	0.02	0.2	0.6	0.12	0.1	0.2	0.02	0.2	0.2	0.03	0.2	0.2	0.03	0.1	0.4	0.02	0.27
Fo Ga (C1)	0.3	0.6	0.15	0.1	0.2	0.02	0.2	0.4	0.06	0.1	0.4	0.04	0.2	0.2	0.03	0.2	0.2	0.03	0.1	0.6	0.02	0.35
Fo Ga (C2)	0.3	0.4	0.1	0.2	0.4	0.06	0.2	0.2	0.04	0.2	0.2	0.04	0.2	0.4	0.06	0.2	0.2	0.03	0.1	0.6	0.02	0.35
PVC30	0.1	0.2	0.01	0.2	0.6	0.12	0.1	0.2	0.01	0.1	0.2	0.02	0.1	0.6	0.03	0.1	0.4	0.04	0.2	0.4	0.06	0.29
PVC20	0.1	0.2	0.01	0.2	0.4	0.08	0.1	0.2	0.01	0.1	0.4	0.04	0.1	0.2	0.02	0.1	0.2	0.01	0.2	0.2	0.04	0.21
Polietileno	0.1	0.4	0.02	0.1	0.4	0.04	0.1	0.2	0.01	0.1	0.2	0.01	0.2	0.4	0.08	0.3	0.6	0.15	0.1	0.6	0.06	0.37
	1		0.38	1		0.39	1		0.34	1		0.31	1		0.35	1		0.33	1		0.26	

De los resultados obtenidos en la tabla 2 se obtiene la probabilidad de fallo para cada uno de los grupos de tuberías, y una vez que se determina la probabilidad. Se realiza la siguiente clasificación para determinar la escala cualitativa de la probabilidad de riesgo, la clasificación se muestra en la tabla 3:

Tabla 3 Escala cualitativa de la probabilidad de riesgo

Grado	Rango de probabilidad	Clasificación de la escala cualitativa
1	20-25	Alto
2	25-30	Completamente alto
3	30-35	Extremadamente alto
4	35-40	Absolutamente alto

El rango de los cuartiles se determina en base al rango de probabilidad total (Kleiner et al 2001) siendo este para nuestro caso el rango de 20 a 40, de tal manera que la clasificación se realiza como se muestra en la tabla 4, donde el rango de menor importancia en la clasificación es de 20-25, lo que se clasifica como alto y así sucesivamente hasta llegar a la clasificación de absolutamente alto. Una vez que se tiene la clasificación de la escala cualitativa de la probabilidad de riesgo, se determina para cada grupo de tuberías, y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.

Tabla 4 Clasificación de la probabilidad de fallo

ID	Probabilidad de fallo	Escala cualitativa
AC (A1)	0.22	alto
AC (A2)	0.30	completamente alto
FoFo (C1)	0.27	completamente alto
Fo Ga (C1)	0.35	extremadamente alto
Fo Ga (C2)	0.35	extremadamente alto
PVC30	0.29	completamente alto
PVC20	0.21	alto
Polietileno	0.37	absolutamente alto

Una vez que se tiene la clasificación y la valoración de las escalas cualitativas de la probabilidad de riesgo y la consecuencia de riesgo, se procede a la determinación del conjunto de números difusos donde se obtiene el riesgo de los números difusos triangulares (TFN_{ri}) para cada grupo de tuberías mostrado en la tabla 5.

Tabla 5 Resultados de los números difusos triangulares.

ID	Escala cualitativa de riesgo	Escala cualitativa de la consecuencia de riesgo	Numeros difusos triangulares			$TFN_i \times TFN_j$		
AC (A1)	alto	abs sin importancia						
AC (A2)	comp alto	importante	0.7	0.8	0.9	0.6	0.7	0.8
FoFo (C1)	comp alto	abs sin importancia						
Fo Ga (C1)	ext alto	abs sin importancia						
Fo Ga (C2)	ext alto	ext importante	0.8	0.9	1	0.8	0.9	1
PVC30	comp alto	completamente importante	0.7	0.8	0.9	0.7	0.8	0.9
PVC20	alto	abs sin importancia						
Polietileno	abs alto	importante	0.9	1	1	0.6	0.7	0.8

Una vez que se determina el TFN_{ri} , se realiza la conversión al riesgo difuso X normalizado de las cinco-tuplas del conjunto difuso. Siguiendo el procedimiento como se describió en el apartado de difuminación del riesgo obteniendo el resultado del riesgo difuso X [0, 0, 0.42, 0.48, 0.10], donde tomamos la probabilidad más alta (muy alta en la escala del nivel de riesgo) que en este caso es del 0.16 (ver tabla 6), dicho valor se aplica para determinar el coste de la consecuencia de fallo.

Tabla 6 Estructura de la obtención del riesgo difuso

$x = TFN_{ij} =$	[0.49, 0.64, 0.81]														
ρ	MB			B			M			A			MA		
TFN_L	0	0	0.25	0	0.25	0.5	0.25	0.5	0.75	0.5	0.75	1	0.75	1	1
Inferencia	0			0			0.65			0.75			0.16		
$X_L =$	[0, 0, 0.65, 0.75, 0.16]						cardinalidad, C = 1.56								
$X =$	[0, 0, 0.42, 0.48, 0.10]														

Para la determinación del coste de la consecuencia de fallo para cada una de las tuberías, se concentra en la tabla 7 el grupo de tuberías con cada uno de los costes de las consecuencias de fallos definidos previamente, y en donde se asigna el porcentaje de la probabilidad de la consecuencia de fallo obtenida en el riesgo difuso X, en la escala cualitativa mas alta; por ejemplo, ya se menciona en la tabla 6 donde se selecciona la probabilidad de 0.16, que es el valor de dicha probabilidad, lo mismo sucede con el resto de los demás grupos de tuberías, donde se considera solo los valores de las probabilidades de la escala cualitativa del nivel de riesgo muy alto, que son las que se muestran en la tabla 7.

Tabla 7 Resultados del cálculo del coste de la consecuencia de fallo

ID	Agencia de autos \$500,000.00	Edificios proximidad \$800,000.00	Vialidades importantes \$420,000.00	Coste consecuencia de fallo
AC (A1)	0	0	0	\$0.00
AC (A2)	0	0.27	0	\$216,000.00
FoFo (C1)	0	0	0	\$0.00
Fo Ga (C1)	0	0	0	\$0.00
Fo Ga (C2)	0.33	0.33	0	\$429,000.00
PVC30	0.1	0	0.1	\$92,000.00
PVC20	0	0	0	\$0.00
Polietileno	0	0	0.1	\$42,000.00

De los resultados obtenidos, podemos resaltar que el grupo de tuberías con un mayor coste de la consecuencia de fallo son las tuberías de hierro galvanizado FoGaC2, donde se localiza una agencia de autos y existen edificios muy próximos a las tuberías de diámetros considerables, aunado a la probabilidad alta en relación con los demás valores del resto del grupo de tuberías:

Determinación de la relación del coste de energía y las fugas en las tuberías

Las fugas son costosas en términos económicos y recursos de toda índole; esta es una idea bien establecida. Una de las primeras encuestas reveló que en Chicago se llego a bombear más del doble del agua necesaria (Cole 1912), dicho nivel aun hoy en día no es raro encontrar. Un rango típico para UFW en Europa es de 9-30% (Lai 1991). Las fugas son el componente dominante del UFW (Unaccounted -For Water). Además, la energía aplicada en la “alimentación” (o implicación) de las fugas considera una carga medioambiental relacionada con los muchos impactos asociados con la producción y consumo de energía,

incluyendo emisiones de gases de invernadero, la lluvia ácida y el agotamiento de los recursos.

La consideración de cómo las fugas aumentan el gasto energético del suministro del agua a través de un segmento de la tubería, ofrece un útil punto de partida para un análisis de las fugas en las redes de distribución. Cuando una sola fuga se concentra en una distancia x a lo largo de una longitud uniforme L de la tubería, ecuaciones relativamente simples pueden ser derivadas para relacionar la eficiencia energética, la localización y magnitud de las fugas.

Pueden ser considerados los supuestos que son; si el sistema fuga o no fuga, donde las demandas aguas abajo de la fuga y los requisitos de presión deben cumplirse. Por lo tanto, la prioridad es evaluar las pérdidas en los sistemas de suministro de agua de un nivel equivalente en el servicio. Si bien este enfoque puede no reflejar exactamente la práctica en determinadas comunidades, este enfoque simplificado facilita las comparaciones numéricas entre diferentes sistemas y escenarios, mediante la eliminación de una importante zona de variabilidad.

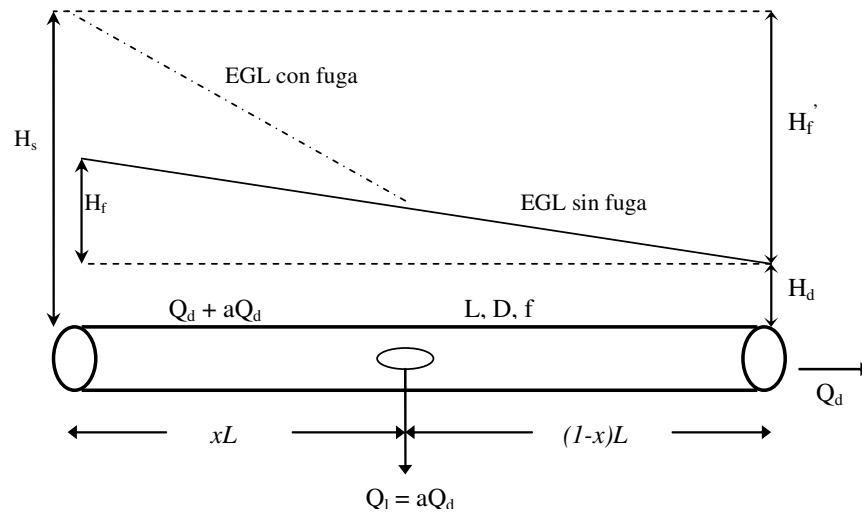


Figura 1 Línea del grado de energía (EGL) del segmento de una tubería con una fuga.

El impacto de una fuga sobre el uso de la energía fácilmente se puede determinar por la observación en la línea del grado de energía (EGL) en la figura 1 (Colombo y Karney 2001). El segmento de la tubería tiene un diámetro D , el factor de fricción f para la ecuación de Darcy-Weisbach, y una fuga situada a una distancia xL . Se asume, que las restricciones de suministro son satisfechas si el agua suministrada es suficiente para que el flujo por la fuga Q_l sea compensado, y el caudal requerido o demandado Q_d , es suministrado en la carga prescrita aguas abajo H_d . Así, el flujo de aguas arriba de la fuga excede Q_d por Q_l ;

Además, la pendiente de la EGL asume una discontinuidad en xL , con la porción aguas arriba siguiendo la línea de la rotura en la figura 1. La carga total suministrada aguas arriba H_s , debe reflejar la modificación de la EGL si la presión en la demanda final del tubo debe ser sostenida. El flujo de la fuga Q_l puede ser expresado como una proporción de la demanda aQ_d donde a es la fracción fugada, o esto puede ser modelado utilizando una función de orificio de la forma.

$$Q_l = C_d A [2g(H_l - H_{gw})]^a = C_E \Delta H^a \quad (2)$$

Donde:

A = Área de la fuga

$\Delta H = H_l$ = diferencia de carga (m) a través de la fuga

H_{gw} = Las cargas (m) en la tubería

C_d = Cargas en el medio ambiente del nivel freático

C_E = Coeficiente de descarga

A = Coeficiente del emisor utilizado en EPANET el cual refleja el flujo a través de un orificio de tamaño fijo.

Claramente, esta relación implica que la presión interna puede hacer variar el área de la fuga dependiendo del material de la tubería en la construcción del tubo. De la expresión de orificio, es evidente que a y C_E están relacionados linealmente; sin embargo, la pendiente que los relaciona a ellos es una función no lineal de x y las cargas del sistema.

$$a = \frac{C_E (H_l - H_{gw})^\alpha}{Q_d} \quad (3)$$

H_l es determinado desde $H_l = H_d + (1-x)H_f$, en donde H_f es la pérdida de carga en una tubería sin fugas (fig. 1). Si H_{gw} es asumida que es cero (para condiciones de suelo no saturado), el resultado de la expresión para la tasa de fugas a/a_0 puede ser escrita como.

$$\frac{a}{a_0} = [1 + (1-x)h_f]^\alpha \quad (4)$$

Donde:

$a_0 = \frac{C_E H_d^\alpha}{Q_d}$ = fracción de mínima fuga (la cual ocurre cuando $H_l = H_d$); y

$h_f = \frac{H_f}{H_d}$ h_f = pérdida de carga relativa.

El índice de fuga a/a_0 varía con x y h_f . Claramente como la presión en la tubería decrece, el índice se aproxima a la unidad. Así, en lo que respecta a la pérdida de agua, si una fuga existe, entonces al final de una tubería horizontal aguas abajo ($x=1$) (o el punto de más baja presión) es "el mejor" lugar para que ocurra. Para $x < 1$, a/a_0 decrece con la disminución de h_f , porque las presiones en las fugas son más pequeñas, de esta manera confirmando una estrategia común para el control de las fugas.

La ecuación de Darcy- Weisbach $H_f = \frac{fLQ_d^2}{2gDA^2}$ relaciona la pérdida de carga en la tubería

libre de fugas al flujo que conduce, para una tubería con una sola fuga descargando aQ_d en un punto xL , resulta una expresión para la fracción del índice de carga h_f , la cual llega a ser una función lineal de x y una función cuadrática de a .

$$h_f = H'_f / H_f = x(1+a)^2 + (1-x) = 1 + ax(a+2) \quad (5)$$

Por lo tanto, como x disminuye, la pérdida de carga adicional impuesta por la fuga también disminuye debido a que una mayor porción del segmento del tubo lleva sólo el caudal de

diseño. Sin embargo, si la relación del orificio de la Eq.4 es sustituido en la Eq. 5, el índice de fricción de carga llega a ser una función mas compleja en función de la distancia, de las propiedades del orificio y la relativa pérdida de carga h_f .

La diferencia entre la energía mecánica entregada al final de la tubería aguas abajo (E_d) y que suministra la fuente (E_s), indica la energía que se consume en la alimentación de la fuga. Expresando en estos términos de la energía como una cantidad adimensional, permitiendo una rápida evaluación de la eficiencia energética de las fugas en las tuberías. Debido a que la eficiencia energética global depende de la eficiencia del sistema, por ejemplo la eficiencia de la bomba, un factor de eficiencia empírica η también puede ser incorporado en la expresión final de energía.

$$\frac{E_d}{E_s} = \frac{\eta \gamma Q_d H_d}{\gamma Q_d (1+a)(H_d + H'_f)} = \frac{\eta}{(1+a)\{1 + [xa(a+2) + 1]h_f\}} \quad (6)$$

Coste de la energía de una red con fugas

Al igual que el análisis de sistemas con una sola tubería es posible realizar el análisis de las redes de distribución de agua completas. Para evaluar el impacto de fugas sobre los sistemas de distribución, fueron realizadas una variedad de simulaciones de estados permanentes con EPANET sobre cuatro redes malladas hipotéticas (Colombo & Karney, 2002). El objetivo es encontrar relaciones simples para poder caracterizar el comportamiento al menos de un groso modo, sobre la interdependencia del índice de fugas, gastos de energía, y los sistemas complejos.

La Fig. 2 describe conceptualmente tres curvas de coste de mantenimiento de una tubería (o parte de un sistema de distribución) adaptado de Kleiner *et al.* (1998). Ellos suponen que la curva representa el incremento anual en el coste de mantenimiento de una tubería debido a la degradación general de su capacidad con la edad. Debido a que esta curva no considera las fugas, la vida de servicio de una tubería puede ser erróneamente sobreestimada cuando está basada en este razonamiento. La presencia de fugas implica que los costes anuales de mantenimiento son superiores a los previstos, y se cruzan con el umbral del coste de reemplazo antes de lo previsto. El umbral del coste de reposición sirve como criterio para tomar la decisión de reemplazar una tubería.

La diferencia de tiempo entre sobrepasar este umbral y el diseño de la vida de servicio, constituye “el periodo de demora” durante el cual los gastos van más allá del presupuesto disponible. Si se puede estimar el inicio de este período, la reparación de las fugas u otras medidas de rehabilitación podrían ser aplicadas para reducir al mínimo los costes adicionales. Por el contrario, la tubería representada por la curva de “mejora” es inicialmente más cara debido a la selección de mejores materiales de fabricación, pero también más resistentes a las fugas.

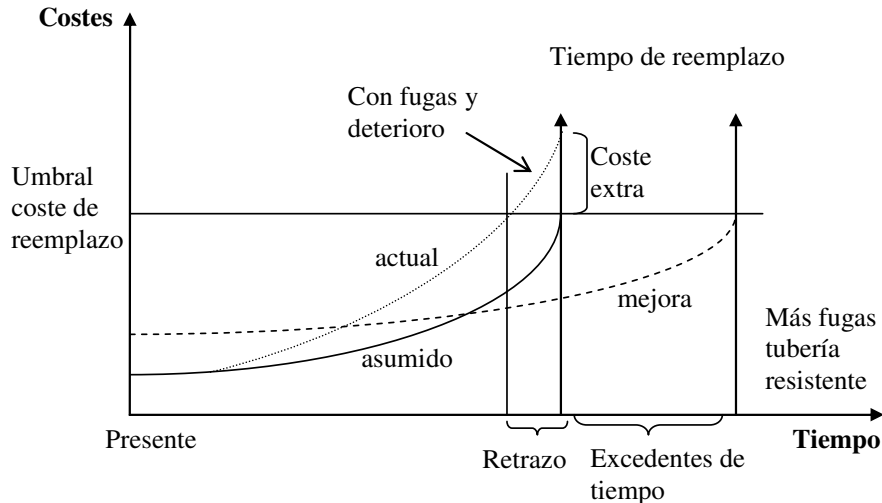


Figura 2 Curvas de costes de mantenimiento conceptual para una tubería (o para una porción de una red de distribución)

La diferencia del coste entre las curvas “actual” y “asumida” de la Fig. 2, comprende tanto el agua pérdida, así como los costes de la energía. Aunque el coste del agua perdida ha dominado la atención a expensas de las fugas, el examen de la relación entre los costes del agua y la energía han tendido a ser ignoradas. El coste diario adicional del sistema de operación debido a la pérdida de agua a través de una tubería con fugas P_w puede ser calculado desde $P_w = 3600K_w Q_f T$ como.

$$P_w = k_w C_E [H_d + (1-x)H_f]^a 3600T \quad (7)$$

Donde: k_w = Precio unitario del agua en $\$/m^3$, T = Duración del análisis

El coste diario de la energía adicional P_E es el producto del precio unitario de la electricidad ($\$/kWh$), la diferencia en la energía suministrada ΔE_s entre los casos de fuga y no-fuga, y la duración del análisis T es dado como $P_E = k_E \Delta E_s T$ de la ecuación 5 y 6. La expresión es resuelta en las cargas del sistema y los parámetros adimensionales a y x .

$$P_E = k_E \gamma Q_d [(1+a)(H_d + H'_f) - (H_d + H_f)] T \quad (8)$$

$$P_E = k_E \gamma Q_d ((1+a)\{H_d + H_f [1 + ax(a+2)]\} - (H_d + H_f)) T \quad (9)$$

Donde a es calculado de acuerdo a la ec. 3. Estas ecuaciones fueron probadas para una red principal ($L=2$ km, $D=254$ mm) con una demanda constante $Q_d=0.07$ m³/s y $H_d=25$ m y los parámetros de fuga $C_E=0.001$ m^{5/2}/s y $a=0.5$.

Función Objetivo

Nuestra función objetivo, como ya se menciona es maximizar los beneficios que se obtienen al rehabilitar las tuberías esto respecto a los costes, es decir; en base a los costes y los beneficio de cada sector se va a determinar la cantidad de metros lineales a rehabilitar, que maximicen los beneficios, con las restricciones de la disponibilidad del presupuesto de 3,5 millones de pesos. Otra restricción es que la cantidad de metros lineales debe ser mayor de

500 m y menor que 5000 m., esto debido a que en la practica los precios en la instalación de las tuberías pueden variar en base al volumen de la obra; por tal motivo el precio unitario de instalación es diferente en rehabilitar 20 metros que 500 metros, en lo que se refiere a México.

Se plantea el problema tal y como se muestra en la figura 3, la función objetivo y las restricciones, donde la función objetivo se localiza en la celda U25, las restricciones en la celda U22, y en la tabla de concentrado es el producto de la longitud de tubería por el factor de coste, de esta manera planteamos la restricción del monto presupuestal. Otra restricción que se introduce es el rango de la longitud de tubería a determinar como se detallo en párrafos anteriores debe ser mayor o igual a 500m., y menor o igual a 5000m por los motivos ya comentados.

	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
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											

	\$/ML	Factor	M.L	C sustitución	M.L (a mofica	Coste total
	\$477	11.65	12605	\$6,012,885.00	593	\$282,861.00
	\$537	16.02	7243	\$3,889,491.00	1250	\$671,250.00
	\$594	13.28	11613	\$6,898,122.00	723	\$429,462.00
	\$550	10.55	8600	\$4,730,000.00	1198	\$658,900.00
	\$480	10.01	7540	\$3,619,200.00	599	\$287,520.00
	\$491	17.37	25201	\$12,373,691.00	750	\$368,250.00
	\$471	15.50	11548	\$5,439,108.00	937	\$441,327.00
	\$480	18.67	13865	\$6,655,200.00	741	\$355,680.00
				\$49,617,397.00		\$3,495,250.00
				3,500,000.00		

	M.I x SECTOR	593.00	1,250.00	723.00	1,198.00	599.00	750.00	937.00	741.00
	FACTOR DE COSTE	11.65	16.02	13.28	10.65	10.01	17.37	15.50	18.67
	FACTOS DE BENEFICIO	990.96	1,175.24	1,068.91	1,055.64	1,123.32	1,283.24	1,059.93	669.92
	COSTE/ML	477.00	537.00	594.00	550.00	480.00	491.00	471.00	480.00
	FACTOR COSTES * M.L	6,910.85	20,027.15	9,602.71	12,764.68	5,997.37	13,031.25	14,523.55	13,834.84
	FACTOR BENEFICIOS * M.L	587,640.23	1,469,047.87	772,819.79	1,264,657.44	672,871.65	962,430.98	993,158.53	496,410.13
	TOTAL COSTES	282,861.00	671,250.00	429,462.00	658,900.00	287,520.00	368,250.00	441,327.00	355,680.00
	TOTAL BENEFICIOS	304,779.23	797,797.87	343,357.79	605,757.44	385,351.65	594,180.98	551,831.53	140,730.13

Figura 3 Modelo de optimización

Los costes son determinados por el coste de rehabilitación unitario de cada grupo de tubería por el factor de coste obtenido de la longitud total, entre la valoración global obtenida en la suma de los factores de influencia, de tal manera que el resultado del coste total para rehabilitar la longitud total de los ocho grupos de tuberías es de aproximadamente 50 millones de pesos mexicanos (3,3 millones de euros). Como ya se menciona, el objetivo es obtener la longitud óptima de cada sector para maximizar los beneficios, respetando la restricción presupuestal de los 3,5 millones de pesos mexicanos como se muestra en la figura 3.

Respecto a los beneficios, como se ya se había detallado en párrafos anteriores los procedimientos para la obtención de los mismos, son tres los beneficios que se obtienen al rehabilitar las tuberías, a saber, el beneficio del ahorro de energía cuyo monto es determinado por EPANET. El siguiente beneficio es el ahorro o recuperación del caudal fugado que nuevamente es determinado por EPANET, multiplicado por el precio de producción del metro cúbico de agua. Por ultimo, el riesgo de la consecuencia de fallo detallado anteriormente, los resultados son mostrados en la tabla 8.

Tabla 8 Resultado y calculo de los beneficio al rehabilitar las tuberías

BENEFICIOS							
ID Línea	AHORRO energía \$/día	AHORRO Q _{fuga} m3/día	coste \$/m3	total	Riesgo	riesgo/m.l	
AC (A1)	356	349	1.96	683.80	\$0.00	0.00	1,039.80
AC (A2)	401	409	1.96	801.67	\$216,000	29.82	1,232.50
FoFo (C1)	383	377	1.96	738.67	\$0.00	0.00	1,121.67
Fo Ga (C1)	378	372	1.96	729.76	\$0.00	0.00	1,107.77
Fo Ga (C2)	401	366	1.96	716.61	\$429,000	56.90	1,174.51
PVC30	477	461	1.75	807.20	\$92,000	3.65	1,287.85
PVC20	404	400	1.63	651.93	\$0.00	0.00	1,055.93
Polietileno	245	257	1.63	419.31	\$42,000	3.03	667.35

En nuestro caso se cuenta con una restricción presupuestal de 3.5 millones de pesos mexicanos, para lo cual se pretende priorizar de los ocho grupos de tuberías la cantidad de longitud de tubería que maximicen los beneficios; en la aplicación de los recursos para la rehabilitación de tuberías, por lo tanto la función objetivo es:

$$\text{Max} \sum_{i=1}^n X_i (B_i - C_i) \quad (10)$$

s.a

$$\sum_{i=1}^n X_i (C_s) \leq \text{Pr e supuesto max imo disponible} \quad (11)$$

$$X_i \geq 500, X_i \geq 0 \quad (12)$$

Donde X_i es la cantidad de metros lineales de tubería, B_i se refiere a los beneficios totales, C_s los costes de sustitución y C_i a los costes totales. Para determinar los costes se cuenta con los costes unitarios de rehabilitación por cada grupo de tubería, así como los valores de factores de influencia de cada uno de ellos.

Tabla 9 Concentrado de valores de los factores de influencia

FACTORES DE INFLUENCIA									
ID linea	Edad	Historial fugas	Capacidad transporte	IDN	IIQfuga	Tiempo renovación	Influencia rotura Q	Impacto medio amb	Σ aritmetica
AC (A1)	10.0	10.00	3.98	4.1	0	7.19	3.26	6	44.53
AC (A2)	5.63	9.19	4.64	5.8	2.45	0	3.04	4.8	35.54
FoFo (C1)	6.94	8.36	5.02	5.2	0.55	6.33	4.46	4.8	41.67
Fo Ga (C1)	9.77	9.25	4.73	4.6	4.62	3.85	4.57	10	51.38
Fo Ga (C2)	9.38	9.92	4.1	5.5	3.72	10	4.1	4.2	50.92
PVC30	6.25	6.78	4.92	3.6	3.24	0	0.12	6	30.91
PVC20	4.17	7.26	4.27	5.5	10	0	1.76	0	32.95
Polietileno	5.21	9.10	2.86	10	2.23	0	1.12	0	30.52

En la tabla 9 se muestra el resultado de los valores de los factores de influencia, que en conjunto con el coste de rehabilitación unitario se determinara el factor de coste como se muestra en la tabla 10, donde se tiene en la segunda columna el factor antes señalado que es el resultado del coste total dividido por la suma de los valores de los factores influencia, así mismo; en la columna cinco se localiza los metros lineales de tubería que se modificaran al determinar con los algoritmos genéticos, la cantidad de longitud de tubería que maximice los beneficios y cumpla las restricciones. En la columna de coste total, la sumatoria tendrá que ser igual al monto de la restricción presupuestaria de 3,5 millones de pesos mexicanos.

Tabla 10 Factor de coste, longitudes totales y coste total

Coste \$/ML	Factor	m.l	C sustitución	m.l (a modificar)	Coste total
\$477	11.65	12605	\$6,012,585.00	12605	\$6,012,585.00
\$537	16.02	7243	\$3,889,491.00	7243	\$3,889,491.00
\$594	13.28	11613	\$6,898,122.00	11613	\$6,898,122.00
\$550	10.65	8600	\$4,730,000.00	8600	\$4,730,000.00
\$480	10.01	7540	\$3,619,200.00	7540	\$3,619,200.00
\$491	17.37	25201	\$12,373,691.00	25201	\$12,373,691.00
\$471	15.50	11548	\$5,439,108.00	11548	\$5,439,108.00
\$480	18.67	13865	\$6,655,200.00	13865	\$6,655,200.00
			\$49,617,397.00		\$49,617,397.00
			\$3,500,000.00		

Los beneficios por el “ahorro” de energía al rehabilitar las tuberías, es decir lo que se gasta de energía en “alimentar” las fugas se determina según el procedimiento detallado con anterioridad específicamente (determinación de la relación del coste de energía y las fugas en las tuberías). A continuación se ilustra con un ejemplo de uno de los sectores el sector San Juanico, el procedimiento de cómo se determino el beneficio del ahorro de la energía, y es de la siguiente manera:

El procedimiento para determinar el caudal fugado es de una manera análoga como se realizo para el calculo del coste de la energía, con la diferencia que ahora se realiza la comparación de los volúmenes demandados en las condiciones actuales como se encuentra la red versus los volúmenes demandados por la red con el 85% de eficiencia, el resultado de la comparación del balance de masa de cada uno de los escenarios (ver tabla 11) se multiplica por el precio promedio del coste del m³ de agua.

Tabla 11 Caudales diarios para los tres escenarios planteados

Sector	Q_{85%} eficiencia m³/día	Q sin cumplir presiones a	Q cumpliendo presiones b	Diferencia b-a
AC (A1)	1161.09	1559.18	1908.06	348.88
AC (A2)	1164.71	1379.95	1788.97	409.02
FoFo (C1)	848.99	1129.18	1506.05	376.87
Fo Ga (C1)	918.44	1138.71	1511.04	372.33
Fo Ga (C2)	4194.64	4538.44	4904.06	365.62
PVC30	4698.00	5473.63	5934.89	461.26
PVC20	3269.20	3975.66	4375.62	399.96
Polietileno	1381.61	1626.41	1883.66	257.25

Cuando las fugas en los nodos tienen asociado un coeficiente de emisor para representar que es en nuestro caso, es el escenario actual y se aplica la curva original de las estaciones de bombeo, el caudal total a través del sistema se incrementa a $1626.41\text{m}^3/\text{día}$, todos los requisitos de la demanda se cumplen, pero la presión cae significativamente como se muestra en la figura 4.

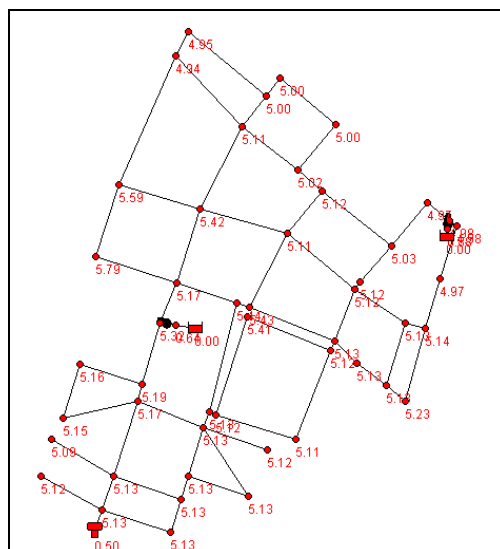


Figura 4 Caída de presión en la red, aplicando curva de bombeo original

A pesar que la satisfacción de las demandas nodales es un requisito típico del modelado, en compensación para las fugas, la magnitud de las pérdidas aumenta hasta que el flujo total del sistema se convierte en $1883.66\text{m}^3/\text{día}$ y cumple con las presiones nodales mínimas; el adicional de $257.25\text{m}^3/\text{día}$ está asociada a la presión que depende de la demanda ejercida por las fugas, y por consiguiente la energía aplicada para “alimentar las fugas”.

Tabla 12 Coste diario de la energía para los diferentes escenarios planteados

Sector	Q _{85%} eficiencia coste día	Q sin cumplir presiones (a) coste día	Q cumpliendo presiones (b) coste día	Diferencia b-a
AC (A1)	\$621.31	\$875.00	\$1,231.00	\$356.00
AC (A2)	\$701.24	\$1,023.22	\$1,424.22	\$401.00
FoFo (C1)	\$567.30	\$831.31	\$1,214.31	\$383.00
Fo Ga (C1)	\$444.65	\$630.54	\$1,008.54	\$378.00
Fo Ga (C2)	\$678.95	\$944.22	\$1,345.22	\$401.00
PVC30	\$1,388.42	\$2,019.41	\$2,496.41	\$477.00
PVC20	\$538.26	\$787.19	\$1,191.19	\$404.00
Polietileno	\$174.84	\$259.51	\$504.51	\$245.00

El coste de la energía para los diferentes escenarios es calculado por EPANET. Los resultados obtenidos son los presentados en la tabla 12.

Una vez que se ejecuta el modelo se obtiene los resultados de la longitud óptima para cada grupo de tubería con la que se maximizan los beneficios, los resultados son los mostrados en la tabla 13.

Tabla 13 Resultados de la longitud óptima para cada grupo de tubería

ID Línea	m.l	Coste total
AC (A1)	593.00	\$282,861.00
AC (A2)	1,250.00	\$671,250.00
FoFo (C1)	723.00	\$429,462.00
Fo Ga (C1)	1,198.00	\$658,900.00
Fo Ga (C2)	599.00	\$287,520.00
PVC30	750.00	\$368,250.00
PVC20	937.00	\$441,327.00
Polietileno	741.00	\$355,680.00

\$3,495,250.00

CONCLUSIONES

El aspecto económico es relevante, y es un factor determinante para la toma de decisiones para los gestores de las empresas de agua, aunado a los costes y beneficios a los que se encuentran vinculados. De tal manera que se considera de gran ventaja contar con la opción de obtener longitudes de tubería a rehabilitar en cada sector, para no enfocar y centrar su rehabilitación a sectores completos solamente. Los resultados obtenidos nos muestran que la mayor longitud a rehabilitar es la que pertenece al grupo de las tuberías de asbesto cemento de 50 años de edad, seguidas por las tuberías de fierro galvanizado de 40 años de edad. Que son las que maximizan los beneficios.

De tal manera, se concluye que el modelo desarrollado es una herramienta práctica y tangible para la toma de decisiones, proporcionando la longitud optima de tubería que debe ser rehabilitada. Objetivo primordial en toda empresa de agua. Considerando los distintos factores de influencia en el deterioro de las tuberías y que a su vez contribuyen a los fallos de las mismas, ocasionando a veces consecuencias considerables. Y afectando la fiabilidad en el sistema de distribución.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Cole, E. S. (1912). The cost of leaks: Does it pay to stop them? *Proc., 32nd Annual Convention of the American Water Works Association*, Louisville, Ky., American Water Works Association, Denver.
- Colombo, A. F., and Karney, B.W. (2001). The energetics of leaky pipes in distribution systems. *Proc., CCWI 2001 6th Int. Conf. on Computing and Control in the Water Industry*, Research Studies Press, Hertfordshire, U.K.
- Colombo, A. and Karney, B. (2002) Energy and Costs of Leaky Pipes: Toward Comprehensive Picture (ASCE). Vol. 128, n°. 6. pp. 441-450

- Kleiner, Y and Adams, R. (1998a) Long-term planning methodology for water distribution system rehabilitation. *Water Resources Research*, Vol. 34, No. 8. 1998a.
- Kleiner, Y. and Adams, R. (1998b) Selection and scheduling of rehabilitation alternatives for water distribution systems. *Water Resources Research*, Vol. 34 No. 8.
- Kleiner, Y. and Adams, R. (2001) Water Network Renewal Planning. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 15, No. 1.
- Lai, C. C. (1991). Unaccounted for water and the economics of leak detection. *Water Supply*, 9 (3,4), IR1-1–IR1-8.

OPTIMIZACIÓN DE FUNCIONAMIENTO DE LA RED HÍDRICA EN UNA CAPITAL DE AMÉRICA LATINA: EL CASO DE MANAGUA (NICARAGUA)

Israel Fernández¹, Mario Tavera¹

Resumen – Es opinión común considerar el nivel de funcionamiento de la red de abastecimiento de agua de una aglomeración urbana como un indicador del desarrollo de un país. En general se puede abordar el problema desde dos aspectos: el primero es satisfacer la demanda de agua de la población en presión y caudal, y el segundo se concreta en proporcionar el agua bajo estándares de calidad adecuados de modo que no afecten negativamente la salud de los usuarios.

En la ciudad de Managua, capital de Nicaragua, la Empresa Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL) presentó en el 2005 una licitación pública para la “Optimización del Sistema de Abastecimiento, Mejora de los Índices de Macro y Micromedición, Planificación Y Mejoramiento Medioambiental”, financiada por fondos españoles de ayuda al desarrollo (F.A.D.). La empresa española WASSER S.A., obtuvo la ejecución del proyecto que ha tenido una duración de dos años (marzo 2007 - enero 2009).

El proyecto y sus actividades fueron muy representativos de las herramientas que se pueden aplicar a una red de abastecimiento de agua potable para que se optimice su rendimiento hidráulico, haciendo especialmente hincapié en las particularidades a considerar en los países de America Latina en general y en Nicaragua en particular.

Abstract – It is widely believed that the operating level of the water supply network in an urban area is an indicator of a country's development. Generally, the problem can be approached from two aspects: firstly, to satisfy the population demand in water pressure and flow, and as secondly, to supply water according to appropriate quality standards so as not to adversely affect consumers' health.

In the city of Managua, the capital of Nicaragua, the National Water Supply and Sewerage Company (ENACAL) presented a public tender in 2005 for the "Optimization of the Supply System, Improvement of macro and micro measuring indexes, Environmental planning and improvement", financed by the Spanish Development Aid Fund (FAD). The Spanish company WASSER SA was awarded the project execution, which had a two year - duration (March 2007 - January 2009).

The project and its activities were very representative of the tools that can be applied to a drinking water supply network for optimizing its hydraulic performance, with particular emphasis on the specific conditions to be considered in Latin American countries, and in Nicaragua in particular.

Palabras clave: redes abastecimiento; fortalecimiento institucional; Latino America

Keywords: Supply networks; institutional strengthening; Latin America

¹ Grupo WASSER S.A.E. –Vía de las Dos Castillas, 33, Edificio Ática 3, 28224 Pozuelo de Alarcón, Madrid, España – Tel: (+34) 91 352 47 21 – Fax: (+34) 91 352 23 82 – E-mail: ifernandez@wasser.es

DESCRIPCIÓN DEL ENTORNO DE TRABAJO FÍSICO Y CLIMATOLÓGICO

Managua, capital de la República de Nicaragua, se ubica a orillas del lago Xolotlán, y tiene una población de aproximadamente 1.817.096 habitantes (2004) en su área metropolitana. Se extiende por más de 20 Km. a lo largo del citado lago hacia el sur, llegando a la Sierra de Managua, a 600 m de altitud. Managua discurre desde la sierra hasta el lago a través de una suave pendiente, desde los 300 hasta los 35 metros de altitud, siendo en general bastante plana.

Posee una extensión de 267 km² y está dividida en cinco distritos administrativos. Limita al norte con el lago Xolotlán, al sur, con San Marcos y San Rafael del Sur, al este con Tipitapa, Nindirí, Ticuantepe y La Concepción y al oeste con Villa Carlos Fonseca y Mateare.

El clima predominante en Managua es tropical, que se caracteriza por presentar una marcada estación seca de cuatro a cinco meses de duración, que se extiende principalmente entre diciembre y abril.

La temperatura fluctúa entre 27 y 32 °C, con oscilaciones medias anuales de 3 °C. Las variaciones diurnas son mayores que las anuales, lo cual es típico de las zonas tropicales. La humedad relativa media anual presenta valores comprendidos entre 64% y 75%.

La principal característica geológica de Managua, aparte de la presencia de volcanes activos, es estar ubicada sobre multitud de fallas sísmicas que han generado, a lo largo del tiempo, terremotos de distinta magnitud, siendo los más significativos los producidos en 1931 y 1972. Estos aspectos, junto a otros socio-culturales, confieren al proyecto unas características extraordinarias que pueden constituir un óptimo precedente para trabajos futuros.

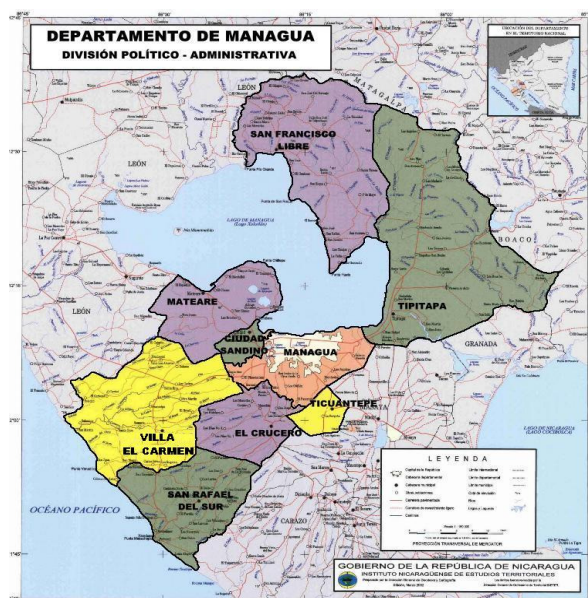


Figura N° 1. División político-administrativa del departamento de Managua

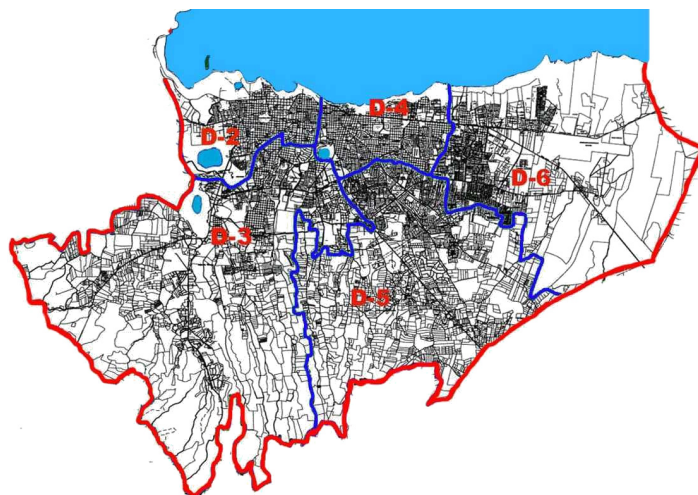


Figura N° 2: División político-administrativa del municipio de Managua

DESCRIPCIÓN DEL ENTORNO DE TRABAJO HIDROLÓGICO

La principal masa de agua está formada por el lago Xolotlán, o lago de Managua, que es el segundo lago de Nicaragua por su dimensión, con una superficie es de 1042 km². Pese a su extensión, no puede utilizarse como recurso hídrico para consumo humano, debido a su alto grado de contaminación.



Figura N° 3: Lago Xolotlán o Managua.

En Managua existen otras lagunas de menores dimensiones como Xiloá, Asososca y Tiscapa. En el entorno del lago y las lagunas, se encuentran acuíferos de elevado potencial hídrico, debido a que los suelos de tipo volcánico, predominantes en la vertiente del Pacífico, donde se encuentra la ciudad de Managua, son permeables y favorecen su formación. Muchos de estos acuíferos están al límite de su explotación, en cuanto a volumen extraído.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE MANAGUA.

El acueducto de la ciudad de Managua está gestionada por la Empresa Nacional de Acueductos y Alcantarillados, ENACAL, de titularidad estatal. La ciudad de Managua está compuesta, en cuanto al sistema de abastecimiento, por tres zonas, separadas hidráulicamente. Dichas zonas son:

- Zona Baja, con altitud comprendida entre 35 y 85 msnm
- Zona Alta, de 85 a 135 msnm
- Zona Alta Superior, con valores superiores a 135 msnm

Las zonas Baja y Alta constituyen el ámbito del proyecto. Previamente se realizó un análisis hidráulico de la red principal del acueducto, en la que se tuvo en cuenta la totalidad del acueducto.

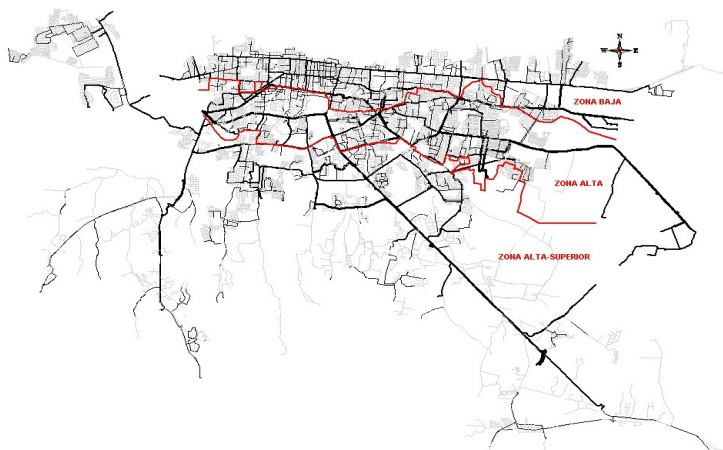


Figura N° 4 Zonas hidráulicas Managua.

A continuación se resume la metodología técnica llevada a cabo en el Proyecto **“Optimización del Sistema de Abastecimiento, mejora de los Índices de Macro y Micromedición, Planificación y Mejoramiento Medioambiental”** para el Sistema de Abastecimiento del municipio de Managua.

METODOLOGÍA TÉCNICA DEL PROYECTO

La zonas Baja y Alta constituyen el ámbito del proyecto (1340 Km. en total). Como ya se ha mencionado, en el caso del análisis hidráulico de la red principal del acueducto (red de líneas primarias), se han tenido en cuenta las tres zonas, independientemente que se encuentren en la zona de proyecto o no. El proyecto se ha fundamentado en tres grandes bloques técnicos principales: levantamiento del catastro de redes, campaña de detección de fugas y modelación matemática del acueducto que finaliza en la sectorización hidráulica de la red y redacción de un plan de mejoras. A continuación se describe cada actividad de manera detallada.

Catastro de redes

Se realizó una campaña de Inventario del Sistema consistente en una parte de trabajo realizada en campo y otra en oficina, mediante el catastro digitalizado de redes, a lo largo de 18 meses de trabajo.

Para la realización de los trabajos y empleando como apoyo los más modernos equipos de detección, se realizó un inventario georeferenciado 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 ha introducido en bases de datos informatizadas en la aplicación de GIS (Gestired Global Solution®), que ha pasado a convertirse en el GIS corporativo de ENACAL, a nivel nacional, tras la finalización del Proyecto.

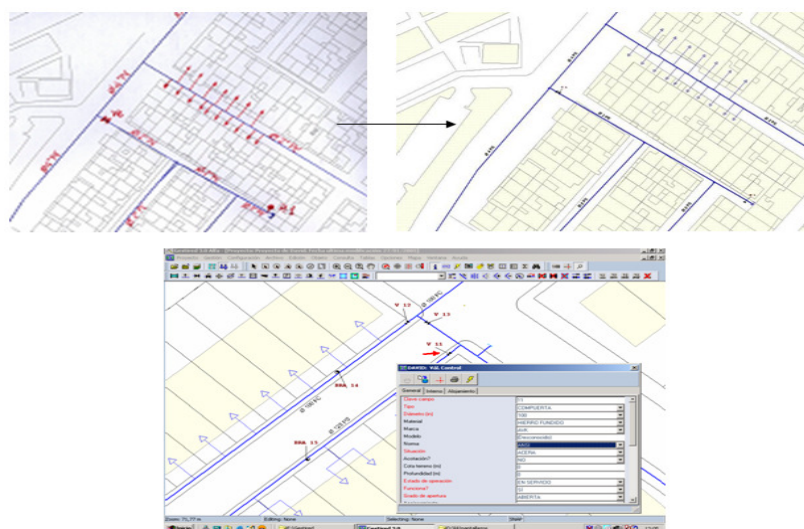


Figura Nº 5 Georeferenciación de planos a GIS

El total de elementos y tuberías catastrados en la zona de Proyecto se resume en la siguiente tabla.

DIAMETRO	LONGITUD (M)
HASTA 2"	496.432
HASTA 6"	641.364
HASTA 20"	144.633
HASTA 36"	45.451
TOTAL	1.327.881

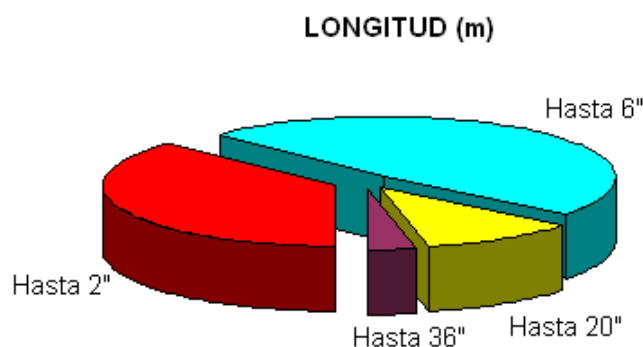


Tabla 1: Inventario de tuberías por diámetro

Los materiales empleados en las tuberías del sistema de distribución son principalmente de Asbesto Cemento y PVC. Estas conducciones tienen una antigüedad en promedio superior a 25 años.

Las fuentes de suministro son principalmente dos: la laguna de Asososca con una producción media de 54.975 m³/día, situada en la zona baja (pero dando servicio a las tres zonas), y un complejo sistema de 138 pozos distribuidos por todo el territorio, con una producción media de 380.000 m³/día. El sistema de almacenamiento está compuesto por 80 tanques ubicados a lo largo de la ciudad, aunque se localizan principalmente en la zona Alta Superior. La capacidad total de estos tanques es de casi 120.000 m³. Esto refleja una escasa capacidad de almacenamiento, lo que implica que el sistema no posee garantía de suministro, y cuando se produce una avería, el abastecimiento queda interrumpido hasta que se subsana.



Figura 7: Tanque de almacenamiento

Estamos en presencia, en general, de un sistema que no tiene una producción hídrica suficiente, con intermitencia en el suministro, lo cual da lugar a un racionamiento, más por zonas de presión, que por control operacional del mismo. Esto da lugar a diversos problemas no solo sociales, sino también técnicos en cuanto a aumento en la incidencia de número de fugas debido a las variaciones de presión que se producen, entre otros. En Managua al inicio del proyecto se presentaba un alto índice de Agua No Contabilizada (A.N.C.), estimado alrededor de un 50 %.

Detección y localización de fugas

Se han empleado medios de detección y localización tanto acústicos, como basados en medición de caudal: geófonos, correladores acústicos y un método específico desarrollado por WASSER S.A. basado en el análisis de los valores de caudal y presión en sectores aislados hidráulicamente de manera no permanente mediante un furgón de Análisis de Pérdidas de Agua oportunamente equipado, cuya imagen puede verse a continuación:



Figura 8: Vista lateral furgón Análisis de Pérdidas de Agua

Una vez han sido localizadas las fugas en campo, estas se digitalizan en la aplicación de GIS, para proceder a elaborar las órdenes de trabajo de reparación.

Las incidencias se clasifican en 4 grandes grupos:

- Fugas en red: tubos.
- Fugas en accesorios: hidrantes, válvulas etc.
- Fugas en acometidas domiciliar.
- Conexiones directas: falta de medidor de manera legal o fraudulenta.

Los resultados finales se resumen en la siguiente tabla:

TIPO DE INCIDENCIA	Nº	Q DE FUGAS (M3/H)
FUGAS EN TUBERÍAS DE LA RED	576	1.208,90
FUGAS EN ACCESORIOS DE RED	47	36,5
FUGAS EN ACOMETIDAS	2.322	875,8
CONEXIONES DIRECTAS	26.840	NA
TOTAL	29.785	2.121,20

Tabla 3: Clasificación de las incidencias detectadas.

DIÁMETRO (PULGADAS)	% INCIDENCIAS
1/2	77,76%
3/4	0,08%
1	0,28%
1 1/2	0,08%
2	7,00%
2 1/2	0,08%
3	0,81%
4	7,93%
6	3,32%
8	0,69%
10	0,00%
12	1,17%
16	0,24%
S/D	0,57%

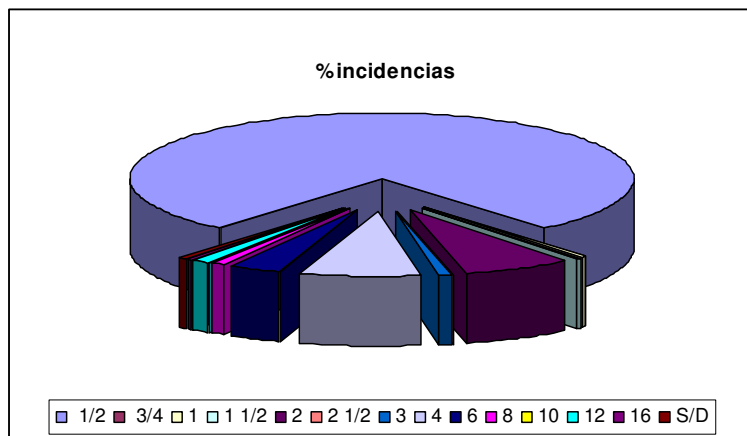


Tabla 4: Clasificación de las fugas detectadas según diámetro.

Modelación matemática y sectorización

Para el perfecto conocimiento del sistema de abastecimiento de la ciudad se realizó un modelo matemático de detalle de la zona de proyecto. Se realizó sobre la base de cartografía obtenida, traspasada al software de modelización EPANET.

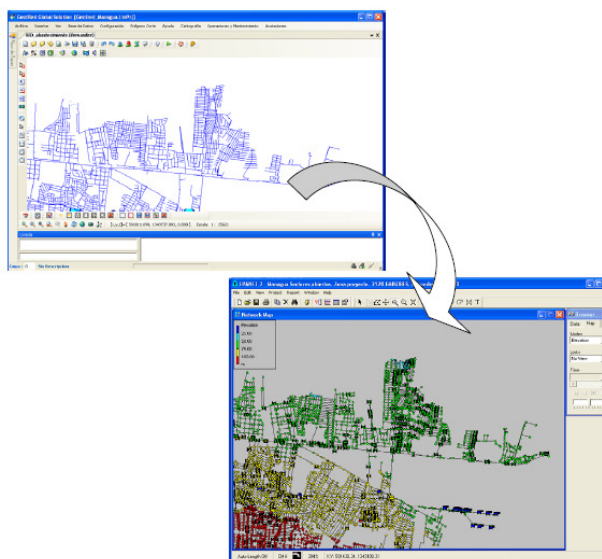


Figura 9: traspaso de datos del GIS al software EPANET.

Como resumen de los parámetros de montaje del modelo se enumeran a continuación:

- Los coeficientes de rugosidad empleados para la fórmula de pérdidas de carga de Hazen Williams se han tomado de numerosas fuentes técnicas y académicas, adaptándose en función de la edad de las conducciones. Se han realizado pruebas experimentales en diversos tipos de tubería para medir el valor de fricción.
- Para simular las fugas, se aproximan estas a “emisores” ($q = C \times p^\gamma$), con un exponente para la presión de 0,5 y el coeficiente de descarga ajustado en función de las presiones generales de la zona
- Para asignar los consumos en los nudos, se han obtenido del Departamento de Estadística de ENACAL los datos de facturación correspondientes al año 2006, 2007 y 2008. Georeferenciando las facturaciones según las informaciones existentes en ENACAL, se ha asignando el consumo facturado real correspondiente a cada nudo del modelo. Posteriormente, se ha añadido el consumo no facturado y no contabilizado, a través de la cuantificación de la producción de agua de ENACAL.

La modelación del acueducto finalizó en la sectorización de la zona de actuación del proyecto, permitiendo el diseño y la implementación de sectores hidráulicamente independientes.

La sectorización se ejecutó en el Proyecto, de acuerdo a los resultados obtenidos de la modelización matemática, dividiendo la red en una serie de 65 sectores y subsectores.

Los objetivos que persigue esta operación de sectorización es:

- 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.
- La sectorización permite independizar la red, y, por tanto, localizar fugas de un modo más rápido y eficaz, mediante la maniobra de las válvulas que determinan un sector concreto.
- 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.

En la siguiente figura pueden observarse los 65 Sectores en que se ha dividido la red de Managua en la zona del Proyecto:

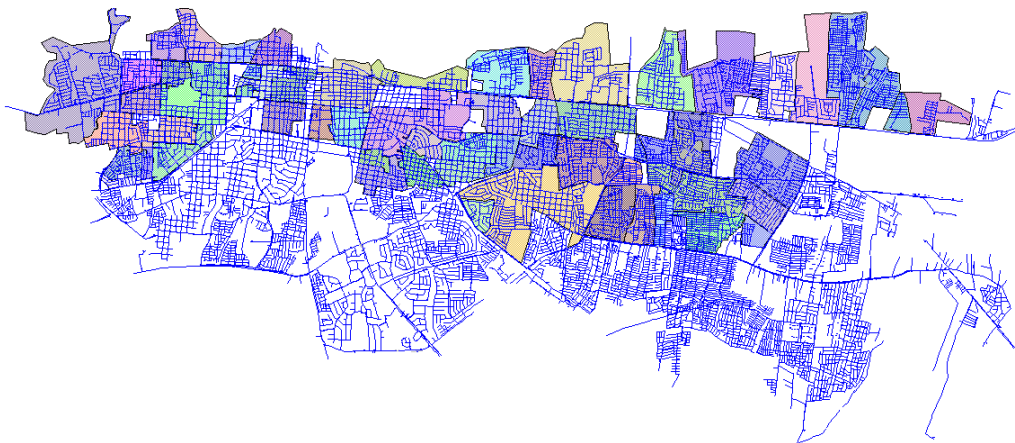


Figura 10: división en sectores hidráulicos de la zona de actuación del Proyecto.



Figura 11: Construcción de la cámara de entrada a un sector hidráulico.

Estudio Energético de Estaciones de Bombeo

En el marco de la realización del Proyecto de Optimización se llevó a cabo un estudio de eficiencia energética en las estaciones de bombeo incluidas en el ámbito del Proyecto.

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.

Como resumen de los informes realizados, se recogen las problemáticas más comunes encontradas:

- Baja eficiencia energética. La eficiencia media registrada en de 53,5 %.
- Motores y transformadores sobredimensionados.
- Elementos de protecciones eléctricas y paneles sobredimensionados o mal ajustados.
- Falta de mantenimiento de paneles y motores eléctricos.
- Cavitación de los equipos.

- Bajo factor de potencia.
- Falta de medidores de caudal y presión.
- Falta de equipos de cloración,
- Equipos con válvulas estranguladas.
- Bombas con más etapas de las requeridas.
- Ruidos y vibraciones.
- Pozos subexplotados.

El problema fundamental detectado durante el estudio, la baja eficiencia del conjunto bomba-motor en las estaciones, con un promedio del 53,6%, tiene incidencia económica directa sobre la explotación del acueducto, ya que se traduce en un encarecimiento de la facturación energética, en una ciudad en la que el 88 % del abastecimiento depende de pozos y, por tanto, de la energía consumida por estos.

En todas las estaciones se llevó a cabo la medición de los parámetros hidráulicos y eléctricos, al menos en tres puntos de operación.

Como resultado del Estudio, se crearon informes para cada estación y un análisis global. En estos informes, se incluyeron los resultados de las mediciones, las curvas experimentales halladas en cada pozo, los problemas encontrados durante el estudio y una serie de recomendaciones agrupadas bajo diferentes alternativas:

- Recomendaciones mínimas. Acciones de bajo costo y esfuerzo que permitirían mejorar la operación y la limpieza de las estaciones.
- Alternativa 0. Reacomodo de otros equipos propiedad de ENACAL, aplicable a motores y transformadores cuya potencia y características resultan más adecuadas a la estación estudiada, de cara a conseguir operar en las condiciones óptimas de carga y eficiencia.
- Alternativa 1. Sustitución de equipos de bombeo, aplicable a motores y bombas, por equipos nuevos con mayor eficiencia energética conjunta, respetando las condiciones de caudal y nivel dinámico encontradas en el momento de la medición. Conclusiones: La eficiencia global aumentaría un 23,1 % y la demanda eléctrica disminuiría más e un 30 %, manteniendo los mismos niveles de caudal y presión. El análisis económico de esta alternativa revela que el ahorro mensual en concepto de cargo por energía asciende a 103.036,5 US\$. Este monto podría destinarse a la inversión necesaria para la sustitución de los equipos, de forma que esta inversión podría recuperarse en 10,5 meses.
- Alternativa 2. Sustitución de equipos de bombeo, aplicable a motores y bombas, por equipos nuevos con mayor eficiencia energética conjunta, aumentando el caudal extraído de los pozos en aquellos en que sea posible. Conclusiones: La eficiencia global aumentaría un 22,6 % y la demanda eléctrica permanecería prácticamente igual, aumentando el caudal aportado a la red en 9.564 gpm.

Las recomendaciones realizadas en el estudio permitirían mejorar la situación actual. Cuando menos y gracias a las recomendaciones mínimas, facilitarían la operación del parque de bombeo, con condiciones de trabajo más limpias y adecuadas, equipos mejor protegidos y fáciles de aforar para controlar sus rendimientos.

Sin embargo, es posible ir más allá del simple mantenimiento, y emprender una campaña de renovación y adecuación de los equipos, de forma que las eficiencias de operación aumenten considerablemente, lo cual conlleva la disminución del gasto energético y, conjuntamente, un alto ahorro económico en la facturación eléctrica:

- La Eficiencia global puede aumentarse en más de un 20%.
- La potencia instalada puede disminuirse considerablemente.
- La demanda eléctrica puede disminuirse en más de 1 MW, con el consiguiente ahorro energético y económico en la facturación.

Si, por otro lado, desea aumentarse el caudal aportado a la red por los pozos, tras un cuidadoso estudio de las condiciones del acuífero y el diseño de los pozos, puede renovarse el parque de pozos con los equipos adecuados, de forma que:

- En caudal aportado a la red se incremente en 9.564 gpm.
- La demanda eléctrica y por tanto el consumo energético y económico se mantendrían prácticamente constantes en relación a la situación actual.

En cualquier caso y de cara a poder tomar decisiones seguras y fiables, queda patente la necesidad de realizar un seguimiento y mantenimiento de las estaciones de bombeo, de forma que el registro de datos de operación y los aforos periódicos permitan detectar la oportunidad de mejorar la calidad del abastecimiento de agua, optimizando el funcionamiento, la protección de los equipos y el empleo de los recursos energéticos.

Este Estudio y sus resultados dejan patente la necesidad de incluir en cualquier Plan Director a futuro, estudios energéticos de los pozos y bombeos existentes en las redes de abastecimiento de nuestras ciudades

Redacción de un Plan de Optimización de la Red de Abastecimiento

Para poder obtener una visión integral del recurso hídrico que permita proponer actuaciones coherentes con el medio, es necesario tener una perspectiva amplia de la situación actual del abastecimiento, incluyendo el diagnóstico social, el reconocimiento físico del territorio, la disponibilidad del recurso hídrico y el estado actual del sistema de abastecimiento.

Para mitigar los problemas del abastecimiento de la ciudad de Managua, se han realizado diferentes actuaciones encaminadas a mejorar la gestión de la red por parte de ENACAL. Asimismo, a partir de las labores realizadas y las medidas implementadas por el

Proyecto “Optimización del Sistema de Abastecimiento, Mejora de los Índices de Macro y Micromedición, Planificación y Mejoramiento Medioambiental”, el Plan de Optimización plantea acciones para mejorar el acceso de la población a un abastecimiento de calidad.

El Plan de Optimización pretende convertirse en una herramienta eficaz en la planificación futura tanto técnica como a nivel de gestión de la red de abastecimiento en el área de influencia del proyecto. A lo largo del Plan se realizan una serie de recomendaciones que optimicen el funcionamiento de la red. Este proceso abarca dos niveles de planificación: estratégica y táctica.

La **planificación estratégica**, con un enfoque a corto y medio plazo, Son aquellas acciones directamente vinculadas a las infraestructuras de la red de abastecimiento, que buscan atender las demandas actuales y futuras. Para su implantación, es necesaria la inversión y construcción de nuevas infraestructuras, así como realizar cambios importantes en el sistema de explotación.

La **planificación táctica** se orienta igualmente a medio plazo y al uso de los recursos existentes para dar una respuesta adecuada a las demandas actuales y futuras. Las medidas que se proponen son a nivel de gestión, mejorando la planificación del servicio y la gestión departamental.

Las fases descritas anteriormente se han complementado y apoyado con otras importantes actividades paralelas que han representado el marco ideal dentro del cual se ha llevado a cabo el Proyecto.

Fortalecimiento institucional: se han proporcionado a la empresa ENACAL, todas aquellas herramientas informáticas, técnica y de gestión, que permitirán a la misma empresa un control óptimo de la información en los años futuros. La gran mayoría de estas herramientas son corporativas y desarrolladas por la misma empresa WASSER S.A. (sistema Intranet, sistema GIS Gestired Global Solution®, etc.).

Suministro de materiales: se ha suministrado a ENACAL, una serie de materiales y accesorios necesarios para la mejora del servicio a todos los niveles, desde el campo informático (PC's, software, plotter etc.) hasta el campo hidráulico como micro y macromedidores, válvulas, juntas, equipos de medición etc.

Formación y capacitación del personal: se han proporcionado al personal técnico de ENACAL más 800 horas de formación que han permitido al personal encargado de asumir todos aquellos conocimientos técnicos que la empresa WASSER S.A. posee y que le derivan de 25 años de experiencia en el sector.

Comunicación social con todos los actores locales: debido a la particular situación socio-económico del país Nicaragua, desde el arranque del Proyecto se han implementado importantes canales de comunicación con los actores locales presentes, públicos y privados, para garantizar por un lado las mejores condiciones de seguridad e información posibles y por el otro sensibilizar las comunidades afectadas con una correcta y continua campaña de información.

Resultados obtenidos y conclusiones

El objetivo último de todo el proyecto ha sido una optimización técnica del funcionamiento de la red, y de una gestión comercial eficiente del sistema a través de una mejora de los índices de macro y micromedición.

Se ha realizado el levantamiento del catastro de más de 1300 Km. de la red en el área ámbito del proyecto, lo cual ha permitido obtener una base sólida de información, la cual se ha digitalizado en un GIS especializado en redes de agua (Gestired Global Solution), permitiendo de esta manera su consulta y actualización inmediata.

En base a este catastro actualizado se ha realizado una extensa campaña de localización, cuantificación y reparación de fugas que ha llevado a un ahorro superior al 5% del total de volumen de agua aportado a la red. Los datos de las fugas se han digitalizado de igual manera en el software Gestired Global Solution® (GGS®).

Se ha realizado un análisis de fortalezas y debilidades del sistema, tanto técnicas como operacionales basado en una modelización matemática de detalle de los más de 1300 Km. de red sobre el software EPANET, obteniendo un modelo de la red fiable gracias a la extensa campaña de medición de parámetros hidráulicos, que permitió la correcta calibración del modelo. Con ayuda de este modelo matemático se concluyen una serie de recomendaciones de mejora, entre otras:

- Macro sectorización de la red, en sectores con fuentes de abastecimiento independiente.
- Micro sectorización: Mejorando el escaso control operacional que existía sobre la red.
- Planes de renovación de tuberías de fibrocemento.
- Renovación de equipamiento en estaciones de bombeo, aumentando la eficacia más de un 20%, con el consiguiente ahorro económico y mejora medioambiental.
- Creación de un departamento de Agua No Contabilizada que implemente las mejoras propuestas, amplíe la localización y reducción de fugas y mantenga los niveles de las mismas en índices adecuados.

Todo esto ha permitido un fortalecimiento técnico-estructural de la empresa ENACAL, proporcionando a los técnicos encargados una potente herramienta de control y de análisis del sistema, que garantizará una gestión técnico-operacional óptima y moderna del sistema de abastecimiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ingeniería Hidráulica. Aplicada a los sistemas de distribución de agua - Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F., Andrés, M., García, M.

Página Web oficial de la Alcaldía de Managua, <http://www.managua.gob.ni/>

Los cortes de agua y el racionamiento racional en épocas de escasez, Enrique Cabrera Marcet - Universidad Politécnica de Valencia.

Manual Gestired Global Solution®, WASSER S.A., Edificio Atica 3, Pozuelo de Alarcón – Madrid (Spain)

SANEAMIENTO E INTEGRACIÓN URBANA DE UN TRAMO DEL RÍO LERMA, EN MICHOACÁN, MÉXICO.

Ezequiel García Rodríguez¹; J. Alberto Rodríguez Castro¹; Guillermo B. Pérez Morales¹; Salvador García Espinosa²; Ricardo Ruiz Chávez¹; Roberto García Acevedo¹; Sonia Tatiana Sánchez Quispe¹, Luís A. Ochoa Franco¹

Resumen – El Lerma es un río interior cuya cuenca se ubica en la zona centro-occidente de los Estados Unidos Mexicanos. Su cuenca es una de las más importantes del país, desde los puntos de vista social, económico y ambiental; es, también, una de las más densamente pobladas e industrializadas, lo que propicia que a la misma se vierta gran cantidad de contaminantes. En este trabajo se presenta el panorama general de una propuesta de solución a la problemática relacionada con la contaminación y falta de integración urbana de un tramo de río Lerma (meandro) situado a la altura de la ciudad de La Piedad, Michoacán, México. La propuesta consiste en una serie de obras que permitan proveer la captación y tratamiento de las descargas de aguas residuales que llegan al meandro, las obras hidráulicas para laminar las avenidas de los arroyos torrenciales que le aportan sus caudales y sedimentos, e instalaciones para el esparcimiento y vialidades que propicien su integración urbana. Se considera que con las obras mencionadas se logrará que los habitantes de la zona puedan disfrutar del río, sin que su área de influencia represente el riesgo para su salud que constituye hoy en día.

Abstract – The Lerma is an inland river whose basin is located in the central-west of Mexico. This basin is one of the most important in the country, from the views of social, economic and environmental, is also one of the most densely populated and industrialized, an all of it makes possible its pollution. This paper presents an overview of a proposed solution to the problems related to pollution and lack of urban integration of a stretch of river Lerma (a meander) placed at the city of La Piedad, Michoacan, Mexico. The proposal consists of a series of engineering works that allow the capture and treatment of wastewater discharges that reach the meander, hydraulic structures to laminate the floods of torrential streams, which give it its flow and sediments, and facilities for recreation and roads that promote urban integration. It is considered that the works mentioned will ensure that the locals can enjoy the river without the risk to their health.

Palabras clave – Saneamiento; río Lerma; meandro; Michoacán.

Keywords – Sanitation; Lerma River; meander, Michoacan.

¹ Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Edificio del Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, Ciudad Universitaria, Av. Fco. J. Múgica s/n., Colonia Felicitas del Río, 58030, Morelia, Michoacán, México. Ezequiel García Rodríguez, Profesor e Investigador (ezgarciarod@hotmail.com); J. Alberto Rodríguez Castro, Profesor e Investigador (jealroca@yahoo.com.mx); B. Pérez Morales, Técnico Académico (hidraunimichgbpm@yahoo.com.mx); Ricardo Ruiz Chávez Técnico Académico (ric_ruiz@hotmail.com); Roberto García Acevedo Técnico Académico (robertogarciaacevedo@gmail.com); Sonia Tatiana Sánchez Quispe, Profesor e Investigador (soniatsq@hotmail.com); Luís Armando Ochoa Franco, Profesor e Investigador (luis1a1@yahoo.com).

² Facultad de Arquitectura de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Ciudad Universitaria. Salvador García Espinosa, Profesor e Investigador (salgaes@gmail.com).

INTRODUCCIÓN Y PROBLEMÁTICA

El Lerma es un río interior cuya cuenca se ubica en la zona centro-occidente de los Estados Unidos Mexicanos (figura 1). Nace en la Laguna de Almoloya, en el Estado de México, y después de pasar por cinco estados de la República Mexicana, mediante su longitud de 708km, desemboca en el mayor lago de México, en el denominado Lago de Chapala. La cuenca Lerma-Chapala representa el 3% del área del territorio nacional, con sus 53,591km². Su zona más alta se ubica en el volcán Nevado de Toluca, con 4690 metros sobre el nivel del mar (msnm), y la más baja en el Lago de Chapala, a 1600msnm. Su ubicación geográfica se define por los paralelos 21° 32' y 19° 15' de latitud Norte y los meridianos 103° 31' y 99° 22' de longitud Oeste.

Basándose en las clasificación climática de Köpen, modificada por García (1981 - en INE 2003), se identifican, en la cuenca Lerma-Chapala, ocho tipos de climas, que van desde el clima frío de montaña típico, hasta el árido muy seco con lluvias en verano, pasando por el templado.

La precipitación pluvial varía, en la cuenca, entre 500 y 1600mm anuales.

La zona del territorio nacional por la que discurre el Lerma es una de las más importantes del país, desde los puntos de vista social, económico y ambiental; es, también, una de las más densamente pobladas, ya que en ella radican aproximadamente 15 millones de habitantes (i.e., aproximadamente el 15% de la población nacional) y, además, es una de las zonas más industrializadas, lo que propicia que la Lerma-Chapala sea una cuenca a la que se vierte gran cantidad de contaminantes, incluyendo los provenientes de aguas residuales urbanas, de aguas de retorno de extensas zonas de riego y de desechos industriales que incluyen metales pesados. Cabe mencionar que en la cuenca mencionada se encuentran zonas industriales como las de las ciudades de Toluca y Salamanca, y que en esta última existe una refinería de petróleo.

Dentro de la Cuenca Lerma-Chapala, en el tercio final, se encuentra la Ciudad de La Piedad de Cabadas, en el Estado de Michoacán, la cual está delimitada, al Oriente, por un tramo meandriforme del río Lerma (figuras 1 y 2). Este mismo meandro constituye el límite de los Estados de Michoacán y Guanajuato y, por lo tanto, cabe mencionar que en el lado oriente del cauce se encuentra Santa Ana Pacueco, Municipio de Pénjamo, Guanajuato, y que esta ciudad y La Piedad constituyen una de las zonas porcícolas más importantes del país, lo que conlleva que, además de las aportaciones de contaminantes antes mencionados, y que se van acumulando a lo largo de la cuenca, en la zona de estudio, en particular, se agreguen las descargas de las zahúrdas y mataderos de cerdos.

Debido a las aportaciones de los contaminantes, antes mencionadas, aunado a que el agua del meandro (i.e., cuando la hay) permanece estática gran parte del año debido a la forma en la que se gestionan los recursos hídricos, la zona del meandro del Lerma en La Piedad, Michoacán, es una zona contaminada por materia orgánica en general, con metales pesados, y sus aguas presentan altas concentraciones de coliformes fecales. Cabe mencionar que, adicionalmente, en la zona del meandro se presentan malos olores y proliferación de insectos, que disminuyen la calidad de vida de los habitantes de la zona, y que la extensa utilización de insecticidas ha sido relacionada con la presencia de leucemia en la población. Respecto a la gestión de los recursos hídricos, se considera importante mencionar que la zona de estudio es deficitaria (CONAGUA 2008, y CONAGUA 1995 – en Instituto de Ingeniería de la UNAM 2005), y el agua superficial disponible se utiliza en el riego agrícola.

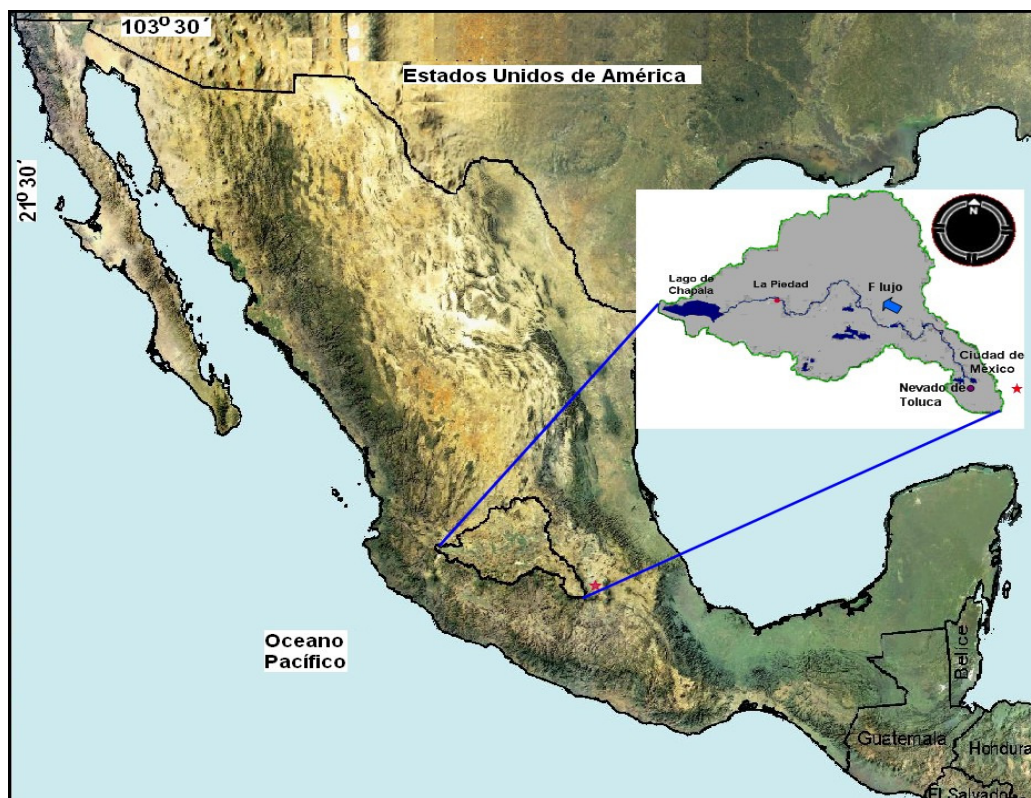


Figura 1. Ubicación de la cuenca Lerma-Chapala.



Figura 2. Meandro del río Lerma, en La Piedad, de Cabadas, Michoacán.

En la zona de estudio existen dos plantas de tratamiento de aguas residuales (figura 3), una en la Piedad y la otra en Santa Ana Pacueco, sin embargo no llega a las mismas el 100% de las aguas residuales generadas en la zona, debido a que el sistema alcantarillado es

insuficiente, siendo notorias las descargas de aguas crudas que día a día llegan al cauce del meandro (aprox. el 10% del total las aguas servidas), mezclándose con las aguas estancadas, y en ocasiones con esas mismas aguas que fluyen gracias a las aportaciones de agua provenientes del río Lerma que, generalmente por periodos cortos de tiempo, se permite ingresar al meandro. Cabe mencionar, adicionalmente, que la Planta de Tratamiento de Santa Ana actualmente se encuentra fuera de servicio.

En la figura 3 se puede observar, también, el sentido del flujo del agua en la zona de estudio, y en este punto cabe mencionar que, debido a problemas de inundación recurrente en la zona del meandro, se construyó un dren que permite evitar que el agua del Lerma entre al meandro. Tal obra hidráulica fue complementada con tres estructuras (compuertas), dos de ellas (i.e., las estructuras 1 y 2) permiten aislar meandro respecto del flujo del agua del Lerma, y la estructura 3 que permite acumular agua en el cauce del Lerma, aguas arriba del meandro, con la finalidad de gestionar el recurso para utilizarlo en el riego y/o para hacerlo pasar ocasionalmente por el meandro. En la misma figura 3 se observan los puntos de ingreso al meandro, de tres arroyos torrenciales, que propician problemas de inundación en esta zona y cuyo flujo ingresa altas cantidades de sedimentos al meandro, provenientes de las subcuencas de aportación correspondientes.



Figura 3. Meandro del río Lerma, con la ubicación de compuertas, plantas de tratamiento y arroyos.

Aunado a la problemática antes mencionada, los asentamientos humanos en los márgenes del meandro del río Lerma, que rebasan la zona federal, son una realidad, existiendo, inclusive, zonas de en las que se le ha ganado terreno al río rellenando las orillas de su cauce.

OBJETIVO

La finalidad del presente trabajo es la de presentar una visión global de la problemática relacionada con de la contaminación de un tramo del río Lerma (meandro) en la Piedad de Cabadas, Michoacán, México, así como una propuesta inicial de solución que se está desarrollando en el marco del Proyecto denominado “Saneamiento del Cauce Natural (Meandro) del río Lerma e Integración del mismo a la Dinámica Urbana de La Piedad Michoacán”, el cual se realiza con el apoyo del Programa de Fondo Mixto de Fomento a la Investigación Científica y Tecnológica CONACYT-Gobierno del Estado de Michoacán, de Ocampo, México.

METODOLOGÍA

1 Se delimitó la cuenca de aportación al meandro del río Lerma, que constituye la zona de estudio (Figura 4), a partir de la cual llegan al tramo de río en estudio (i.e. al meandro) los contaminantes provenientes de fuentes puntuales y difusas.

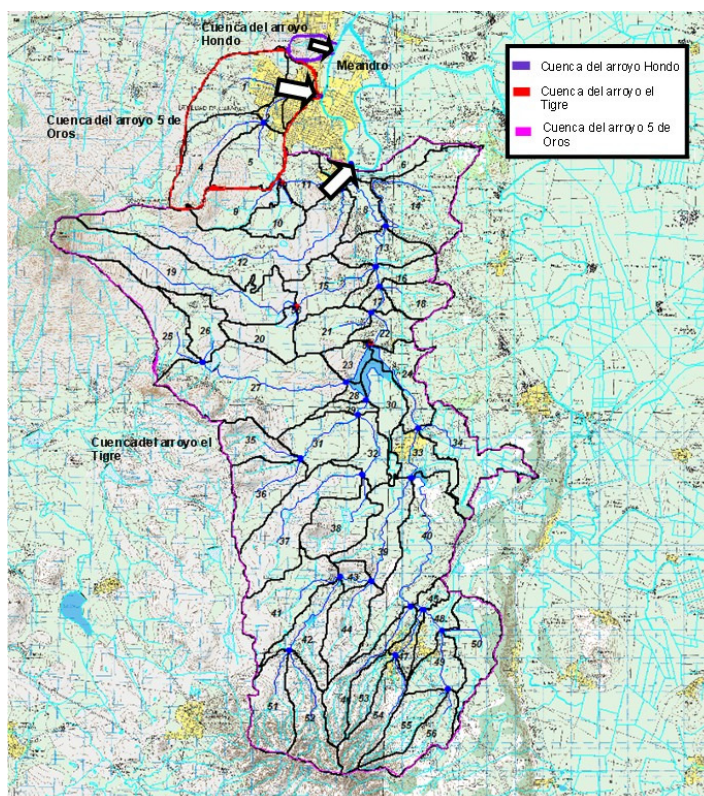


Figura 4. Cuenca vertiente al meandro, y subcuencas de los arroyos “Hondo”, “5 de Oros” y “El Tigre” (modificada de Ricardo Ruiz Chávez).

Fuentes puntuales de aportación de contaminantes. Para ubicar estas fuentes, así como los puntos en los cuales los contaminantes se integran a las aguas del meandro, se obtuvo un mapa de descargas de aguas residuales, con la finalidad de proceder a su caracterización y elaborar la correspondiente propuesta de gestión. En el mismo mapa se incluyeron las descargas de aguas pluviales, las cuales requieren, también, de un proceso de gestión que permita evitar los efectos de su torrencialidad, y particularmente los efectos derivados de la aportación de sedimentos.

Fuentes difusas de aportación de contaminantes. Para estimar la aportación por fuentes difusas, de contaminantes al meandro, se efectúa la modelización hidrológica mediante el

SWAT (acrónimo de Soil and Water Assessment Tool – Neitsch *et al* 2002) desarrollado por el Grassland, Soil and Water Research Laboratory y el Blackland Research Center, el cual se ejecuta bajo un Sistema de Información Geográfica (e.g., el ArcGIS®).

2 Delimitada la cuenca vertiente del meandro, se identificaron y se ubicaron geográficamente las fuentes puntuales de descargas contaminantes sin tratar, y el punto el cual se incorpora su flujo al meandro, con la finalidad de elaborar un mapa de descargas a ser utilizado como información básica para las propuestas de acciones para el saneamiento del meandro (figura 5).

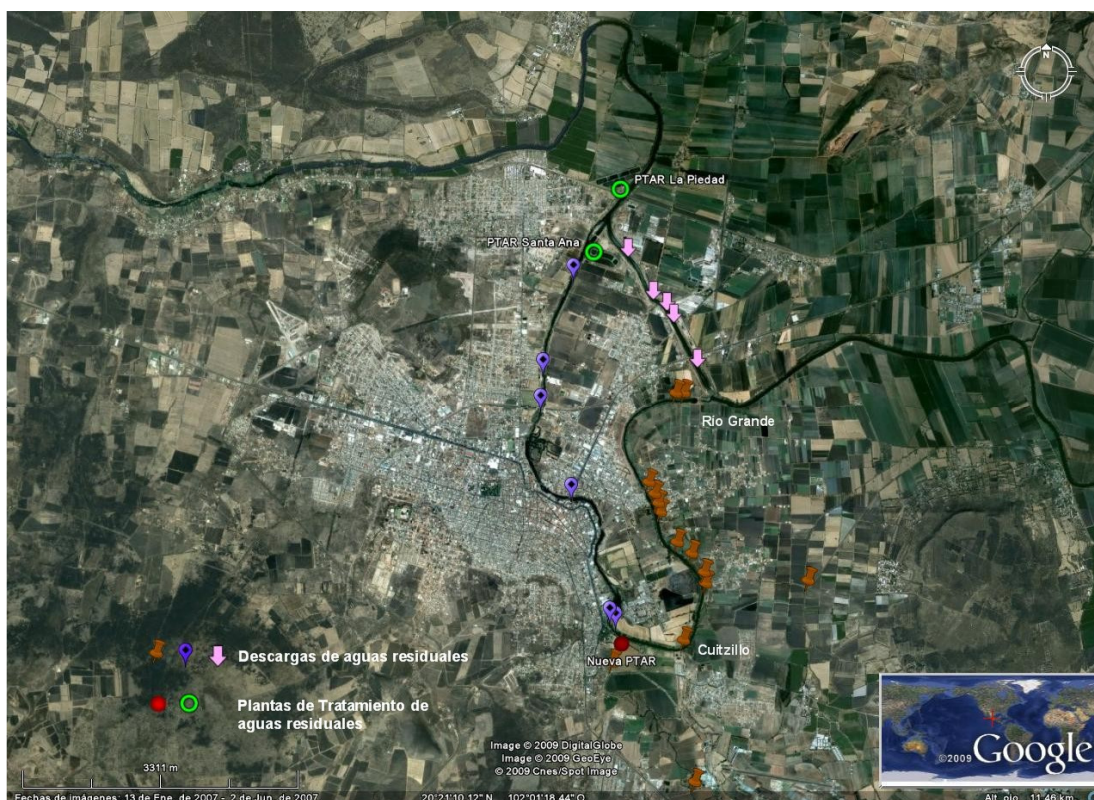


Figura 5. Meandro del río Lerma con la ubicación de las descargas de aguas residuales.

PROPUESTAS DE SOLUCIÓN

Descargas de aguas residuales

Plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARS). Las descargas de aguas residuales que se pueden observar en el lado poniente del meandro (figura 5), deberán ser incorporadas al colector actual de La Piedad, Michoacán (i.e., al colector poniente). Para captar las descargas que se pueden observar en el lado oriente del meandro (figura 5) se propone construir un colector cuyo desarrollo irá de río Grande a Cuitzillo, en La Piedad, Michoacán (figura 6); así como una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) (figura 6), a la que deberá llegar el colector antes mencionado, para efectuar el saneamiento de las aguas de esta zona. Para tratar las descargas de aguas residuales de la parte norte del meandro (figura 6), que se encuentran situadas a lo largo del dren, dentro del territorio de Santa Ana Pacueco, se recomienda construir el colector norte, que permita hacer llegar estas aguas servidas a la PTAR de Santa Ana. Cabe mencionar que, debido a que esta PTAR se encuentra fuera de funcionamiento, habrá que, desde luego, analizar su situación y ponerla en funcionamiento.



Figura 6. Meandro del río Lerma con la ubicación de las descargas de aguas residuales, y de las propuestas de colectores oriente y norte, así como la ubicación de la propuesta de una nueva planta de tratamiento.

Arroyos torrenciales

Presas laminadoras. Se propone la construcción de tres presas que laminen o regulen los caudales provenientes de los arroyos más caudalosos (i.e., 5 de Oros y El Tigre) (figura 7), para paliar los problemas de inundación y acumulación de sedimentos y elementos de mayor tamaño en el meandro; así como la construcción de un cárcamo de bombeo, a situar en el extremo de aguas abajo del meandro, para enviar al Lerma el agua que se acumula en el meandro en época de avenidas, con la finalidad de solucionar los problemas de inundación que se originan en esta época, ya que es frecuente que no se deba abrir la compuerta situada en el extremo de aguas abajo del meandro, debido a que en el punto de intersección meandro-dren la cota de la superficie del agua en el dren llega a ser mayor que la cota del agua en el meandro. No obstante que los sedimentos provenientes de las cuencas de los arroyos se podrán retener en las presas, la solución definitiva al problema se dará mediante un plan de manejo de cuencas.

Saneamiento e integración urbana del cauce del río Lerma que forma el meandro

Los datos de las afectaciones a la salud de la población de La Piedad, Michoacán, particularmente en la zona cercana al meandro, las encuestas realizadas por diferentes equipos de trabajo en esta misma zona respecto a la identificación de la población con el río, y el grado de contaminación del agua y sustrato del meandro, ameritan la realización de acciones para la corrección de esta problemática. Basándose en lo anteriormente mencionado, y aunado a la problemática relacionada con la prácticamente nula disponibilidad de agua del río Lerma con características y caudales adecuados para hacerla fluir por el meandro, en el corto y

mediano plazo, se propone la creación de un paseo ecológico fluvial, que consiste básicamente en la construcción de los siguiente:

a) Un cauce de estiaje (figura 8) que permitan encauzar las aguas de esta temporada, liberando parte del cauce original para la construcción de instalaciones para el esparcimiento. Se deberá analizar el tipo de material a utilizar en la construcción del canal y en los rellenos tipo terraplén, ya que debido a la presencia de contaminantes tóxicos en los sedimentos del meandro se requiere tratarlos y/o proceder a su confinamiento.

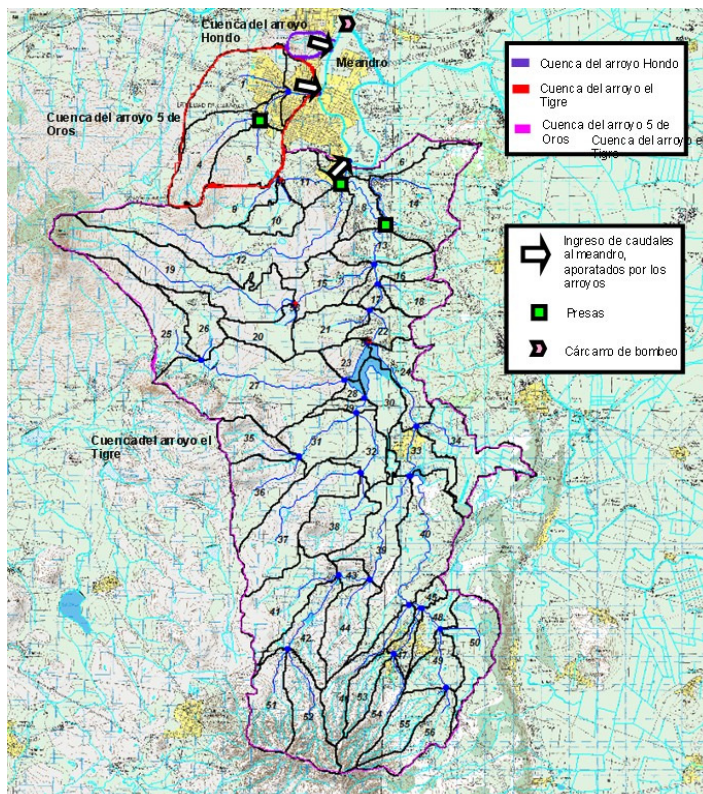


Figura 7. Ubicación de presas laminadoras o reguladoras, y de un cárcamo de bombeo, en la zona de estudio del Meandro del río Lerma.

b) Instalaciones para el esparcimiento (figura 8): se trata de una pista para la circulación de bicicletas, situada lo largo del meandro, así como andadores, áreas deportivas y asientos para descanso; con las correspondientes instalaciones para el acceso y evacuación de los paseantes. En la figura 9 se puede observar el estado actual del cauce del Lerma en el meandro, y en la figura 8 las modificaciones propuestas.

c) Andadores y vialidades (figura 10) en las orillas exteriores del cauce, que permitirán un mejor acceso y circulación en la zona y, por lo tanto, se propiciará el acercamiento y aprecio de la población por el cauce. Estas obras permitirán, también, evitar que los asentamientos humanos se sigan aproximando a la orilla del cauce y que se realicen operaciones de relleno del mismo para aumentar el área de los mismos asentamientos. En la figura 11 se puede observar el estado actual de las orillas exteriores del cauce del Lerma en el meandro, y en la figura 10 las modificaciones propuestas.



Figura 8. Cauce del río Lerma en el Meandro, con las modificaciones para crear un pase ecológico fluvial. Se puede observar el cauce de estiaje, instalaciones para el esparcimiento y pista para bicicletas (elaborado por Salvador García Espinosa).



Figura 9. Cauce de río Lerma en el Meandro, en su estado actual, sin las modificaciones mostradas en la figura 8.



Figura 10. Orilla externa del Meandro, con las modificaciones para crear andadores y vialidades (*Salvador García Espinosa*).



Figura 11. Orilla externa del Meandro, en su estado actual, sin las modificaciones mostradas en la figura 10.

CONCLUSIONES

La solución de la problemática relacionada con la contaminación, las inundaciones y falta de acceso adecuado para la integración urbana del meandro del río Lerma en la Piedad, Michoacán, México, requiere una serie de estudios y obras de ingeniería que permitan proveer la captación y tratamiento de las descargas de aguas residuales que llegan al meandro, las obras hidráulicas para laminar las avenidas de los arroyos torrenciales que le aportan sus caudales y sedimentos y para abatir el nivel del agua en el mismo, en época de avenidas, e instalaciones para el esparcimiento y vialidades. Se considera que con las obras mencionadas en el presente trabajo se logrará que los habitantes de la zona puedan disfrutar del río, sin que el contacto con el mismo represente el riesgo para su salud que constituye hoy en día.

AGRADECIMIENTOS

Lo incluido en el presente trabajo ha sido desarrollado dentro del Proyecto: “Saneamiento del Cauce Natural (Meandro) del río Lerma e Integración del mismo a la Dinámica Urbana de La Piedad Michoacán”, el cual se realiza con el apoyo Programa de Fondo Mixto de Fomento a la Investigación Científica y Tecnológica CONACYT-Gobierno del Estado de Michoacán, de Ocampo, México.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CONAGUA Comisión Nacional del Agua (2008): *Cuencas hidrológicas con su disponibilidad media anual de aguas superficiales publicada*. <http://www.conagua.gob.mx/Espaniol/TmpContenido.aspx?id=Documentos%20relacionados%20con:%20Instrumentos%20de%20Gesti%C3%B3n%20del%20AguaDocumentos%20relacionados%20con:%20Instrumentos%20de%20Gesti%C3%B3n%20del%20Agua01012641010>. México. Consultado en la Red el 25 de octubre de 2009.

Instituto de Ingeniería de la UNAM (2005): *Diagnostico Energético e Hidráulico del Estado de Michoacán*. Informe final de proyecto, Morelia, Michoacán. 211pp.

Instituto Nacional de Ecología-INE (2003): *Diagnóstico bio-físico y socio-económico de la cuenca Lerma-Chapala*. México. 285pp.

Neitsch S.L., Arnold J.G., Kiniry J.R., Srinivasan R., Williams J.R. (2002): *Soil and Water assesment tool, theorethical documentation version 2000*”, Grassland, Soil and Water Research Laboratory and Blackland Research Center. Texas, U.S.A. 506pp.

AGUA PARA CONSUMO HUMANO EN COMUNIDADES DE LA CUENCA DE LAGO DE PATZCUARO MEDIANTE SISTEMAS DE CAPTACIÓN Y TRATAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA.

Gómez, L. Luis ¹, García V. Nahún H. ¹, Barrios D. Natividad ² y Córdova R. Miguel A. ¹

Resumen – En el marco de la tercera etapa del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, se presenta la experiencia y los resultados de un proyecto de abastecimiento de agua para consumo humano mediante sistemas de captación y tratamiento de agua de lluvia. Esta iniciativa de indudable necesidad financiada por la Fundación Gonzalo Río Arronte se desarrollo en las comunidades de Napizaro y Arocutin en el estado de Michoacán, México, en ambas comunidades con una población promedio a 500 habitantes, la calidad y cantidad del agua para consumo humano es limitada, por lo que se busco asegurar una dotación de 4 lt/día/habitante. Durante la ejecución del proyecto, la población se sensibilizo y tomo conciencia de la importancia que tiene aprovechar el agua de lluvia, se incorporaron a los trabajos de autoconstrucción, manejo y mantenimiento de los componentes instalados en cada comunidad. Los resultados obtenidos indican que es posible reducir los impactos hídricos de la población y se puede asegurar la disponibilidad de agua para consumo humano en cantidad y calidad adecuada durante todo el año.

Abstract - Under phase III of the Environmental Recovery Program for the Lake Patzcuaro Basin, presents the experience and the results of a project to supply drinking water through collection and treatment systems for rainwater. This initiative funded by the Gonzalo Rio Arronte Foundation is developing communities Arocutin and Napizaro in the state of Michoacan, Mexico, in both communities with an average population of 500 inhabitants, the quality and quantity of water for human consumption is limited, so it is keen to secure a supply of 4 l / day / capita. During project implementation, and sensitize the population became aware of the importance of rainwater use, were incorporated into the work of self-construction, operation and maintenance of the components installed in each community. The results indicate that it is possible to reduce the impacts of population and water can ensure availability of drinking water in adequate quantity and quality throughout the year.

Palabras clave: Agua de lluvia, abastecimiento, consumo humano y disponibilidad

Keywords: Rainwater, water supply, human consumption and availability.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Tecnología hidráulica, Paseo Cuauhnáhuac No 8532 Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, México, CP 62560 Tel. (777) 3 293600 Ext 350, lgomez@tlaloc.imta.mx, nahung@tlaloc.imta.mx y macordova@tlaloc.imta.mx

² Universidad Autónoma de Zacatecas, Jardín Juárez número 147, colonia Centro Zacatecas, Zac C. P. 98000, Tel (492) 5 444369 jnatibd@yahoo.co, nati@uaz.edu.mx

INTRODUCCION

En el año 2005, el estado de Michoacán registró mas 6,950 comunidades distribuidas en 113 municipios, una población total de 3,966,073 habitantes, el 25% de ésta se ubica en el medio rural (INEGI, 2005). Bajo este escenario de marginación y alta pulverización de la población, muchas comunidades rurales del Estado Michoacán presentan problemas en materia de abastecimiento de agua. Las principales causas de esta problemática son la falta de infraestructura y tratamiento del agua, la falta de información y sistemas adecuados para satisfacer las necesidades hídricas de la población.

La Cuenca del Lago de Pátzcuaro ubicada en el estado de Michoacán, no es ajena a este escenario; durante el desarrollo de la primera y segunda etapa del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, se realizaron diversas acciones y proyectos definidos en un plan estratégico y orientados a la atención de la problemática ambiental, deterioro de la calidad del agua, deterioro de la salud y atención a la pobreza extrema, mejora de los organismo operadores, erosión y contaminación del suelo, entre otros.

A inicios del año 2008, en el marco de la tercera etapa del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, a fin de responder al abastecimiento de agua para consumo humano en las comunidades de Napízaro y Arócutin en el estado de Michoacán, se implementaron modelos comunitarios de captación, almacenamiento y tratamiento de agua de lluvia a fin de garantizar el auto abasto de agua en cantidad y calidad adecuada en el mediano y largo plazo.

La captación y tratamiento de agua de lluvia representa una alternativa viable para establecer esquemas de abastecimiento de agua para consumo humano, en el proceso, el agua que precipita se capta en áreas habilitadas de captación (concreto, geomembranas, geotextiles, etc), se recolecta y conduce por medio de canaletas y tubos a un almacenamiento, para posteriormente ser tratada por diversos procesos (filtración y desinfección).

OBJETIVO Y METODOLOGÍA DEL PROYECTO

Objetivo del proyecto.- Diseñar, implementar y dar seguimiento a modelos comunitarios de captación y tratamiento de agua de lluvia en dos comunidades del estado de Michoacán, México, como alternativas viables de abastecimiento de agua para consumo humano.

La metodología general del proyecto se enuncia a continuación:

- 1.- Estado del arte, balances (oferta y demanda) y diseños de modelos comunitarios
- 2.- Definición y selección de los modelos comunitarios de captación y tratamiento de agua de lluvia para consumo humano.
- 3.- Estudios y gestión para la implementación de los modelos comunitarios de captación, almacenamiento y tratamiento de agua de lluvia para consumo humano
- 4.- Implementación, asesoría y seguimiento de los modelos comunitarios de captación, almacenamiento y tratamiento de agua de lluvia para consumo humano.

ÁMBITO GEOGRÁFICO DEL PROYECTO

La zona del proyecto corresponde a comunidades ribereñas del lago de Pátzcuaro, en el estado de Michoacán, México.



Figura 1. Localización de las comunidades de Napizaro y Arócutin.

Tabla 1-. Caracterización de las comunidades del proyecto

Parámetro	Napizaro	Arócutin
Latitud	19°35'51''	19°33'24''
Longitud	101°41'35''	101°41'46''
Altitud msnm	2060	2100
Población ⁽¹⁾	493	542
Viviendas ⁽¹⁾	140	120

(1) Consejo Nacional de Población (Conapo, 2005)

DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA.

Utilizando los datos de precipitación para la subcuenca de Erongaricuaru (IMTA, 2005-PRACP), con una precipitación anual de 750.9 mm, por cada metro cuadrado de superficie se tiene un potencial de volumen de agua de lluvia captada de 0.75 m³.

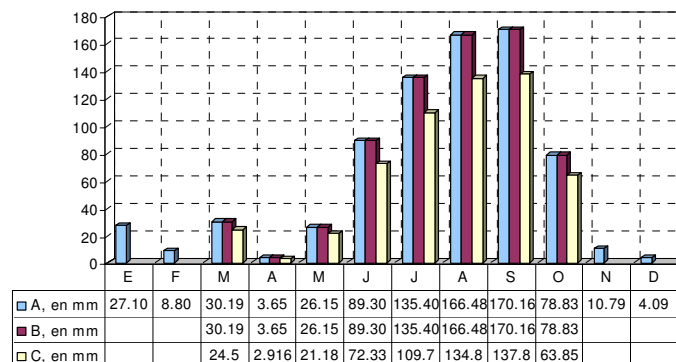


Figura 2. Datos de precipitación de la zona del proyecto

■A: Precipitación anual promedio, en mm, ■B: precipitación anual potencialmente aprovechable, en mm y □C: precipitación anual efectiva potencialmente aprovechable, en mm.

A partir de un procedimiento analítico que se considera un balance del agua que entra y sale del almacenamiento durante todo el año, se determinó el área de captación “Ac” y el volumen del almacenamiento “Va”. A continuación se presenta la aplicación para cada comunidad:

Comunidad Napizaro											
NB	493.0			Ingresar el número de integrantes de la familia							
C _e	0.9	n _o		Ingresar el coeficiente de escurrimiento de la superficie de captación							
Probabilidad	0.9	0.81		Ingresar el coeficiente de escurrimiento de la superficie de captación							
Ac	1,269.3	m ²		Ingresar valores de área de captación - proceso interactivo							
Vac											
Mes	No Días	pp prom (mm)	pp prom Neta (mm)	Dotación l/Indiv/día	Demanda mensual (m ³)	Oferta - Lluvia (m ³)	Demanda acumulada (m ³)	Oferta acumulada (m ³)	Volumen cisterna (m ³)	en	Volumen Deficit (m ³)
Enero	31		0.0	4	61.1	0.0	61.1	0.0	-61.1		-61.13
Febrero	28		0.0	4	55.2	0.0	55.2	0.0	-55.2		-55.22
Marzo	31	30.2	24.5	4	61.1	31.0	61.1	31.0	-30.1		-30.10
Abril	30	3.6	2.9	4	59.2	3.7	59.2	3.7	-55.5		-55.46
Mayo	31	26.2	21.2	4	61.1	26.9	61.1	26.9	-34.2		-34.25
Junio	30	89.3	72.3	4	59.2	91.8	59.2	91.8	32.7		0.00
Julio	31	135.4	109.7	4	61.1	139.2	120.3	231.0	110.7		0.00
Agosto	31	166.5	134.8	4	61.1	171.2	181.4	402.2	220.8		0.00
Septiembre	30	170.2	137.8	4	59.2	174.9	240.6	577.1	336.5		0.00
Octubre	31	78.8	63.9	4	61.1	81.0	301.7	658.2	356.5		0.00
Noviembre	30		0.0	4	59.2	0.0	360.9	658.2	297.3		0.00
Diciembre	31		0.0	4	61.1	0.0	422.0	658.2	236.2		0.00
		700.1	567.1		719.8	719.8					236.1
Capacidad de la Cisterna (Volumen de diseño)											
Volumen de agua en la cisterna al final del año											
Volumen de agua necesario (periodo de deficit)											
Volumen mínimo en la cisterna antes del periodo de lluvias											
Demanda anual											
Oferta anual											

Figura 3. Balance – Aplicación del procedimiento en la comunidad de Napizaro.

Comunidad Arocútin											
NB	542.0			Ingresar el número de integrantes de la familia							
C _e	0.9	n _o		Ingresar el coeficiente de escurrimiento de la superficie de captación							
Probabilidad	0.9	0.81		Ingresar el coeficiente de escurrimiento de la superficie de captación							
Ac	1,395.3	m ²		Ingresar valores de área de captación - proceso interactivo							
Vac											
Mes	No Días	pp prom (mm)	pp prom Neta (mm)	Dotación l/Indiv/día	Demanda mensual (m ³)	Oferta - Lluvia (m ³)	Demanda acumulada (m ³)	Oferta acumulada (m ³)	Volumen cisterna (m ³)	en	Volumen Deficit (m ³)
Enero	31		0.0	4	67.2	0.0	67.2	0.0	-67.2		-67.21
Febrero	28		0.0	4	60.7	0.0	60.7	0.0	-60.7		-60.70
Marzo	31	30.2	24.5	4	67.2	34.1	67.2	34.1	-33.1		-33.09
Abril	30	3.6	3.0	4	65.0	4.1	65.0	4.1	-60.9		-60.91
Mayo	31	26.2	21.2	4	67.2	29.6	67.2	29.6	-37.7		-37.65
Junio	30	89.3	72.3	4	65.0	100.9	65.0	100.9	35.9		0.00
Julio	31	135.4	109.7	4	67.2	153.0	132.2	254.0	121.7		0.00
Agosto	31	166.5	134.8	4	67.2	188.2	199.5	442.1	242.6		0.00
Septiembre	30	170.2	137.8	4	65.0	192.3	264.5	634.4	369.9		0.00
Octubre	31	78.8	63.9	4	67.2	89.1	331.7	723.5	391.8		0.00
Noviembre	30		0.0	4	65.0	0.0	396.7	723.5	326.8		0.00
Diciembre	31		0.0	4	67.2	0.0	464.0	723.5	259.6		0.00
		700.2	567.1		791.3	791.3					259.6
Capacidad de la Cisterna (Volumen de diseño)											
Volumen de agua en la cisterna al final del año											
Volumen de agua necesario (periodo de deficit)											
Volumen mínimo en la cisterna antes del periodo de lluvias											
Demanda anual											
Oferta anual											

Figura 4. Balance – Aplicación del procedimiento en la comunidad de Arócutin.

Tabla 2-. Resumen para las comunidades de Napizaro y Arócutin.

Parámetro	Napizaro	Arócutin
Población, en habitantes	493	542
(*) Volumen de almacenamiento, en m ³	409.9	450.6
(*) Área de captación, en m ²	1,269.3	1,395.3
Oferta anual, en m ³	719.8	791.3
Demanda anual en m ³	719.8	791.3

(*) Valor de diseño del área de captación y volumen de almacenamiento resultado del procedimiento mostrado en las figuras 3 y 4.

SELECCIÓN E IMPLEMENTACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA.

Se optó por cisternas cilíndricas tipo capuchina de 100,000 litros de capacidad, las cuales se pueden construir en 8 días, a un costo de aproximadamente 2,500 USD por concepto de materiales. La etapa de implementación se resume como sigue:

- 1.- Desarrollo y presentación de la metodología para la implementación de las cisternas
- 2.- Integración del comité de agua y brigadas de trabajo
- 3.- Talleres de capacitación
- 4.- Implementación de los sistemas de almacenamiento de agua de lluvia.



Ilustración 1. Cisterna de 100,000 litros, cilíndrica tipo capuchina, tiempo de construcción 8 días, 2,500 USD de materiales.

HABILITACIÓN DE LAS AREAS DE CAPTACIÓN Y ELEMENTOS DE RECOLECCIÓN Y CONDUCCIÓN

Los sistemas de captación de agua de lluvia deben asegurar superficies de tamaño suficiente que permitan obtener la cantidad de agua que demanda la población y contar con una pendiente para facilitar el escurrimiento del agua hacia el sistema de conducción y almacenamiento. Para las áreas de captación se aprovecho infraestructura como techos de casas, iglesias y canchas de Basketball. Las superficies necesarias para el proyecto fueron 1,269.3 m² y 1,395.3 m² para la comunidad de Napizaro y Arócutin respectivamente.



Ilustración 2. Sistema de captación, recolección, conducción y almacenamiento de agua de lluvia en la comunidad de Napizaro.

IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE TRAMIENTO DEL AGUA DE LLUVIA

El abastecimiento de agua para consumo humano según las fuentes y/o captación de agua, suele requerir de una serie de tratamientos que se definen según su calidad inicial. En México, la Norma Oficial Mexicana NOM-127—SSA1-1994, “SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO – LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN”, establecida por la Secretaria de Salud indica los parámetros permisibles del agua para consumo humano. Para el proyecto en cuestión a fin de garantizar agua de calidad se instaló una planta de tratamiento de tecnología avanzada denominada Equipo Vending mediante el cual se purifica el agua de lluvia almacenada a través de diferentes etapas de filtración y desinfección en la que se incluye ósmosis inversa, desinfección con UV, entre otros. Dentro del manejo del equipo Vending es muy importante checar las concentraciones de TDS, cloro, dureza y pH del agua fuente y producto, para ello se tiene contemplado un kit de medición que permite definir las actividades de retrolavados y calibración de la cantidad de agua que se rechazará y la que se obtendrá como producto. A continuación una figura de los procesos y etapas que se desarrollan en el Equipo Vending.

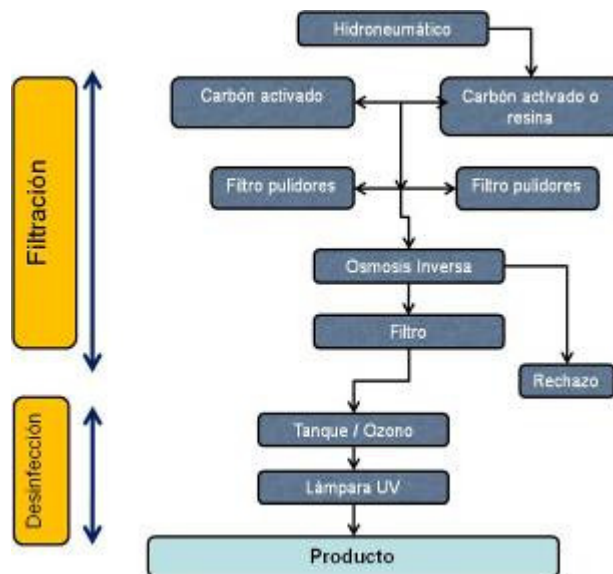


Figura 5. Esquema de los procesos desarrollados en el Equipo Vending



Ilustración 2. Equipo Vending (Tratamiento y despachador de agua)

El equipo Vending esta programado electrónicamente para regular el costo (monedas – pesos) y el volumen de agua (garrafón – 19 litros) y tiene capacidad de producción de 150 garrafones por día.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para el diseño de los modelos comunitarios de captación y almacenamiento de agua de lluvia se utilizó un procedimiento para determinar el área de captación y el volumen del almacenamiento, variables que se obtienen mediante el método denominado “calculo del volumen del almacenamiento” y que son función de la oferta producto de la lluvia y la demanda derivada del consumo de la población.

Como resultado del proyecto, mediante modelos comunitarios de captación y tratamiento de agua de lluvia en donde se ha considerado la condición social, cultural, económica y ambiental de las comunidades de Napizaro y Arócutin, Erongaricuaró, Michoacán, México, se cuenta con una alternativa de abastecimiento de agua para consumo humano (4 lt/día/hab), cuyo beneficio alcanza un población mayor a 1,000 habitantes de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro.



Ilustración 3. Captación y tratamiento de aguas de lluvia en Arócutin, Erongaricuaró, Michoacán, México.

Este tipo de proyectos tienen un amplio potencial de aplicación para responder a la problemática de abastecimiento de agua que viven millones de familias en el Mundo; de tal manera que mediante un proceso de capacitación y asesoría adecuada, una población determinada puede hacer la construcción de sistemas de almacenamiento en un periodo de tiempo corto y con ello satisfacer sus necesidades hídricas durante todo el año.

Tabla 3-. Resumen de las actividades realizadas

Actividad	Napizaro	Arócutin
Gestiones para la implementación del proyecto	Recorridos y reuniones	Recorridos y reuniones
Sistemas de almacenamiento	Cisternas tipo capuchina de 100.000 litros de capacidad c/u	Cisternas tipo capuchina de 100.000 litros de capacidad
Elementos de recolección y conducción	Participación de brigadas de la comunidad	Participación de brigadas de la comunidad
Instalación del sistema de tratamiento	Prueba y puesta en operación	Prueba y puesta en operación

CONCLUSIONES

Con el proyecto desarrollado en las comunidades de Napizaro y Arócutin, se garantiza la disponibilidad de agua para consumo humano en cantidad y calidad adecuada; ambas comunidades serán autosuficientes y sin lugar a duda constituyen ejemplos importantes en materia de abastecimiento de agua, con los sistemas instalados se pueden hacer demostraciones y capacitaciones a fin replicar la experiencia en comunidades de la misma Cuenca, Estado o País.

Se resalta que el método constructivo de las cisternas cilíndricas tipo capuchina, es muy sencillo, por lo que mínimamente se requiere tener nociones de albañilería para construirla, esta situación la hace muy atractiva para el cambio de cultura en la construcción de almacenamientos (Barrios, 2006).

En las dos comunidades se aprovecho la infraestructura y áreas potenciales para captar agua de lluvia.

Durante la apropiación de los sistemas de almacenamiento y tratamiento de agua de lluvia, mediante los comités de agua comunitarios, se han fijado cuotas de recuperación del orden de la cuarta parte del costo que tiene el agua comercial, para la población es una situación muy atractiva y con ello se tiene la posibilidad de contar con recursos para la operación y mantenimiento de los sistemas instalados.

Es muy importante el apoyo de las autoridades municipales y comunitarias para el adecuado mantenimiento y seguimiento del funcionamiento de los sistemas implementados en cada comunidad.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado como parte de las acciones de investigación, desarrollo, transferencia y apropiación de tecnología en materia de agua con el apoyo del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y financiamiento de la Fundación Gonzalo Río Arronte. En el proyecto se conto con la colaboración y participación de la Universidad Autónoma de Zacatecas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anaya G., Manuel, et al. (2007). “*Sistema de Captación y Aprovechamiento del Agua de Lluvia para Uso Doméstico y Consumo humano en América Latina y El Caribe*”, Manual ISBN 978-968-839-558-5, CP-PNUMA, México.
- Barrios D., Natividad; et al, (2005). “*Propuesta técnica para la construcción de cisternas en zonas rurales*”, II Encuentro nacional de ecotecnias; Morelia, Mich.
- García V., Nahun H., et al, (2006). “*Tecnologías apropiadas en materia de agua para comunidades rurales - cuenca del lago de Pátzcuaro*”, IV Foro Mundial del Agua, Agua y Saneamiento para todos, México.
- Gómez L., Luis; et al, (2005). “*Propuesta técnica para dimensionar una cisterna en proyectos de captación de agua de lluvia*”, II Encuentro nacional de ecotecnias; Morelia, Mich.
- Gómez L., Luis; et al, (2005). “*Paquete tecnológico en materia de agua para comunidades rurales- aplicación en la Cuenca del lago de Pátzcuaro*”, XIII Congreso Nacional de Irrigación, Acapulco, Gro.
- Gómez L., Luis; et al, (2006). “*Sistemas unifamiliares de captación de agua de lluvia en el medio rural SUCALL*”, XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Guyana, Venezuela.
- Gómez L., Luis (2008). “*Potencial de aprovechamiento y herramientas para el diseño de sistemas de captación de agua de lluvia*”, XX Congreso Nacional de Hidráulica, Toluca, Estado de México, México.
- Gómez L., Luis (2009). “*Herramientas de diseño y potencial de aprovechamiento de agua de Lluvia en el Estado de Morelos*”, XV Congreso Nacional de Irrigación, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- Mundo M., Martín. et al, (1997). “*Tecnologías alternativas en hidráulica*”, guía técnica, IMTA, Jiutepec, Mor.

EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN DE ALCANTARILLADOS A PARTIR DE CRITERIOS DE AMBIENTALMENTE SOSTENIBLES

Julio Carlos De Oro Vergara¹; Mario Enrique Moreno Castiblanco²; Juan Guillermo Saldarriaga Valderrama³

Resumen – El presente artículo describe como la aplicación de los conceptos de desarrollo sostenible en la comparación de alternativas de rehabilitación de alcantarillados genera cambios en los procesos de evaluación de este tipo de proyectos de infraestructura. De acuerdo con lo anterior se plantea una metodología de comparación y se demuestra la influencia que tiene la inclusión de nuevos criterios en la selección de la mejor solución de proyecto.

Abstract – This paper shows the weight of the application of the concept of sustainable development in the assessment of several alternatives of sewer rehabilitation. A methodology of comparing is presented and it is stated that the inclusion of new criteria affects the final selection.

Palabras clave: Sistemas de Alcantarillado, Evaluación de Proyectos, Desarrollo Sostenible.

Keywords: Sewer Systems, Project Assessment, Sustainable Development.

INTRODUCCIÓN

El proceso de evaluación de proyectos de infraestructura ha cambiado en las últimas décadas debido a las responsabilidades que implica la perspectiva global del concepto de desarrollo sostenible. Por lo general, en las evaluaciones de proyectos de rehabilitación de alcantarillados, como en otros tipos de infraestructura, los principales criterios de comparación de alternativas que se aplicaban estaban relacionados con costos de construcción, tiempos de ejecución y calidad de los resultados obtenidos.

Posteriormente al tener en cuenta el incremento de la densificación de las ciudades, los efectos de la contaminación, el consumo de energía, el cambio climático, entre otros, y paralelamente el deterioro continuo de las redes de alcantarillado junto a la demandas del

¹ Universidad de Los Andes (Uniandes) – Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental – Carrera 1 Este No. 19A-40, Edificio Mario Laserna, Piso 6. Bogotá, Colombia. Tel: (57-1) 3324312/14/15; Fax: (57-1) 3324313 – E-mail: jc.de129@egresados.uniandes.edu.co.

² Universidad de Los Andes (Uniandes) – Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental – Carrera 1 Este No. 19A-40, Edificio Mario Laserna, Piso 6. Bogotá, Colombia. Tel: (57-1) 3324312/14/15; Fax: (57-1) 3324313 – E-mail: mario-mo@uniandes.edu.co.

³ Universidad de Los Andes (Uniandes) – Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental – Carrera 1 Este No. 19A-40, Edificio Mario Laserna, Piso 6. Bogotá, Colombia. Tel: (57-1) 3324312/14/15; Fax: (57-1) 3324313 – E-mail: jsaldarr@uniandes.edu.co.

sistema con respecto a capacidad hidráulica se han involucrado otros criterios relacionados con la eficiencia social, la eficiencia ambiental y con el uso racional de los recursos naturales y económicos. Los retos del desarrollo de infraestructura involucran desde presupuestos ajustados y dificultad en la construcción hasta afectación de la vida urbana (Koo & Ariaratnam, 2008).

Teniendo en cuenta lo anterior, el cambio más representativo con respecto a rehabilitación de alcantarillados se encuentra en el lado de las tecnologías constructivas. Desde hace algo más de tres décadas el reemplazo de tuberías a través de excavación con zanja ha compartido espacio con la aplicación y desarrollo de tecnologías de construcción, renovación, reemplazo y sellado de fugas con mínima excavación y afectación de superficie. A este grupo de técnicas se les ha denominado Tecnologías sin zanja o *Trenchless Technologies* (NASTT, 2006). La variedad de tecnologías existentes en rehabilitación de alcantarillados enmarca desde reparaciones puntuales de fugas en tuberías y uniones hasta elaborados procesos de curado en sitio (CIPP), rotura estática y dinámica de la tubería (Pipe Bursting) e Inserción de Revestimiento en Espiral (Spiral Wound Lining) (De Oro & Saldarriaga, 2008).

COSTOS E IMPACTOS EN PROYECTOS DE REHABILITACIÓN DE ALCANTARILLADOS

La evaluación de proyectos de infraestructura busca establecer la relación entre los costos de inversión y operación de las alternativas factibles como solución de un problema frente a los beneficios que cada una genera, con el fin de decidir sobre la mejor opción. Para poder llegar a comparar los costos y los beneficios de cada una de las alternativas de un proyecto, es necesario previamente identificar dichos costos, medirlos y valorarlos (Contreras, 2004).

Si se supone que todas las alternativas en un proyecto de rehabilitación de alcantarillados, dentro de un contexto de viabilidad técnica, logran los mismos beneficios; entonces la mejor opción será aquella que genere los menores costos totales en la evaluación del mismo.

Los impactos generados por los proyectos de rehabilitación de alcantarillados son variados; entre estos se encuentran la afectación del tráfico, la generación de ruido, la generación de polvo, la interrupción de servicios públicos, las pérdidas a los negocios (comercio), etc. Tales impactos están directamente relacionados con costos intangibles que no están incluidos en la ejecución del proyecto. Esos costos son externalidades en el proyecto ya que no están directamente involucrados en el análisis de económico de las actividades de un proyecto de rehabilitación.

El concepto específico para denominar a todos aquellos costos, directos o indirectos, que no forman parte de un presupuesto contractual de un proyecto de construcción es el de costos sociales. Estos costos pueden ser asumidos por otras organizaciones, por impuestos públicos o por las economías de la sociedad en general (Rahman, Vanier & Newton, 2005).

La cuantificación de los costos sociales está directamente relacionada con la evaluación de los impactos ambientales generados por el proyecto durante un proceso planeación de proyectos de rehabilitación de alcantarillados.

EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN DE ALCANTARILLADOS

Los criterios de comparación de alternativas de rehabilitación de alcantarillados dependen del caso específico en que se aplique dicha comparación, donde cada criterio tendrá una importancia sobre los demás dependiendo de los objetivos planteados y los costos asociados a las alternativas de solución del problema. En el caso colombiano, el costo directo de la construcción es el criterio más importante involucrado en la comparación, seguido en su orden por el estado de la vía a intervenir, la duración de los trabajos, la vida útil del material de las tuberías a implementar, los costos de inversión anual, la afectación del tráfico, la interrupción de servicios públicos, la generación de polvo, las pérdidas al comercio y la generación de ruido (De Oro, 2008).

Los costos directos de construcción pueden ser incluidos en la comparación a partir de la generación de curvas en las que se relacionan los costos de construcción con parámetros de instalación. Por ejemplo es posible relacionar costo por metro lineal de cada tecnología de rehabilitación en función del diámetro y la profundidad de instalación:

$$\frac{\$}{m} = a * D^b * h^c \quad (1)$$

donde,

\$ / m = Costo por metro lineal (US\$/m);

D = Diámetro a instalar en milímetros;

h = Profundidad de instalación en metros;

a , b , c = Parámetros de correlación.

El estado de las vías se puede asociar al Índice de Condición del Pavimento (ICP) el cual se utiliza para clasificar la malla vial de ciudades como Bogotá, Colombia. Este parámetro está relacionado con la condición superficial de la estructura del pavimento, su regularidad superficial y el nivel de fallas superficiales que este presenta.

La duración de los trabajos se determina en días o meses de acuerdo con el rendimiento promedio que existe para cada tecnología. Este rendimiento se determina a partir de experiencias en cada condición de aplicación.

La vida útil de las tuberías depende entre muchos otros aspectos de la resistencia de su material frente a las condiciones de instalación. En ese sentido la duración de un material puede ser muy variable y sería necesario llevar un análisis estadístico del ciclo de vida de las tuberías dentro del medio de aplicación en función material empleado.

La afectación del tráfico está representada en dos tipos de costos: costos por demoras a los vehículos y a sus ocupantes y costos por la generación de una distancia de recorrido extra, que depende de los gastos de operación de los vehículos (combustible, llantas, repuestos, etc.). La magnitud de la afectación del tráfico depende de la influencia que tienen los cierres totales o parciales de las vías de acuerdo con el plan de manejo del tránsito que se utilice. En la cuantificación de un valor monetario asociado a las demoras de los usuarios de vehículos, el elemento más importante a determinar es el valor social del tiempo que está relacionado con el sueldo promedio de un empleado adulto y el porcentaje de personas que viajan por motivos de trabajo (Contreras, 2004).

La afectación de otros servicios públicos es un efecto aleatorio en el que se incurre cuando es necesario realizar excavaciones fuera del alineamiento tanto vertical como horizontal del trazado original de la red de alcantarillado. La generación de polvo puede ser tomada en cuenta con distintos métodos de valoración económica. Una manera de hacerlo es determinar el valor del tiempo de limpieza extra que se requiere en el sector debido a la cantidad de polvo generada.

La afectación por ruido está directamente relacionada con la pérdida del valor comercial de los predios residenciales afectados por la intensidad sonora de la ejecución del proyecto. El valor de este costo se ha relacionado con el Índice de Depreciación por Ruido o Noise Depreciation Index (NDI) desarrollado por Feitelson en 1996 (Jung & Sinha, 2007). Feitelson utilizó la metodología del precio hedónico para estimar cuánto estarían dispuestos a pagar los propietarios y arrendatarios de viviendas alrededor de los aeropuertos por eliminar el impacto que el ruido genera.

Este porcentaje se estimó entre un 2.4% y un 4.1 % al año, el cual corresponde al incremento que estarían dispuestos a pagar por las viviendas si el ruido se eliminara. Este costo corresponde a una depreciación anual de las viviendas con una fuente generando ruido 24 horas durante 12 meses al año. Debe siempre ajustarse este porcentaje para la duración del proyecto de construcción.

La afectación al comercio es tomada en cuenta a partir del valor en la reducción de las ventas o transacciones comerciales del sector afectado mientras que se ejecuta el proyecto de rehabilitación de la red de alcantarillado. Antes de ejecutar el proyecto no es posible determinar con exactitud la magnitud de la afectación económica. Lo recomendable es evaluar dicha afectación en cada proyecto y utilizar la información para planear proyectos posteriores en condiciones similares.

Para determinar el costo de inversión anual se puede utilizar el concepto de análisis del ciclo de vida. El análisis del ciclo de vida (LCA) involucra determinar el valor presente del costo del proyecto representado en toda su vida útil durante un período de análisis, este costo está definido por:

$$LCA = C - S + M + R \quad (2)$$

donde;

LCA = Análisis del ciclo de vida (US\$);

C = Costo inicial, incluye costos directos de construcción y costos sociales (US\$);

S = Costo de salvamento (se aplica sólo si la vida del material supera el período de análisis) (US\$);

M = Costo de operación y mantenimiento del proyecto durante el período de análisis (US\$);

R = Costos de rehabilitación (incluye renovaciones y reemplazos durante el período de análisis) (US\$).

Se recomienda que el análisis del ciclo de vida tenga en cuenta lo establecido en la norma ASTM C1131-95R07 "Standard Practice for Least Cost (Life Cycle) Analysis of Concrete Culvert, Storm Sewer, and Sanitary Sewer Systems" y la norma ASTM F1675-03 "Life-Cycle Cost Analysis of Plastic Pipe Used for Culverts, Storm Sewers, and Other Buried Conduits".

PROCESO DE SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN DE ALCANTARILLADOS

Una vez se hayan establecido todos los factores relacionados con los criterios escogidos para la comparación de alternativas del proyecto de rehabilitación, éstos se convierten en la base de un proceso de selección a través de cual se establecerá la mejor opción para el caso en específico.

En la presente metodología cada criterio está relacionado con la cuantificación de un costo (ya sea directamente relacionado con la ejecución del proyecto o un costo social) o con la determinación de algún índice que entregue la magnitud de un impacto ambiental causado. De acuerdo con lo anterior si se suman todos los costos cuantificados para el proyecto se tendría una parte de la evaluación y si además se determinan todos los impactos ambientales se completaría el proceso. Sin embargo, no es posible completar la evaluación con solo costos o con sólo índices para llegar a un resultado final por lo tanto se hace necesario utilizar algún método de comparación multicriterio.

En este tipo de comparaciones, uno de los métodos más utilizados es el llamado proceso de jerarquización analítica o Analytic Hierarchy Process (AHP), el cual es una aproximación básica a la toma de decisiones. Esta metodología está diseñada para manejar razón y la intuición al elegir la mejor opción de un grupo de alternativas planteando variados criterios. En este proceso se hacen comparaciones que luego son usadas para desarrollar prioridades generales (escalas de preferencia en proporción de una unidad completa) en la selección de la decisión final (Saaty, 1994). En la *Figura 1* se muestra el esquema de tres niveles de AHP que se ha adaptado para comparar alternativas de rehabilitación de redes de alcantarillado.

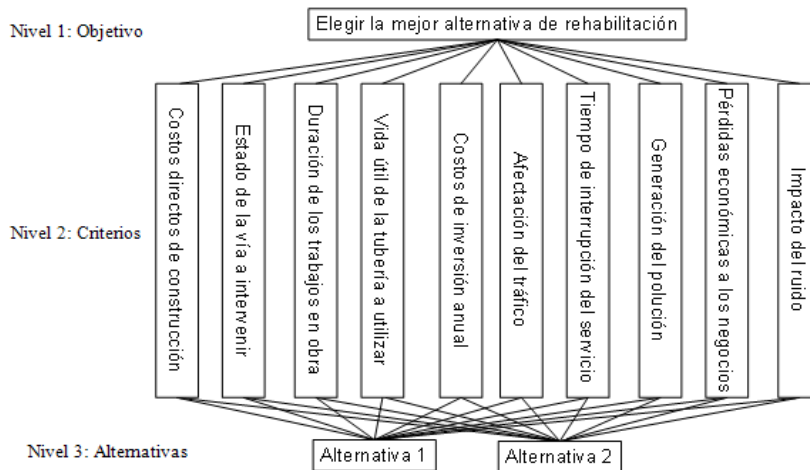


Figura 1. Estructura multicriterio desarrollada para las comparaciones de alternativas de rehabilitación de redes de alcantarillado.

La estructura multicriterio mostrada en la *Figura 1* establece en un primer nivel el objetivo del proceso, en el segundo nivel los criterios de comparación y en el tercer nivel el número de alternativas, las cuales pueden ser dos o más. En un proceso de AHP se establece un sistema de jerarquización para todos los elementos que están involucrados, en un primer paso se plantea un escalafón de importancia entre los criterios planteados y en un segundo paso se compara cada alternativa con respecto a cada criterio hasta determinar proporcionalmente a un vector de prioridades el resultado final.

En resumen, todo lo planteado anteriormente se resume en la *Figura 2* donde se describe la metodología propuesta para realizar comparaciones de alternativas de rehabilitación de alcantarillados. En ella se involucran tanto costos directos de la ejecución como los costos sociales generados por el proyecto. Finalmente se selecciona la mejor alternativa como resultado de un análisis multicriterio.

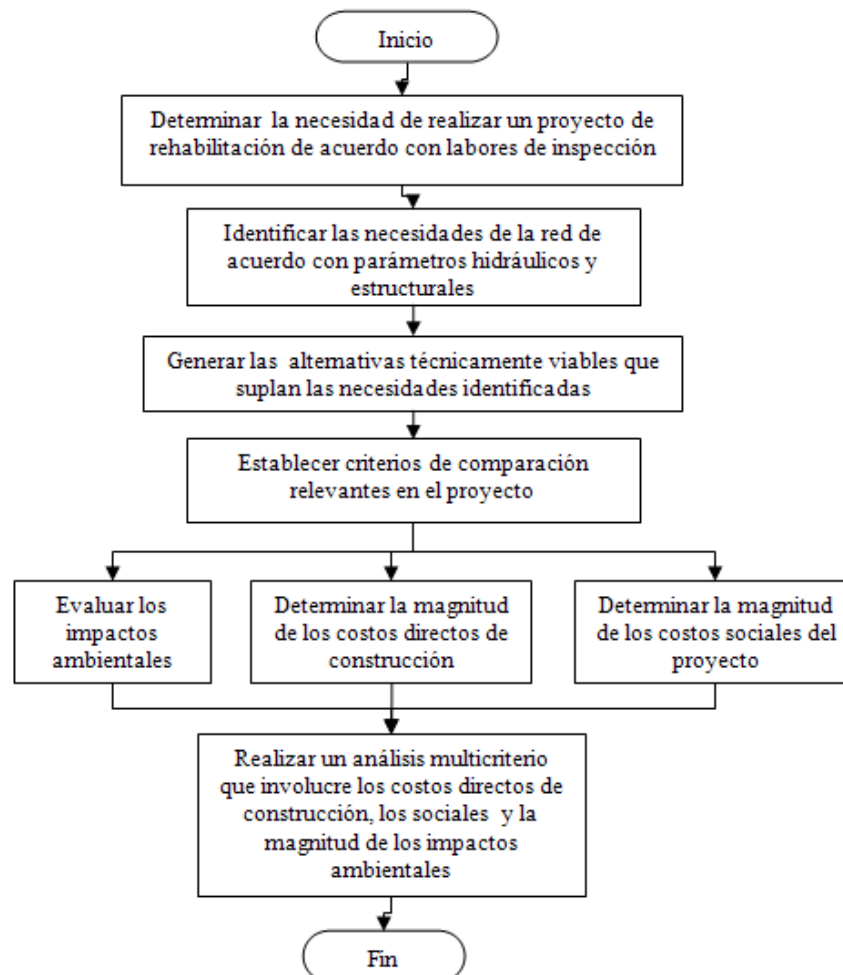


Figura 2. Metodología de comparación planteada para seleccionar alternativas de rehabilitación de alcantarillados

EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO DE SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN DE ALCANTARILLADOS

La metodología descrita anteriormente fue desarrollada como parte de un proyecto de investigación de tesis de maestría de la Universidad de Los Andes. En dicho trabajo se generaron situaciones hipotéticas de proyectos de comparación de alternativas de rehabilitación de redes de alcantarillado para verificar el efecto que tienen sobre la selección final de la mejor alternativa la inclusión de criterios de sostenibilidad ambiental en dicho proceso (De Oro, 2008). A continuación se presenta uno de los proyectos de comparación de alternativas de rehabilitación de redes de alcantarillado probados.

El proyecto se va a desarrollar en un sector de la ciudad de Bogotá en el cual la mayor parte de la zona es de uso residencial. En el sector es necesario intervenir 246.9 metros de una tubería de 500 mm de diámetro nominal la cual es de concreto, la tubería hace parte de un sistema de alcantarillado combinado. Los trabajos involucran 3 tramos de red sin cambio de dirección cuyas longitudes son 94.9 m, 88.8 m y 63.2 m y sus profundidades promedio de instalación son 2.17 m, 2.30 m, y 2.49 m respectivamente.

La evaluación hidráulica y estructural del sistema de alcantarillado combinado determinó que es necesario recuperar estructuralmente toda la línea de tuberías, además de recuperar la capacidad hidráulica de transporte reemplazando por la misma sección transversal con un diámetro nominal de 500 mm ya sea de concreto o utilizando tuberías plásticas. Igualmente una evaluación preliminar de las redes aledañas determinó que no es posible cambiar el alineamiento original del tramo y que las cotas de salida y llegada de las cámaras de inspección deben mantenerse.

Como opciones viables el evaluador determinó que las alternativas que cumplieran con los requerimientos técnicos exigidos por las necesidades hidráulicas y estructurales del sistema de tuberías eran la apertura de zanja abierta utilizando tuberías de concreto y la alternativa de rotura de tuberías (Pipe Bursting) utilizando tubería de polietileno. El esquema de afectación del tráfico en la zona se muestra en la *Figura 3*.

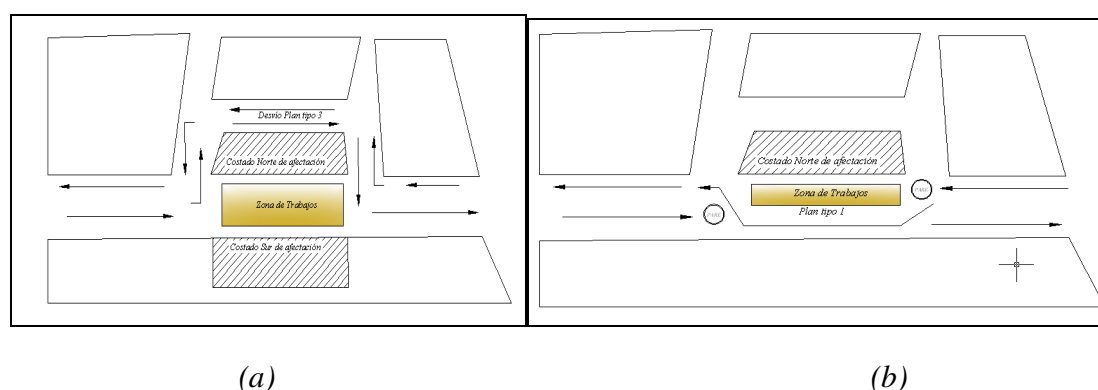


Figura 3. Esquema de las zonas de afectación (a) Alternativa de reemplazo con apertura de zanja abierta con concreto (b) Alternativa de reemplazo por rotura de tubería utilizando tubería de polietileno

Para el presente caso se determinan cada uno de los costos del proyecto relacionados con los criterios relevantes de comparación. El resumen de costos de la presente comparación se muestra en la *Tabla 1*.

Tabla 1-Resumen de costos para el proceso de comparación.

TIPO DE COSTO	VALOR MONETARIO ASOCIADO A ZANJA ABIERTA	VALOR MONETARIO ASOCIADO A ROTURA DE TUBERÍA
COSTOS DIRECTOS DE CONSTRUCCIÓN	US\$ 69513	US\$ 82793
AFECCIÓN DEL TRÁFICO	US\$ 10485	US\$ 332
AFECCIÓN DE SERVICIOS	US\$ 110	US\$ 0

GENERACIÓN DE POLVO	US\$ 764	US\$ 27
PÉRDIDAS AL COMERCIO	US\$ 47330	US\$ 6818
GENERACIÓN DE RUIDO	US\$ 16588	US\$ 3724
VALOR TOTAL	US\$ 144790	US\$ 93694

La *Tabla 1* muestra como la alternativa de zanja abierta tiene menor costo directo de construcción, pero si se agregan los costos sociales (tráfico, afectación de servicios, polvo, ruido, entre otros), el costo total de la alternativa de rehabilitación por apertura de zanja es el mayor de las dos opciones. El análisis económico es completado al determinar el costo de inversión anual de cada alternativa, que consiste en agregar el mantenimiento anual y el costo inicial de cada una, para luego ser dividida la suma entre un período de análisis. El período de análisis considerado para este caso es de 100 años y los resultados se muestran en la *Tabla 2*

Tabla 2- Determinación del costo de inversión anual de cada alternativa.

TIPO DE COSTO	VALOR MONETARIO ASOCIADO A ZANJA ABIERTA	VALOR MONETARIO ASOCIADO A ROTURA DE TUBERÍA
MANTENIMIENTO ANUAL	US\$ 160	US\$ 381
COSTO INICIAL	US\$ 144790	US\$ 93694
LCA	US\$ 144950	US\$ 94075
COSTO ANUAL DE LA ALTERNATIVA ⁴	US\$ 1449.5	US\$ 940.8

A continuación se relaciona el resto de los criterios de comparación mediante algún indicador que permita comparar magnitudes en el proceso de selección. Los criterios que el evaluador ha escogido y que no están *directamente* relacionados con ningún costo son el estado de la vía, la duración de los trabajos y la vida útil de las tuberías como lo muestra la *Tabla 3*.

Tabla 3-Resumen de costos para el proceso de comparación.

CRITERIO	ZANJA ABIERTA	ROTURA DE TUBERÍA
ESTADO DE LA VÍA (IGUAL PARA AMBOS)	BUEN ESTADO (ICP DE 71)	BUEN ESTADO (ICP DE 71)
DURACIÓN DE LOS TRABAJOS	14 DÍAS	3 DÍAS
VIDA ÚTIL DE LA TUBERÍA	100 AÑOS	50 AÑOS

Antes de iniciar el proceso de AHP cada criterio debe ser jerarquizado por el evaluador de acuerdo con la importancia que éste ha considerado que tiene cada uno sobre la

⁴ Corresponde al LCA dividido entre el período de análisis de 100 años.

implementación de las tecnologías técnicamente viables. La jerarquización en una escala de 1 a 10 se muestra en la *Tabla 4*.

Tabla 4- Jerarquización de criterios en el presente caso de comparación.

TIPO DE COSTO	JERARQUÍA ASIGNADA
COSTOS DIRECTOS DE CONSTRUCCIÓN	9.2
ESTADO DE LAS VÍAS	9.0
DURACIÓN DE LOS TRABAJOS	8.6
VIDA ÚTIL DE LA TUBERÍA	8.0
COSTOS DE INVERSIÓN ANUAL	7.2
AFECTACIÓN DEL TRÁFICO	6.0
INTERRUPCIÓN DE SERVICIOS PÚBLICOS	5.6
GENERACIÓN DE POLVO	4.6
PÉRDIDAS AL COMERCIO	4.6
GENERACIÓN DE RUIDO	4.0

De acuerdo con las magnitudes a comparar y la jerarquización de criterios definida por el evaluador, el proceso de AHP entrega los puntajes de preferencia a través de un vector (vector prioridad) que muestra los resultados de la comparación de las alternativas con respecto a cada criterio. Los indicadores de resultados presentados en la *Tabla 5* son una proporción de la unidad con respecto al total de las alternativas, por ejemplo el costo directo de construcción obtiene una preferencia del 67% para la apertura de zanja y de un 33% para la rotura de tubería.

Tabla 5- Preferencias parciales de cada alternativa con respecto a los criterios involucrados.

TIPO DE COSTO	PREFERENCIA ASOCIADA A LA ZANJA ABIERTA	PREFERENCIA ASOCIADA A ROTURA DE LA TUBERÍA
COSTOS DIRECTOS DE CONSTRUCCIÓN	0.67	0.33
ESTADO DE LAS VÍAS	0.50	0.50
DURACIÓN DE LOS TRABAJOS	0.11	0.89
VIDA ÚTIL DE LA TUBERÍA	0.83	0.17
COSTOS DE INVERSIÓN ANUAL	0.25	0.75
AFECTACIÓN DEL TRÁFICO	0.10	0.90
INTERRUPCIÓN DE SERVICIOS PÚBLICOS	0.10	0.90

TIPO DE COSTO	PREFERENCIA ASOCIADA A LA ZANJA ABIERTA	PREFERENCIA ASOCIADA A ROTURA DE LA TUBERÍA
GENERACIÓN DE POLVO	0.10	0.90
PÉRDIDAS AL COMERCIO	0.10	0.90
GENERACIÓN DE RUIDO	0.11	0.89

Las preferencias finales son obtenidas al ponderizar todos los resultados anteriores con respecto a la jerarquización establecida para cada criterio. El resultado final es un vector normalizado de la preferencia global por la mejor alternativa como lo muestra la *Tabla 6*.

Tabla 6- Preferencia global de la mejor alternativa al incluir todos los criterios de comparación.

ALTERNATIVA	RESULTADO GLOBAL
ZANJA ABIERTA	0.406
ROTURA DE TUBERÍA	0.594

De acuerdo con lo anterior la mejor alternativa es la rotura de la tubería, ya que tiene una preferencia global cercana al 60% con respecto a un 40% de la apertura de zanja abierta con base en los criterios utilizados.

Para verificar el efecto que tienen los criterios asociados con los costos sociales y los impactos ambientales a la comunidad en el caso anterior, se repitió el proceso sin incluir los criterios de afectación del tráfico, interrupción de servicios públicos, generación de polvo, pérdidas al comercio y generación de ruido lo cual se muestra en la *Tabla 7*.

Tabla 7- Preferencia global de la mejor alternativa al dejar sin incluir algunos de los criterios iniciales de comparación.

ALTERNATIVA	RESULTADO GLOBAL
ZANJA ABIERTA	0.537
ROTURA DE TUBERÍA	0.463

Para estas condiciones la mejor alternativa es la zanja abierta. Lo anterior es una muestra de la influencia que tienen los costos sociales asociados con la afectación a la sociedad en un análisis comparativo de alternativas de rehabilitación.

CONCLUSIONES

El procedimiento ordenado de comparación de criterios de selección de alternativas de rehabilitación de alcantarillados a través de una evaluación total de costos y un análisis multicriterio es una metodología que permite estimar con éxito la mejor opción dentro de una variedad de soluciones factibles.

El análisis realizado demuestra que los criterios asociados con costos sociales y afectaciones ambientales en búsqueda de una mayor aplicación del concepto de desarrollo

sostenible, tienen una gran influencia en la escogencia de la mejor de alternativa de rehabilitación de alcantarillados, especialmente cuando las afectaciones a la sociedad son críticas para el proyecto. •

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM. (2003). Designation: F 1675 – 03. Standard Practice for Life-Cycle Cost Analysis of Plastic Pipe Used for Culverts, Storm Sewers, and Other Buried Conduits.
- ASTM. (2007). Designation: C 1131 – 95 (Reapproved 2007). Standard Practice for Least Cost (Life Cycle) Analysis of Concrete Culvert, Storm Sewer, and Sanitary Sewer Systems.
- De Oro, J. (2008). Análisis de criterios de selección de alternativas de rehabilitación de alcantarillados en Colombia. Tesis de maestría no publicada. Universidad de los Andes. Bogotá D.C., Colombia.
- De Oro, J., Saldarriaga, J., (2008). Rehabilitación de Tuberías de Gran Diámetro para Alcantarillado. XVIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Bogotá D.C., Colombia.
- Contreras, E., (2004). Evaluación social de inversiones públicas: enfoques alternativos y su aplicabilidad para Latinoamérica. Instituto Latinoamericano y del Caribe de Planificación Económica y Social (ILPES). Disponible en línea: <http://www.eclac.cl/publicaciones/xml/2/20962/manual37.pdf>.
- Jung, Y., Sinha S., (2007). Evaluation of Trenchless Technology Methods for Municipal Infrastructure System. American Society of Civil Engineers. Journal of Infrastructure Systems. Vol 13, No 2.
- Koo, D., Ariaratnam S., (2008). Application of a sustainability model for assessing water main replacement options. American Society of Civil Engineers. Journal of Construction Engineering and Management. Vol 134, No 8.
- Rahman, S., Vanier, D., & Newton, L., (2005). Social cost consideration for municipal infrastructure management. Canadá. Disponible en línea en pubs.nrc-cnrc.gc.ca/cgi-bin/rp/rp2_desc_e?cjc.
- Saaty, L.T. (1994). Fundamentals of decision making and priority vector with analytic hierarchy process. Vol VI. University of Pittsburgh. First Edition. RWS Publications.

Sesión Técnica 11

Gestión de sistemas

ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DOS SERVIÇOS DE LIMPEZA E REVESTIMENTO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NA UNIDADE DE NEGÓCIO CENTRO DA SABESP

Roberto Abranches¹

Resumo – O acompanhamento técnico dos serviços de reabilitação das redes de distribuição de água na Unidade de Negócio Centro da Sabesp vem sendo realizado por meio de retirada de amostras da tubulação que permitem avaliar o estado estrutural da mesma. Usualmente as amostras são avaliadas por comparação do estado estrutural antes do processo de remoção das incrustações, limpeza da tubulação, e depois do serviço acabado, após a aplicação do revestimento. No entanto, em alguns casos houve situações que evidenciaram a necessidade de aprimorar o processo de avaliação começando pela revisão dos procedimentos e normas, propondo-se um monitoramento contínuo, por meio de uma fiscalização efetiva. O presente relato, entretanto, sugere uma investigação mais criteriosa: a inspeção televisiva da tubulação nos trechos reabilitados, imediatamente após a limpeza e antes da aplicação do revestimento, em conjunto com a retirada de amostras. Essa metodologia procura qualificar os serviços de fiscalização, como também melhorar os resultados e a qualidade dos serviços prestados pela empresa contratada.

Abstract – Technical monitoring of rehabilitation services in water supply networks at Sabesp's Center Business Unit has been carried out by the collection of samples from the pipes to assess their structural conditions. Typically, the samples are assessed through a comparison of the pipe structural conditions before the removal of incrustations and cleanout, and after coating, when the service is completed. However, some particular situations showed the need to improve the assessment process, review procedures and standards, and implement a continuous monitoring and effective inspection. This paper, therefore, recommends a more thorough investigation by means of video pipeline inspection services in the sections subject to rehabilitation, immediately after cleaning and before coating, with a simultaneous collection of samples. This methodology intends to evaluate the inspection activities and improve the results and quality of the services rendered by subcontractors.

Palavras-chave: Reabilitação de redes de água, qualidade da água, ferro fundido, incrustação.

Key words: Rehabilitation of water supply networks, water quality, cast iron, incrustation.

¹ Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) – Divisão de Operação Água Centro São Paulo, SP, Brasil. Tel: (+55) 11 33888107 (+55) 91878067 – Email: rabranches@sabesp.com.br.

INTRODUÇÃO

O Plano de Reabilitação de Redes da Unidade de Negócio Centro da Sabesp tem por premissa realizar periodicamente avaliações técnicas das redes de abastecimento por meio de análise de indicadores: n° de reclamações da qualidade da água, n° de vazamentos de rede, possíveis intermitências do abastecimento e avaliações técnicas em campo, como a retirada de amostras da rede para análise estrutural, que servem para a elaboração do diagnóstico operacional da rede de abastecimento atendendo aos objetos e justificativas para contratação dos serviços de reabilitação das redes de ferro fundido.

Já o acompanhamento técnico dos serviços de reabilitação que envolve a limpeza e o revestimento das redes de ferro fundido é realizado por meio de análise destes mesmos indicadores como também por meio de retirada de amostras da rede avaliando-se os resultados pós-obra.

No entanto, em alguns casos houve situações no passado que evidenciaram a necessidade de se aprimorar o processo de avaliação, que na época suscitaram a revisão dos procedimentos e normas técnicas internas, com proposição de um monitoramento contínuo, por meio de uma fiscalização efetiva.

O objetivo deste relato é apresentar um método voltado às equipes de fiscalização de obras que procuram identificar e avaliar em tempo real os problemas operacionais e possíveis falhas do processo de limpeza e revestimento dos serviços contratados para reabilitação de redes de distribuição de água da Sabesp.

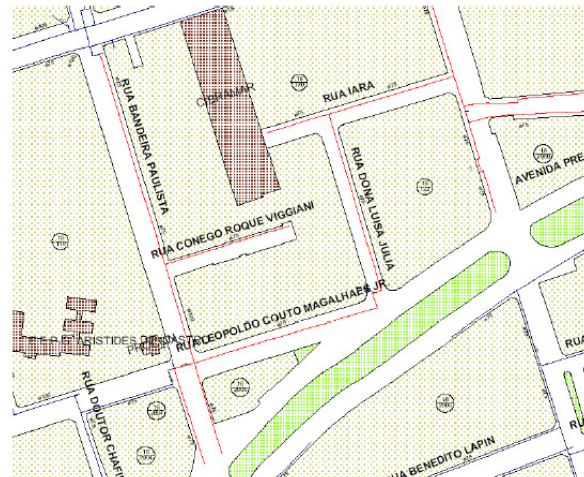
Em conjunto com a análise de amostras, propõe-se por em prática a inspeção televisiva da rede, a ser realizada concomitante à execução dos serviços de campo, ou seja, imediatamente após os serviços de limpeza da rede e imediatamente após a cura do revestimento aplicado na tubulação.

DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

No ano de 2006, na Sabesp, foram retiradas amostras de redes de ferro fundido recém reabilitadas em anos anteriores, precisamente em 2001 e 2005.

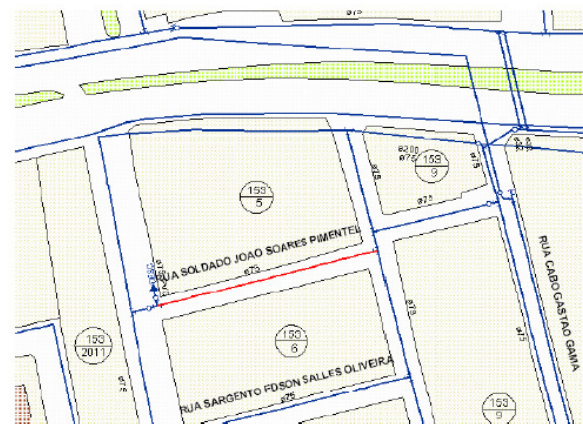
Nas amostras de rede foram verificadas incrustações de diferentes estágios de formação, o que motivou uma investigação quanto às possíveis causas do aparecimento destes novos tubérculos na tubulação, pois tinha passado um curto espaço de tempo desde a última reabilitação.

As Figuras 1, 2 e 3 ilustram algumas das amostras retiradas.



Nº do Contrato de Revestimento	11873/00
Data da Último Revestimento	17/01/2001
Material	FOFO
Diâmetro (mm)	75

Figura 1. Amostra de tubulação de ferro fundido revestida com resina epoxi, 2001.



Nº do Contrato de Revestimento	12255/98
Data da Último Revestimento	01/07/2001
Material	FOFO
Diâmetro (mm)	75

Figura 2. Amostra de tubulação de ferro fundido revestida com argamasa acrílica, 2001.



Figura 3. Amostra de tubulação de ferro fundido revestida com argamasa acrílica, 2006.

Na época foi elaborado um relatório técnico com identificação das amostras, respectivos endereços e a técnica de reabilitação aplicada.

Algumas hipóteses de causas prováveis para os problemas identificados foram:

- A ineficiência do processo de limpeza da tubulação;
- A não execução efetiva dos serviços de limpeza e revestimento por parte da empresa contratada;
- A má qualidade do revestimento aplicado na tubulação; ou
- As diferentes propriedades químicas da água de abastecimento que poderiam vir a interferir na velocidade de formação de tubérculos na tubulação.

Essa experiência deixou no ar dúvidas e questões técnicas que permanecem até os dias de hoje, mas apenas uma ação plausível: a necessidade de revisão das normas e procedimentos visando o aprimoramento dos serviços prestados pela equipe de fiscalização com relação ao acompanhamento técnico durante as obras de reabilitação.

Uma das mudanças propostas foi quanto ao incremento do número de amostras retiradas, nas fases distintas do processo de limpeza e revestimento, principalmente para avaliação do grau de remoção das incrustações e da espessura do revestimento aplicado.

Para avaliação da qualidade da espessura do revestimento em argamassa acrílica, por exemplo, os novos procedimentos estabelecidos na Norma Interna Sabesp NTS 030, cuja versão atual se encontra em fase de revisão, são:

“A espessura do revestimento deve ser visualmente uniforme, sem a presença de vazios, furos ou protuberâncias ao longo do comprimento e do perímetro interno do tubo, sendo obtida pela

coordenação do controle de velocidade de avanço do cabeçote e da vazão que alimenta a máquina revestidora. Para melhores resultados os guinchos de arraste devem ser hidráulicos. Para a verificação da uniformidade e espessura do revestimento do trecho da tubulação, devem ser retiradas amostras (carretéis) de aproximadamente 30 cm de comprimento, após a cura. A espessura deve ser medida em no mínimo 4 pontos nas seções inicial e final da amostra, devendo ainda, se realizar medições em cortes longitudinais e transversais da mesma e deve atender aos limites:

- Valor médio mínimo: 2,0 mm;*
- Valor mínimo em um ponto: 1,5 mm.*

“Devem ser retiradas duas amostras a cada 300 metros de tubulação revestida. Caso alguma das amostras retiradas não atenda às especificações, identificar o trecho revestido e rejeitá-lo, devendo ser executado a seguir um novo revestimento.”

Já para o caso do revestimento em resina epóxi, devem-se cumprir os novos procedimentos estabelecidos na Norma Interna Sabesp NTS 031, cuja versão atual também se encontra em fase de revisão:

“A espessura deve ser medida em no mínimo 4 pontos nas seções inicial e final da amostra, devendo ainda, se realizar medições em cortes longitudinais e transversais da mesma e deve atender aos limites:

- Valor médio mínimo: 1,5 mm;*
- Valor mínimo em um ponto: 1,0 mm.*

“Devem ser retiradas duas amostras a cada 300 metros de tubulação revestida. Caso alguma das amostras retiradas não atenda às especificações, identificar o trecho revestido e rejeitá-lo, devendo ser executado a seguir um novo revestimento.”

O incremento do número de amostras retiradas proporciona um custo adicional para se fazer as inspeções: deslocamento de equipes, abertura de valas, corte da tubulação. Tudo isso pode ser repassado aos recursos alocados para a contratação.

A INSPEÇÃO TELEVISIVA DA REDE

Outra recomendação verificada foi quanto à realização de inspeção televisiva da rede, imediatamente após os serviços de limpeza da tubulação e logo após a aplicação do revestimento, o que permite verificar os problemas “*in loco*”, em tempo de se corrigir as falhas no processo na procura de evitar os casos ilustrados anteriormente.

Numa experiência recente, foram utilizados equipamentos para inspeção televisiva da rede, o que permitiu uma avaliação técnica precisa durante os serviços de limpeza e revestimento, em duas fases: imediatamente após o término dos serviços de limpeza da rede e no dia seguinte, após a cura do revestimento aplicado.

O acompanhamento técnico durante a inspeção dos serviços de reabilitação ocorreu nas manhãs do dia 29 e 30 de Junho de 2009.

O processo de limpeza da tubulação foi realizado pelo método de turbilhamento com aplicação de resina epóxi e teve início por volta das 10h e terminou por volta das 10h e 30 minutos da manhã do dia 29 de Junho de 2009.

Em parceria com a Agencia de Cooperação Internacional do Japão (Jica), a Sabesp realizou o teste de inspeção televisa com uso de câmera de inspeção cedida pela agência.

Logo após o término dos serviços de limpeza, foram ao todo inspecionados treze metros de extensão da rede, num total de cinquenta reabilitados, partindo-se da extremidade oposta ao local dos equipamentos utilizados no processo: o compressor e a bomba de turbilhamento.

As fotos das Figuras 4 e 5 ilustram as etapas dos serviços de limpeza e inspeção da tubulação respectivamente.



Figura 4. Serviços de limpeza da rede por turbilhamento.



Figura 5. Inspeção televisa da rede após o término da limpeza da tubulação.

A partir de alguns metros de inserção do cabo flexível, de três a quatro metros aproximadamente, a imagem no monitor mostrou que a parede interna do tubo apresentava indícios de incrustação.

Na geratriz inferior da tubulação notou-se a presença de acúmulo de agregados que provavelmente restavam do processo da limpeza e que não foram totalmente removidos.

A partir deste ponto até o final da inspeção se notou uma maior presença de tubérculos e protuberâncias na parede interna do tubo, mostrando falhas no processo de limpeza.

As fotos da Figura 6 ilustram parte do que foi observado durante a inspeção televisiva após o término do processo de limpeza da tubulação.



Figura 6. Imagens da tubulação após o término da limpeza da tubulação.

Durante a inspeção foram gravados vídeos do processo repassados posteriormente à empresa contratada para correção das falhas apresentadas.

Sem a remoção total das incrustações da tubulação não se deveria dar prosseguimento ao processo de reabilitação.

No dia seguinte deu-se início aos serviços de revestimento da tubulação que iniciou por volta das 10h e terminou por volta das 11h da manhã do dia 30 de Junho de 2009.

O processo de revestimento da tubulação foi realizado pelo método de turbilhonamento com aplicação de resina epóxi.

As fotos da Figura 7 ilustram parte do que foi observado durante a inspeção televisiva após o término do processo de revestimento da tubulação.



Figura 7. Serviços de revestimento da rede com aplicação de resina epóxi.

Num processo semelhante à inspeção dos serviços de limpeza, foram inspecionados ao todo treze metros de extensão de rede logo após o término dos serviços de revestimento da tubulação partindo-se da extremidade oposta ao local se encontrava o equipamento de revestimento: o compressor e bomba de turbilhonamento.

Logo no início da inspeção televisiva foi verificado que a parede interna do tubo revestido continha um excesso de ondulações e a partir da inserção de alguns metros a mais do cabo da câmara de inspeção, observou-se que a câmara captou imagens onde havia falhas na aplicação do revestimento, com agravo da intensidade de vazios a uns sete metros da extremidade da tubulação até o final da inspeção.

Durante a inspeção foram gravados vídeos que também repassados à empresa contratada para correção das falhas apresentadas.

As fotos da Figura 8 ilustram parte do que foi observado durante a inspeção televisiva após o término do processo de revestimento da tubulação.

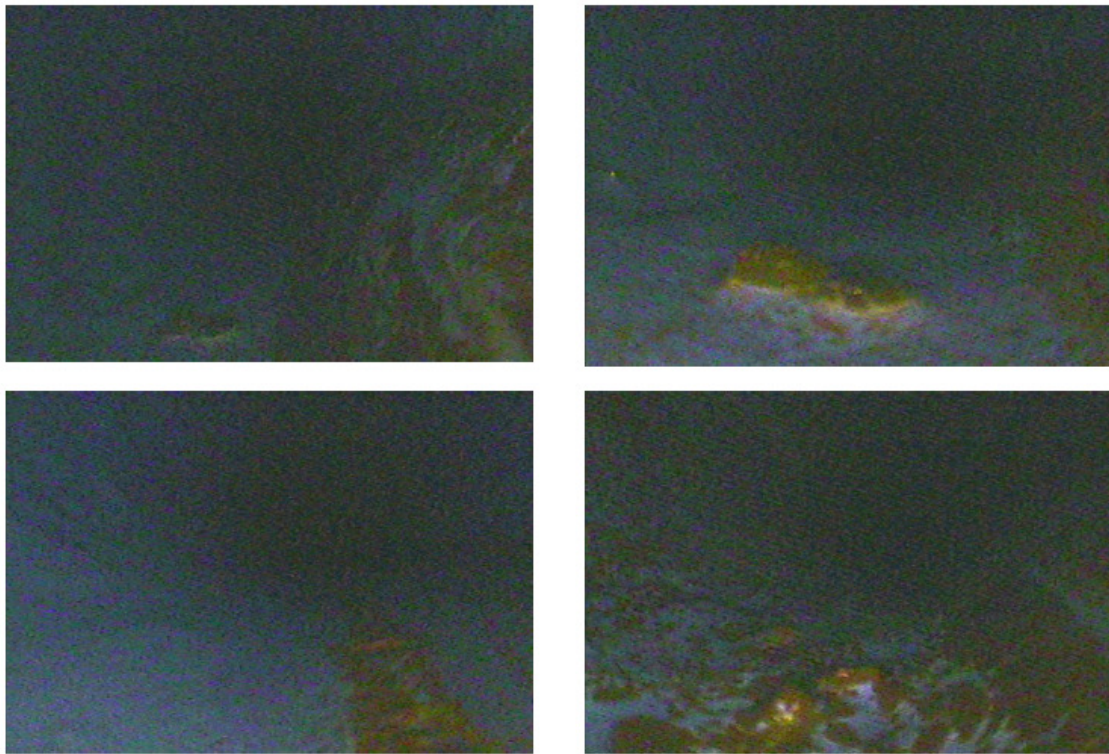


Figura 8. Imagens da tubulação após o término do revestimento da tubulação.

Ao término das inspeções, com as imagens gravadas, a equipe da empresa contratada foi alertada para o fato de que houve falhas, tanto no processo de limpeza quanto no processo de revestimento da tubulação, o que foi justificado pela empresa como uma provável falha na regulagem da força do compressor utilizado no processo.

Um relatório técnico detalhado dos resultados da inspeção realizada foi entregue à empresa contratada.

CONCLUSÃO

É usual a retirada de amostras para avaliação da qualidade dos serviços de limpeza e revestimento da tubulação. Para o acompanhamento técnico dos serviços de reabilitação de redes é recomenda-se a retirada de duas amostras de 30cm a cada 300m de rede reabilitada.

O equipamento de inspeção televisiva se mostrou uma boa ferramenta de avaliação técnica dos serviços, principalmente quando utilizado imediatamente após a conclusão das etapas de limpeza e revestimento da tubulação.

A câmera de inspeção cedida pelo convênio Jica e Sabesp, devido a seu pequeno tamanho e simples manuseio, tornou o seu uso ágil e tecnicamente viável pelas equipes de fiscalização após um breve treinamento.

Como as valas de acesso à tubulação na obra se encontravam abertas, o cabo de inspeção flexível pôde ser introduzido facilmente para inserção do equipamento de inspeção no interior da tubulação, o que representou uma vantagem econômica.

Ao se fazer uso do equipamento de inspeção televisiva no acompanhamento técnico durante as obras, obteve-se como resultado uma avaliação técnica precisa e eficiente dos serviços de reabilitação.

Ao se fazer uso da inspeção televisiva das redes no acompanhamento técnico durante as obras, obteve-se como resultado uma avaliação técnica precisa e eficiente dos serviços de reabilitação.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi possível com o apoio das equipes do Projeto Eficaz da Sabesp e da Jica, Agência de Cooperação Internacional do Japão.

Um agradecimento especial às equipes de fiscalização do Polo de Manutenção Lapa, da Comissão de Normas Técnicas e à Divisão de Operação Água Centro da Sabesp.

BIBLIOGRAFIA

- Abranches, R. Reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento público: avaliação e controle. Dissertação de Mestrado. São Paulo: Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza, 2009. 146 f.
- Borda D'Água et al. Proposta de Metodologia para Elaboração de um Plano de Reabilitação de Sistemas de Abastecimento de Água: O Caso de Estudo de Vila Franca de Xira. In: Ramos, H. M. et al. Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. 1ª ed. Lisboa: IST - CEHIDRO, 2008. p. 210-222.
- Covas, D.; Ramos, H. Minimização de perdas em sistemas de abastecimento. In: Gomes, H. P., García, R. P., Rey, P.L.I., organizadores. Abastecimento de água: o estado da arte, e técnicas avançadas. 1ª ed. João Pessoa: UFPB, Editora Universitária, 2007. p.47-66.
- Evins et al. Planning the rehabilitation of water distribution systems. Swindon: Water Research Centre; 1989. 272 p.
- Farley, M; Trow, S. Losses in Water Distribution Networks: a practioner's guide to assessment, monitoring and control. 1ª ed. London: IWA Publishing, 2003.
- Gentil, V. Corrosão. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.
- Grilo, T. V; Covas D. I. C. Técnicas de reabilitação de sistemas de abastecimento de água – modelo operacional e aplicação a casos de estudo. In: Ramos, H. M. et al. Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. 1ª ed. Lisboa: IST - CEHIDRO, 2008. p. 197-209.
- Heller, L.; Pádula, V. L., organizadores. Abastecimento de água para consumo humano. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2006.
- Jesus Mora R., J. et al. Estudio sobre la modelación de defectos en Tuberías. In: Ramos, H. M. et al. Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. 1ª ed. Lisboa: IST - CEHIDRO, 2008. p. 313-323.

- Martins, G.; Sobrinho, P. A. Abastecimento de água. In: Tsutiya, M. T. Abastecimento de água. 3ª ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. p.47-66.
- Onofre, R. M. S. et al. Corrosão interna em tubulações de abastecimento de água da RMSP. 15º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Pará: Belém, 17-23 Set 1989.
- Sabesp. Programa de Reabilitação de Redes - A Experiência da Unidade de Negócio Centro da Sabesp. SEREA 2008 - VIII Seminário Ibero-americano sobre sistemas de abastecimento urbano de água. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 16-19 Jul 2008.

COSTOS DEL SERVICIO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. VISIÓN GENERAL EN ESPAÑA.

José Luis Díaz Arévalo¹; Rafael Pérez-García¹; Joaquín Izquierdo¹; Carlos Alonso Guzman¹; Xitlali Delgado-Galván¹

Resumen – La determinación de las tarifas para los servicios de abastecimiento de agua, no es una tarea ni mucho menos trivial, ya que por una parte esta compuesta de una gran variedad de factores a tener en cuenta para poder recuperar los costes económicos, tanto financieros como medioambientales y del recurso, y por otra afecta a clientes que han estado acostumbrados al concepto de que el agua es un bien público y por lo tanto no se ha cobrado lo debido. En este trabajo se presenta una clasificación de los posibles costes a tener en cuenta a la hora de tomar la decisión de establecer tarifas, y se presenta un análisis del cobro en la ciudad de Valencia.

Abstract – Tariffs determination to charge to the invoice of water supply systems is not a trivial task, since on the one hand this composing of a great variety of factors to consider to be able to recover the economic costs, as much financiers as environmental and of the resource, and on the other affects clients who are been customary to the concept of which the water is a public good and therefore the charge has not been proper. In this work a classification of the possible costs appears to consider at the time of making the decision to establish tariffs, and an analysis of the collection in the city of Valencia appears.

Palabras clave: Costos, Sistemas de abastecimiento de agua.

Keywords: Costs, Water Supply Systems.



¹ Universidad Politécnica de Valencia – Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – Camino de Vera S/N – CP 46022 – Valencia (España) – Tel: (+34) 96 3879890 – Fax: (+34) 96 3877981 E-mail: jldiaz@gmmf.upv.es; rperez@gmmf.upv.es; jizquier@gmmf.upv.es; cdalonso@gmmf.upv.es; xitdelga@doctor.upv.es

INTRODUCCIÓN

Según el Fondo de la Población de Naciones Unidas, dentro de 25 años una de cada tres personas en la Tierra tendrá poca agua o nada (Claude, 2005). Solo el 2.5% del agua del planeta es dulce, y menos de la mitad tiene disponibilidad de uso. En la actualidad, más de 1200 millones de personas presentan algún grado de escasez del recurso, especialmente en América Latina, África y Asia.

Ya sea que la gestión de los abastecimientos de agua sea pública o privada (o mixta), al tratarse de un recurso natural esencial se debe dar al usuario en condiciones óptimas. Esto no quiere decir que el agua deba ser entregada sin ningún tipo de costo, porque esta debe ser tratada y conducida para que llegue al usuario y esto tiene un valor, pero a su vez el usuario está en su derecho a exigir la calidad del producto ofrecido y un precio justo, que no se generen sobrecostos por fraudes entendidos como pérdidas en la red.

“En el suministro de agua a ciudades e industrias uno de los principales problemas es el de las pérdidas en las tuberías de distribución que, en bastantes lugares, son más del 50% del agua producida. De hecho las restricciones de agua que se suelen dar en algunas ciudades en las épocas de escasez, no son tanto por el agua consumida por los habitantes, sino para evitar las pérdidas en las tuberías” (Tema 6, Alimentos y Agua para una Población Creciente, Agua en España).

GENERALIDADES

Económicamente, el servicio de suministro de agua potable y de saneamiento de aguas residuales es un monopolio natural, genera economías externas, constituye un bien de primera necesidad, y afecta a la gestión de un recurso natural esencial (Barberán Ortí, *et. al.*, 2008). Por tanto tradicionalmente ha sido sometido a la intervención pública, con la relevancia que tiene el establecimiento de tarifas.

Una gran mayoría de los habitantes que aún no cuentan con servicio de agua potable, se encuentran en países en vías de desarrollo, donde muchas veces el problema no corresponde a la escasez de agua, pero sí en la dificultad para el financiamiento de sistemas de distribución y tratamiento de agua. Las inversiones en la industria del agua generalmente son a largo plazo, debido a los grandes costos en infraestructuras asociados con el rediseño o construcción de redes de agua. Una alternativa para los gobernantes de estas regiones en desarrollo ante el reto de encontrar estas inversiones, es la promoción de alianzas públicas y privadas, o contratos de concesión en estas industrias.

Una de las posibilidades para facilitar el acceso al agua a las viviendas pobres, es por medio de políticas de subsidios, bajo las cuales viviendas identificadas como necesitadas, pagan solo una fracción del total del recibo o parte de la tarifa fija. El operador puede ser compensado por medio de transferencias locales, o esquemas de compensaciones regionales. Otra posibilidad es por medio de subsidios basados en volúmenes de consumo, diseñando tarifas en bloque, con un nivel mínimo suministrado a precio cero o muy bajos precios. Las

pérdidas del operador son compensadas de los bloques de consumos más altos y/o de otras categorías de clientes, por ejemplo industriales.

Tanto sea la gestión pública como privada, las empresas de agua son consideradas generalmente como monopolios naturales debido a la disminución de los costos medios de largo plazo, y los altos costos fijos en relación con los costos variables (Diakité *et. al.*, 2009). El servicio urbano de abastecimiento y saneamiento corresponden a un monopolio natural, ya que la tecnología impone una función de costos según la cual resulta más caro producir la cantidad demandada de un determinado bien o servicio por dos o más empresas que por una sola, (en Barberán Ortí, *et. al.*, 2008). Por tanto el diseño de políticas eficientes de precios es crucial para las compañías de agua. Las políticas de precios corresponden a menudo a un compromiso entre varios (posiblemente conflictivos) objetivos: eficiencia económica, recuperación de costos, equidad, y conservación de recursos.

El principal argumento propuesto para la justificación de los procesos de privatizaciones en las industrias de agua ha sido su ventaja en términos de eficiencia. El manejo público está condicionado por algunas restricciones, debido por ejemplo a la naturaleza multi-objetivo de su problema, o a estar más sujeta a relaciones laborales restrictivas o a aquellas impuestas por establecimientos políticos. El manejo privado puede ser capaz de atraer recursos financieros más fácilmente, y en teoría está caracterizado por mayor flexibilidad y mejor experiencia. Por consiguiente, las firmas privadas pueden en principio más fácilmente financiar mejoras y mantenimientos de infraestructuras, y pueden dar respuestas más rápidas a diferentes demandas sociales en un ambiente rápido de cambio (en Martínez-Espiñeira, *et. al.*, 2007).

A pesar de la impopularidad de las privatizaciones de los sistemas de abastecimiento de agua en América Latina (Barrera Osorio, *et. al.*, 2009), estas tienen efectos positivos, especialmente en áreas urbanas donde se encuentra un mejoramiento en la calidad del agua, medida como el aspecto que tiene el agua y la frecuencia de servicio. Igualmente se encuentran efectos positivos sobre la salud. Como efecto negativo se encuentra el pago para los estratos socioeconómicos más bajos, debido al desmonte de subsidios. También se nota que municipios con mejor capacidad técnica toman más ventaja de los beneficios de las privatizaciones.

En España, los gobiernos locales se esperan suministren los servicios de abastecimiento de agua y alcantarillado. Sin embargo estos servicios pueden ser manejados bajo regímenes alternativos. Los municipios pueden dar el servicio de suministro de agua directamente o a través de firmas públicas, o pueden delegar el suministro a firmas mixtas o privadas. En consecuencia, en la actualidad se tiene una gran variedad de formas de gestión en el sector urbano del agua. En 2002, (AEAS, 2004) el 42% de la población fue suministrado por medio de firmas públicas, 40% por firmas privadas, 11% por mixtas, 6% directamente por el gobierno local y el 1% restante por otra clase de gestores (básicamente, asociaciones municipales). Considerando el grado de concentración de operadores en el sector del agua español, claramente se define una estructura de oligopolio. Aunque la delegación de los servicios de suministro de agua está supuesta para inyectar competencia por la publicación de licitaciones y limitando la longitud de concesiones administrativas, hay dos grandes grupos corporativos que dominan el sector. Adicionalmente, aunque hay regulaciones de precios para controlar el comportamiento de las firmas privadas, muchos de estos controles están basados más en criterios formales que en técnicos o económicos (Martínez-Espiñeira, *et. al.*, 2007). Los consejos regulatorios son generalmente manejados por expertos en leyes financieras y procesos formales, más que por expertos en economía de suministro de agua o ingenieros. Pese a esta regulación de precios, las firmas privadas tienen algunos grados de libertad para

establecer los precios, tal que cambian la estructura de tarifas para conseguir mayores beneficios.

Según Martínez-Espiñeira, *et. al.*, 2007, los gobiernos locales son más adeptos a renunciar al manejo de los sistemas de abastecimiento cuando se opera bajo condiciones ambientales complejas, mientras que las firmas privadas parecen preferir tomar el servicio en zonas donde es más fácil obtener grandes beneficios. Los autores también citan que si se tienen en cuenta factores que describen ambientes operacionales, las firmas privadas tienen en promedio precios más altos que las públicas. Esto da pie a la idea de que las firmas privadas explotan su posición dominante, lo cual sugiere que los instrumentos regulatorios son en alguna medida laxos.

Por la naturaleza de monopolio natural de los servicios urbanos de abastecimiento y saneamiento de agua, suele defenderse la regulación de los servicios públicos con la finalidad de maximizar el bienestar social. La forma más sencilla es fijando los niveles y estructura de precios, es decir la tarifa de los servicios. Por tanto, el objetivo del regulador es alcanzar la eficiencia económica y la autofinanciación del servicio. Para esto el regulador se vale tanto del nivel de tarifa (cuantía de los servicios dividida entre las unidades de servicio provistas), como de la estructura de la tarifa, los diferentes precios que se aplican a los diferentes consumidores en función de la cantidad consumida, el área, el momento de consumo, etc.

El problema del monopolio natural, es que no pueden alcanzarse a la vez los dos objetivos mencionados anteriormente. El nivel de precios que maximiza el excedente del consumidor (eficiencia económica), no cubre los costos del servicio (autofinanciación), debido a que la existencia de las economías de escala en los tramos relevantes de producción hace que el coste marginal este por debajo de los costes medios. Por esta razón, resulta clara la necesidad de conocer convenientemente los costos del servicio, es decir los costos totales para conocer la financiación de que requiere el servicio, o en otras palabras la estructura de costos fijos y variables para poder determinar el costo marginal y el posible suplemento que deba aplicarse al mismo para conseguir la recuperación íntegra de los costos.

El agua es un recurso natural que se renueva por medios naturales pero tiene una dotación limitada en cantidad y calidad para cada lugar y momento concretos, está sometida a fuertes presiones de demanda (usos domésticos, agrícolas, industriales, recreativos, institucionales, etc.), y ambientalmente desempeña funciones de mantenimiento de diferentes hábitats naturales. Debido a esto, el coste de oportunidad entendido como el beneficio social al que se renuncia al no dedicar el recurso a su mejor uso alternativo, tiene gran relevancia en la gestión del agua, fuertemente intervenida y con numerosas demandas insatisfechas. La directiva marco del agua (Directiva 2000/60/CE), en su artículo 9, adopta como guía de actuación de los poderes públicos el principio de recuperación de costos económicos, que deberán incluir no solo los costos financieros de la prestación del servicio, sino también los costos medioambientales y del recurso.

Cuando el servicio se presta en régimen de Derecho Público, los costos de prestación constituyen un condicionante decisivo en el nivel tarifario que las entidades locales responsables deben aprobar. Si la tarifa tiene la naturaleza legal de tasa su importe no puede ser superior al coste del servicio prestado, por otra parte si la tarifa tiene naturaleza legal de precio público su importe debe cubrir como mínimo el costo del servicio. Esto le da imperativo legal al establecimiento de la tarifa, además de ser una necesidad para lograr su gestión eficiente.

La principal dificultad que conlleva el contar con un buen conocimiento del nivel y estructura de los costos, al margen de cuál sea su sistema de gestión, tiene que ver con la disponibilidad de la información, ya que los datos de gestión internos a las entidades que prestan el servicio son de acceso restringido, y por otra parte, los datos de los costos que son externos a dichas entidades o que no son registrados en un sistema contable resultan, en principio, desconocidos (Barberán Ortí, *et. al.*, 2008).

TIPOS DE COSTOS

Para determinar el nivel de tarifa

Barberán Ortí, *et. al.*, 2008 proponen una clasificación de costos, que se basa en la identificación de los costos relevantes desde la perspectiva social y que deben ser recuperados mediante la tarifa. Estos son:

1. *Costos de operación y mantenimiento*: corresponden a los necesarios para que el servicio sea prestado de forma continua, sin incluir los que se derivan de las inversiones requeridas por el servicio. En otras palabras son los costos de funcionamiento (materiales, personal, reparaciones, energía, costos administrativos, y costos del recurso y medioambientales que el sistema ya ha internalizado, como los costos asociados a la depuración de aguas residuales).
2. *Costos de capital (amortización)*: son los costos procedentes de las inversiones realizadas para la prestación del servicio, es decir la amortización del inmovilizado (red de tuberías, alcantarillado, plantas potabilizadoras, depósitos, depuradoras, vehículos, etc.).
3. *Costos de oportunidad del capital*: corresponden al interés asociado al capital que ha intervenido en la generación del servicio, o la pérdida que supone renunciar a invertir el capital destinado al servicio de abastecimiento y saneamiento en la mejor actividad alternativa posible, en términos de costo de oportunidad.
4. *Costos de oportunidad del recurso*: corresponden a “la diferencia entre el valor económico del uso presente o futuro del agua y el valor económico de su mejor uso alternativo, expresados ambos valores en términos de beneficios netos” (ECO2, 2004,). Por tanto, estos costos se presentan cuando existe una asignación ineficiente del recurso entre sus diferentes usos, es decir, cuando existe escasez de agua (en cantidad y/o calidad) y existen usos alternativos que generan un valor económico mayor que el uso presente o previsto para el futuro.
5. *Costos ambientales*: son “el coste de los daños que los usos del agua imponen al medio ambiente y los ecosistemas y a aquellos que usan el medioambiente” (WATECO, 2003 y ECO2,2004). Los casos más habituales corresponden a la sobreexplotación de ríos y de acuíferos, en el caso del abastecimiento, y el vertido de aguas contaminadas, en el caso del saneamiento.

Desde un punto de vista de la gestión responsable del agua tanto social como ambientalmente, estos costos deben ser recuperados a través de la tarifa (modelo de costo completo o *Full Cost Accounting*). Esto tiene como consecuencia una voluntad política y

educación ciudadana, porque implica un incremento de tarifas, que para usos urbanos se ha estimado en un 30% sobre los costos medios unitarios, Barberán Ortí, *et. al.*, 2008.

Para contribuir a establecer la estructura de la tarifa

Se basa en agrupar los costos relevantes en función de cómo se comportan cuando varía la cantidad de agua suministrada y tratada por el sistema o cuando varía la capacidad del propio sistema, por tanto el objetivo es hacer posible la tarificación basándose en los costos marginales a corto o a largo plazo, para la consecución de la eficiencia económica. Esto conduce a la siguiente clasificación:

1. *Costos variables*: corresponden a aquellos que varían en función de la cantidad de agua suministrada o tratada para una determinada capacidad máxima.
2. *Costos fijos*: son aquellos que se producen independientemente de la cantidad de agua suministrada o tratada para una determinada capacidad máxima.
3. *Costos de expansión del servicio*: aquellos necesarios para alterar la capacidad máxima de suministro o saneamiento existente en un momento determinado (por ejemplo, atender demandas pico estacionales).

PROBLAMÁTICA ASOCIADA AL CÁLCULO DE COSTOS

Costos de operación y mantenimiento

La identificación y cuantificación de estos costos no debe plantear en principio dificultad, ya que todos los conceptos de costos se encuentran en el sistema contable y se computan de forma íntegra.

Costos de capital (amortización)

Los problemas derivados de la cuantificación de estos costos radican en la multifuncionalidad de las infraestructuras de canalización de agua, el reparto de los costos de construcción o remodelación de vías urbanas y, con los plazos y la base sobre la que se calcula la amortización.

Los costos derivados del uso conjunto de estructuras sobredimensionadas de abastecimiento y saneamiento, no pueden ser cargados únicamente a los usuarios del servicio de agua, sino que al tratarse de bienes públicos, deberían ser financiados parcialmente con fondos obtenidos con impuestos generales, (en Barberán Ortí, *et. al.*, 2008). El caso más relevante es el de las redes de alcantarillado, que presentan una doble función, evacuar las aguas negras y las aguas lluvias, en las redes que se utilizan para ambas funciones (economías de alcance). Igual ocurre con las redes de abastecimiento, sobredimensionada para el uso de bomberos en caso de incendio.

Una alternativa para repartir estos costos, es distribuyéndolos en función de las tasas de usos de la infraestructura, no obstante, de esta forma no se tienen en cuenta los beneficios derivados de las economías de alcance, ya que la mayor parte del costo de la infraestructura es independiente del tamaño. Por tanto, desde un punto de vista más teórico, debe plantearse una fórmula de reparto de las economías de alcance. Partiendo del coste total de la infraestructura

(C_T), podría calcularse cuando hubiera costado una infraestructura dedicada solo a la función de saneamiento ($C_S < C_T$). La diferencia $C_T - C_S$ representaría el costo de prevención de inundaciones cuando se asigna a éste la totalidad de los beneficios de las economías de alcance. Igualmente se podría proceder para establecer el costo de una infraestructura dedicada solo al control de inundaciones ($C_I < C_T$), y los beneficios obtenidos del saneamiento si se asigna a este la totalidad de las economías de alcance. Con la media de los dos casos extremos, se imputa proporcionalmente a ambas funciones dichos beneficios, que para el caso del servicio de saneamiento el coste imputable sería: $(C_S + (C_T - C_I)) / 2$.

Con este método, se reparte el beneficio de las economías de alcance pero su implementación requiere el cálculo específico para cada tramo de la red de abastecimiento y saneamiento, con lo cual se tiene un conocimiento más preciso del costo, pero atenta contra la economicidad en el sentido de que los beneficios que aporta el modelo no compensa los costos de implementarlo. Por tanto, una alternativa consiste en aplicar una tasa media de reparto estimada por los técnicos del servicio.

Otro problema, consiste en determinar el costo de algunas infraestructuras, como las tuberías y redes de acometida, ya que estas inicialmente se instalan en programas de urbanización conjunta con otros servicios, y cuando se hacen renovaciones seguramente se aprovecha para renovar conjuntamente varios servicios (agua, luz, vertido, teléfonos, etc.) Así se podría proceder de forma parecida a lo expuesto anteriormente, estimar el costo total de cada obra nueva o remodelación de calle acotando valores: un mínimo que incluyan los costos de tuberías y su instalación, y uno máximo del costo total después de quitarle todos los costos no imputables a la instalación de tuberías (electricidad, teléfonos, aceras, etc.). Con la media de estos valores máximo y mínimo se obtiene un valor aproximado del costo que serviría para luego calcular las amortizaciones. Sin embargo, esta solución atenta también contra la economicidad, por lo tanto lo más recomendable es recurrir a una tasa media de reparto fijada por los técnicos.

Como referencia (Barberán Ortí, *et. al.*, 2008), los técnicos del Ayuntamiento de Zaragoza han establecido que el precio promedio de los costos de las obras que están vinculadas a las instalaciones necesarias para el servicio de abastecimiento es del 60% y el 40% restante a saneamiento. En obras conjuntas de urbanización aproximadamente un 25% del total de la obra corresponde a costos asociados a abastecimiento, un 15% a saneamiento y el resto a la propia urbanización.

El tercer problema tiene que ver con los plazos y la base sobre la que se calcula la amortización de las infraestructuras, ya que no están consensuados debido a que cada operador de abastecimiento maneja su propia información.

Costos de oportunidad del capital

Los criterios más aceptados para el cálculo de este costo toman como base los capitales inmovilizados en la actividad, fundamentalmente el valor neto del inmovilizado de explotación o capital pendiente de amortizar, incluyendo activos no amortizables (terrenos). El problema está en determinar la tasa de interés que representa el rendimiento del proyecto de inversión marginal (el de menor remuneración), con un riesgo y una liquidez equivalentes a los del servicio de abastecimiento y saneamiento de agua. Para llevar esto a la práctica, se calcula dicha tasa utilizando el coste medio histórico de la deuda de la entidad prestadora del servicio, el coste medio anual de esa deuda, el coste actual de un crédito para este o la tasa de remuneración del capital mínima necesaria para que una firma privada opere el servicio (en

Barberán Ortí, *et. al.*, 2008). En la práctica, las entidades locales que prestan el servicio de abastecimiento y saneamiento, obvian el cálculo de este costo, sustituyéndolo por uno más restrictivo y menos polémico que consiste en imputar al servicio una parte de las cargas por intereses derivadas de las operaciones de endeudamiento de la entidad local, de modo proporcional a los costos directos (personal y costos operativos) que consumen dicho servicio.

Costos de oportunidad del recurso

Estos costos deberían estar incluidos en el precio de venta en alta del agua a la ciudad, dado que es en ese ámbito que se produce la competencia por el recurso. No obstante, el servicio de agua urbano tiene un mayor valor económico que los demás usos alternativos y soporta mayores precios, por tanto los costos del recurso a contabilizarse como costos de los servicios urbanos de agua tenderán a ser inexistentes o muy bajos. En la mayor parte de los casos puede esperarse un costo del recurso positivo para los usos urbanos cuando se afecte el caudal medioambiental o caudal ecológico de un río, en cuyo caso se imputan a los costos ambientales, o cuando la escasez del recurso impone restricciones en la cantidad o calidad de agua disponible para usuarios urbanos.

Costos ambientales

La cuantificación de este costo presenta considerables dificultades debido a la diversidad de metodologías que difieren no solo en su complejidad sino en los valores obtenidos (en Barberán Ortí, *et. al.*, 2008), y en la escala del problema que al igual que el anterior no es local sino corresponde a un nivel de cuenca hidrográfica. De acuerdo a los trabajos de la Directiva Marco del Agua se distinguen dos posibles enfoques para la estimación de los costos externos medioambientales: (1) el costo de las medidas necesarias para prevenir, evitar, mitigar, o reparar los daños o (2) métodos de valoración que evalúen las preferencias de los consumidores y su disposición a pagar por mantener el recurso y los ecosistemas en condiciones óptimas.

ASPECTOS DEL COBRO EN VALENCIA

Para gestionar el servicio público de suministro de agua y abastecimiento domiciliario de agua potable a la ciudad de Valencia, se ha formado una empresa de carácter mixto (EMIVASA), entre el ayuntamiento de la ciudad y la empresa Aguas de Valencia S.A. Aguas de Valencia aporta el 80% de capital y el ayuntamiento el 20% restante.

La factura de cobro emitida por la empresa a los clientes esta dividida es dos bloques, uno con diversos temas relacionados con el suministro y el contador, y otro de cobro de saneamiento, basuras y alcantarillado. Cabe anotar que la parte correspondiente al cargo fijo de la factura no es clara hacia el cliente. Se presentan unos cánones en función del consumo de agua en m³ y otros en unidades que corresponden al cargo fijo de la factura. Para poder disponer de agua es necesario tener un contador. Los tarifas por cuotas de servicio (en función del diámetro del contador), cuotas de consumo (tarifa base, consumos municipales, contadores (7, 10, 13 y 15 mm), familias numerosas general, familias numerosas especial), y otras tarifas se encuentran publicadas en el Boletín Oficial de la Provincias de Valencia (<http://boletin.gva.es>). Al respecto cabe anotar que para la cuota de consumo se establecen bonificaciones hasta un consumo por bimestre.

Basándose en la información proporcionada por los recibos de cobro de servicio de abastecimiento en la ciudad de Valencia durante los últimos 9 años (50 registros), en una vivienda habitada por tres personas, se tiene la dispersión de variables, tal como se muestra en la Figura 1.

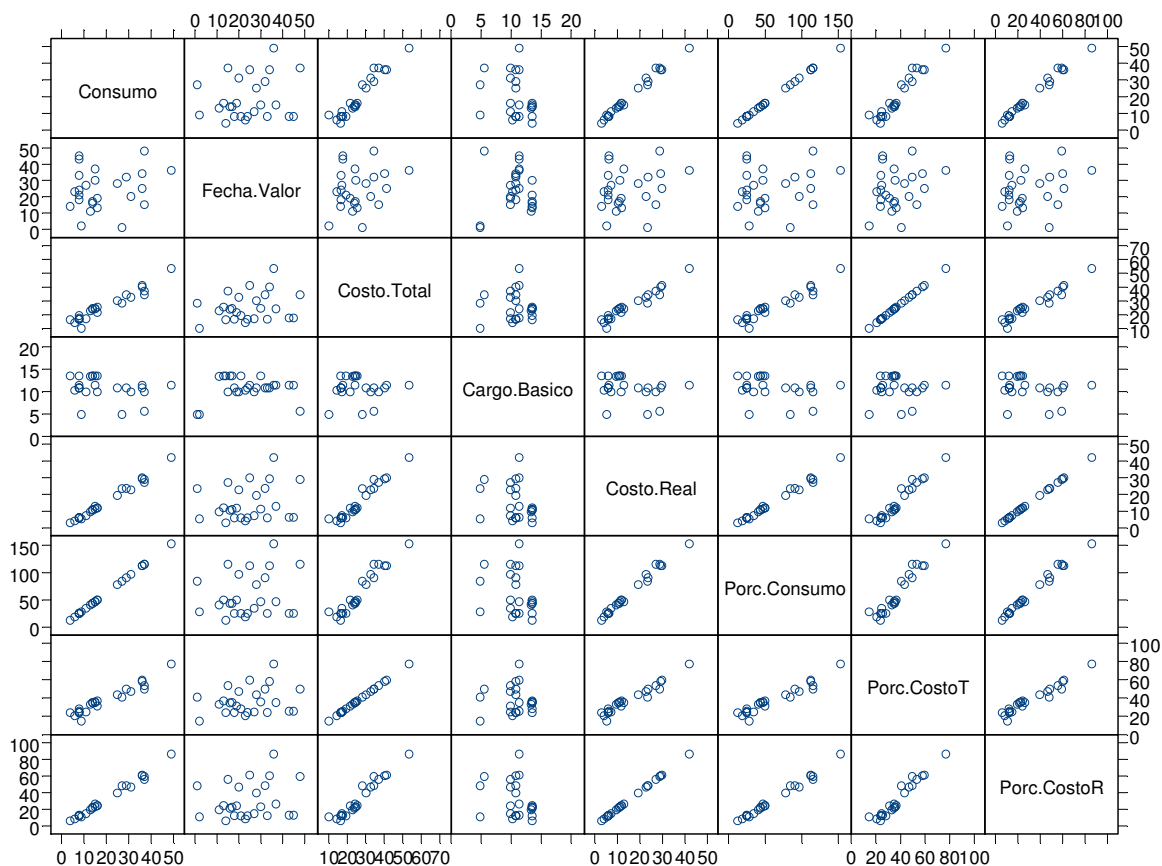


Figura 1. Dispersión de Variables

Las variables corresponden al consumo (m^3), en este aspecto cabe anotar que en la ciudad de Valencia las lecturas se realizan en algunas zonas cada tres meses y en otras cada dos, además una de estas lecturas se hace estimada y la otra es real tomada del contador. La fecha valor corresponde a la fecha en que se factura, el costo total corresponde al valor total de la factura, el costo real es el costo total menos el cargo básico (fijo), y los porcentajes de consumo y costos, corresponden a valores con respecto al mayor valor de factura.

En este grafico se puede observar la relación existente entre cada una de las variables, notándose que la fecha valor y el cargo básico no muestran un comportamiento característico o relación de dependencia con ninguna de las variables, lo que corresponde con la teoría de que este cargo es independiente al consumo efectuado.

En la Figura 2, se puede observar como en la mayoría de los casos cuando la lectura se realiza de forma estimada el cobro total es inferior a cuando la lectura se realiza leyendo el contador.

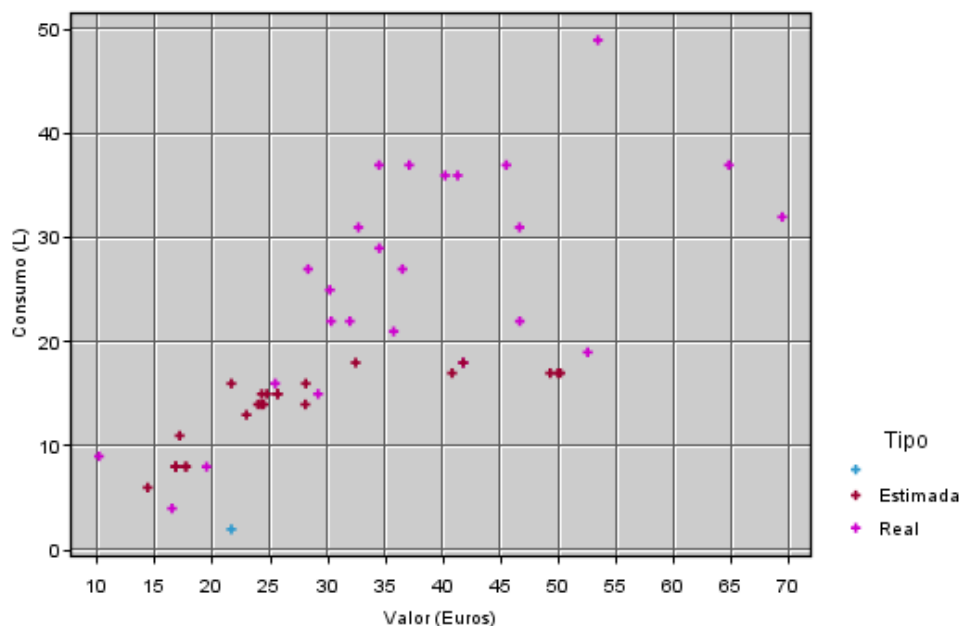


Figura 2. Dispersión de Variables

En la Figura 3, se puede observar cómo el cargo básico penaliza en mayor proporción los consumos bajos que los altos, algo que bajo el punto de vista de una estructura tarifaria que quiera promover el ahorro y no desperdicio del agua no parece muy lógico, siendo preferible tener tarifas escalonadas por consumos, no como se tiene en la actualidad de bonificar límites de consumos, lo cual no es tan claro que el cliente lo perciba, mientras que el cobro es algo más tangible.

Se puede observar como para consumos bajos, la diferencia en porcentaje de lo correspondiente al cargo básico y al cobro total de la factura puede llegar a casi un 30%, mientras que para valores de consumos más altos esta diferencia se reduce significativamente (menos del 1%), invirtiéndose la situación cuando el porcentaje de consumo es superior al valor más alto de facturación. En la factura se cobra más alta la parte fija de la estructura de costos que la parte variable (dependiente del consumo), lo cual esta incentivando el despilfarro de agua.

Diseñando un modelo de regresión lineal del que se obtiene un coeficiente de correlación lineal de 0.826, que toma como dependiente el cargo básico y de independientes el consumo (L), el tipo y el valor real (euros), se aprecia en la Figura 4, que el cargo básico tiende a ser estimado con valores menores para consumos altos, estructura tarifaria cargando más los costos fijos.

Posteriormente, se ha diseñado un primer modelo para clasificar el valor del consumo fijo haciendo uso del algoritmo C&RT (árboles de regresión y clasificación, Breiman *et al.*, 1984²), implementado en el programa Clementine 9.0 de SPSS, tomando como variables independientes el valor real, el consumo y el tipo de lectura si es real o estimada, obteniéndose un coeficiente de correlación para el modelo de 0.997. En la Figura 5 se aprecia

² Breiman, L.; Friedman, J.H.; Olshen, R.A.; Stone, C.J. 1984. *Classification and Regression Trees*. New York: Chapman & Hall/CRC.

que en general se obtienen valores más bajos en la estimación del costo del consumo básico que los obtenidos con la correlación lineal.

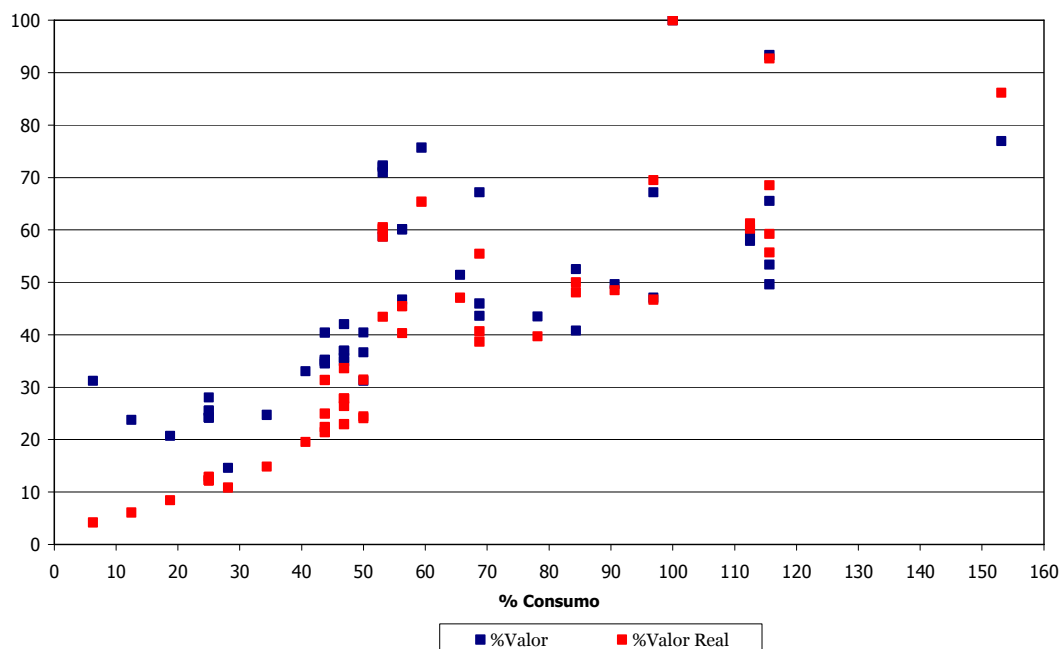


Figura 3. Comparación entre el porcentaje de consumo, el valor cobrado y el valor sin cargo básico

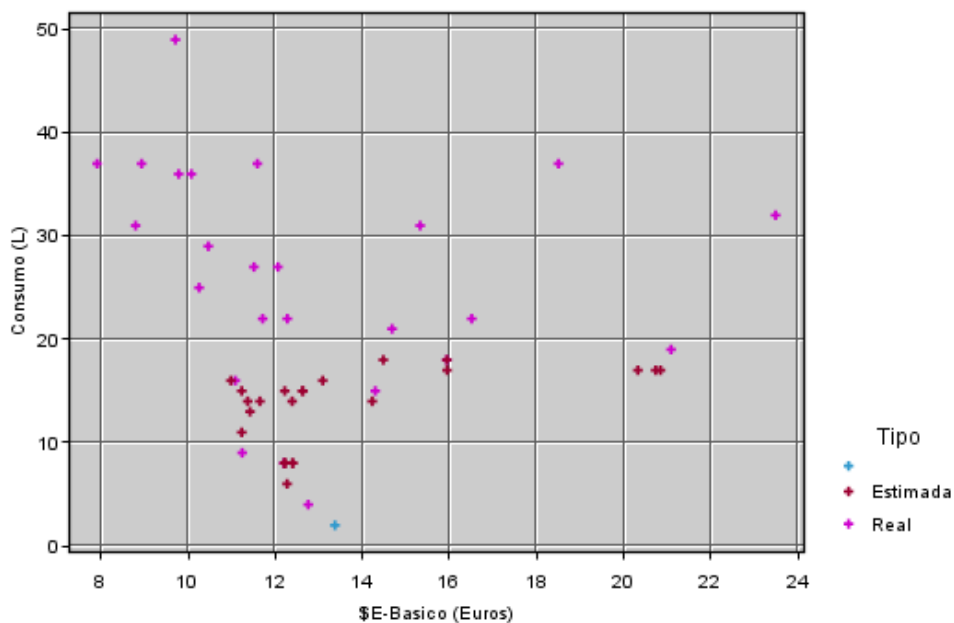


Figura 4. Relación entre el cargo básico estimado y el consumo para un modelo de regresión lineal

En la Figura 7, correspondiente al árbol de clasificación generado, se puede observar como la variable que tiene mayor ganancia es el valor real (diferencia entre el valor facturado y el básico) que se está cobrando en la factura, se confirma la tendencia de valores altos para cargos fijos y consumos altos.

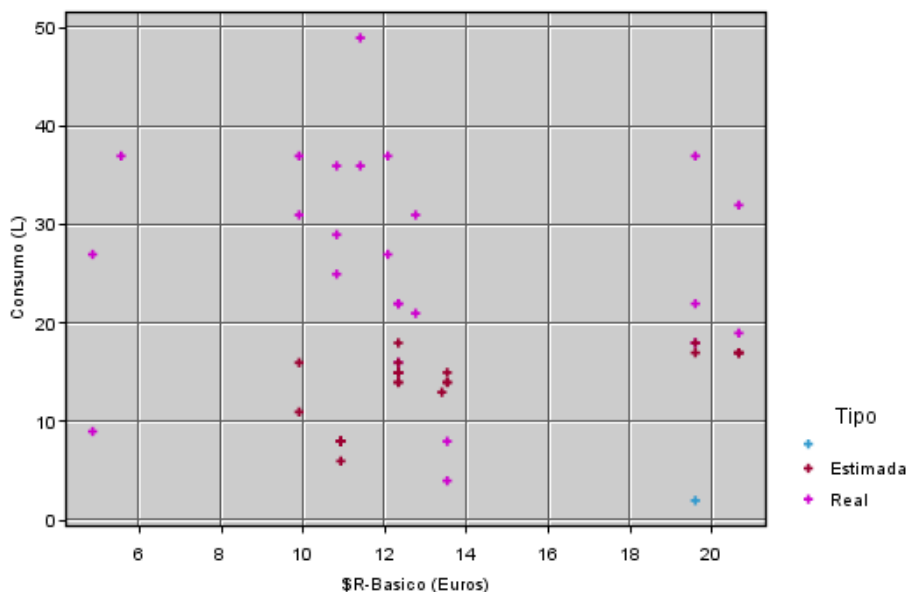


Figura 5. Relación entre el cargo básico estimado y el consumo para un modelo de árbol de clasificación y regresión

También se puede observar como otra variable que tiene importancia al momento de generar las reglas, es si la lectura corresponde a un valor estimado o si es la lectura del contador. En general las lecturas estimadas corresponden a valores muy inferiores a las lecturas tomadas del contador, por tanto se está penalizando al momento de no tomar la lectura al cliente. En este caso es importante anotar que en todas las facturas se está cobrando un canon de arrendamiento del medidor, por tanto el cliente está en su derecho de que se le cobre por lo que está consumiendo realmente.

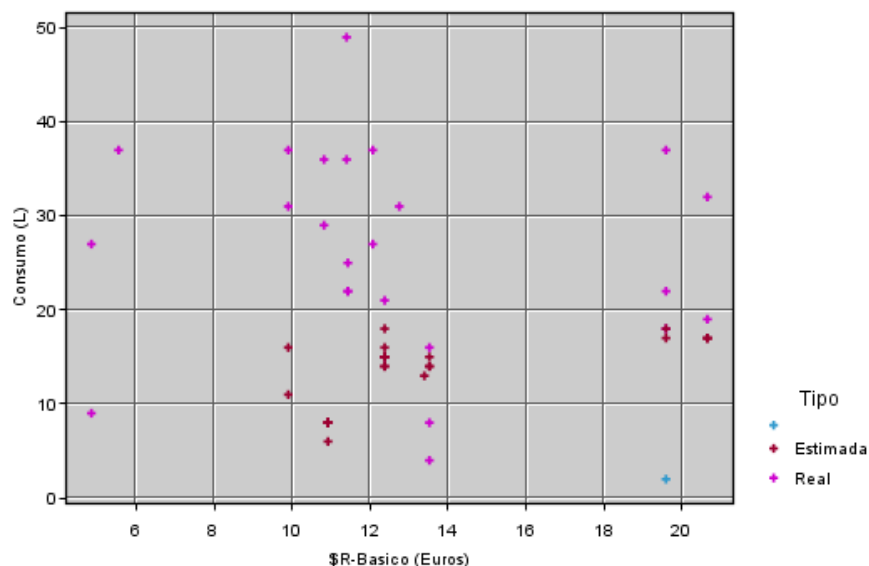


Figura 6. Relación entre el cargo básico estimado y el consumo para un modelo de árbol de clasificación y regresión

La Figura 6 corresponde a un segundo modelo de árboles de clasificación y regresión, para clasificar el cargo básico en función de los valores totales y reales, el consumo, y si la lectura es real o estimada, con una correlación para el modelo de 0.998. En la Figura 8, se aprecia el árbol de clasificación generado.

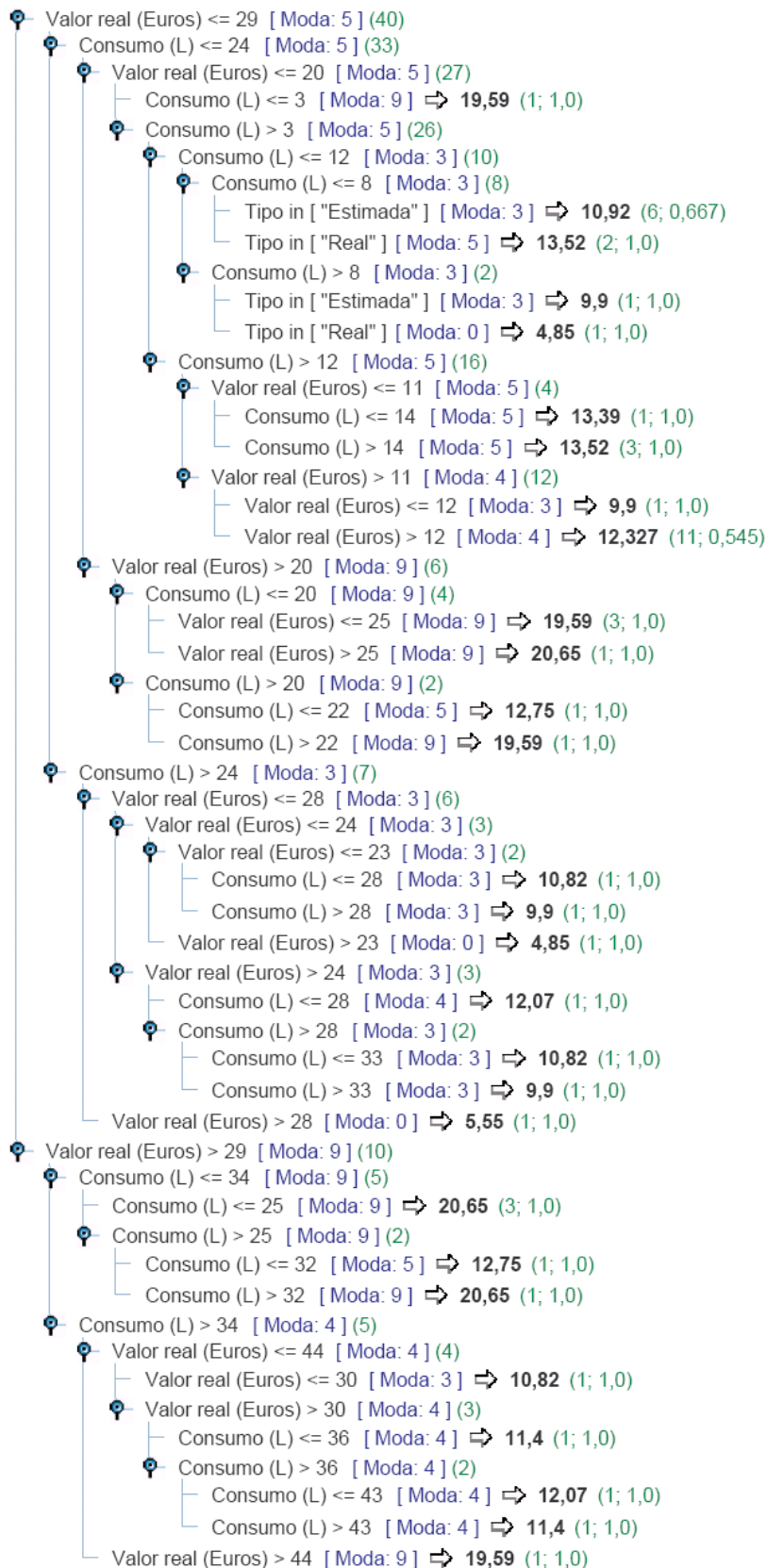


Figura 7. Reglas obtenidas para el cargo básico

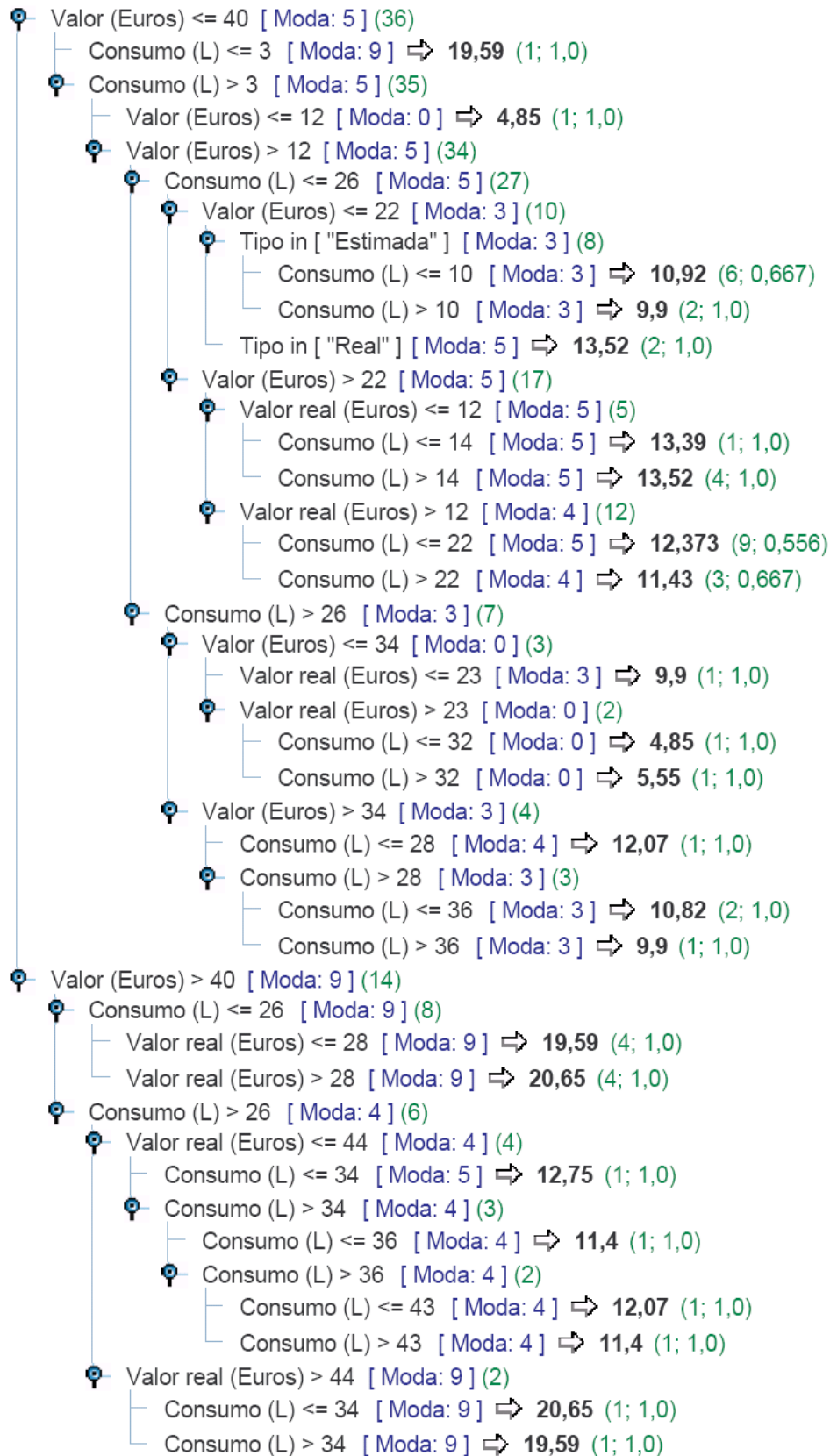


Figura 8. Reglas obtenidas para el cargo básico

CONCLUSIONES

Se ha presentado una descripción de los costos que deben ser tenidos en cuenta a la hora de recuperar el valor generado por los servicios de abastecimiento de agua, cumpliendo con el objetivo establecido en la Directiva Marco del Agua de la recuperación de costos económicos, que deben incluir no solo los costes financieros de prestación del servicio, sino también los costos medioambientales y del recurso.

Igualmente, basándonos en las facturas emitidas a un cliente por la empresa que gestiona el abastecimiento den la ciudad de Valencia, se puede observar como el mayor componente del cargo se da a los gastos fijos.

Debido a al escasa importancia relativa que tienen los costos variables respecto a los costos totales en la estructura de los costos de servicio en la operación de los sistemas de abastecimiento de agua, por razones de eficiencia podría justificarse recuperar los costos fijos a través de la cuota básica y los variables a través de una cuota variable, lo que implicaría que el cliente abone en la factura una mayor proporción en cuota fija o básica respecto a la variable, trayendo como consecuencia el despilfarro de agua, al tener un precio bajo por m³ de agua, situación que puede apreciarse con los datos presentados de la factura en Valencia.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo del proyecto IDAWAS (Ref. DPI 2009-11591), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y fondos FEDER-UE

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AEAS (2004), VIII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración. Madrid: Suministro de Agua Potable y Saneamiento en España.
- Barberán-O.,R.; Costa-T., A.; Alegre-V., A. (2008), “*Los costes de los servicios urbanos del agua. Un análisis necesario para el establecimiento y control de tarifas*”, Hacienda pública española / Revista de economía pública, Vol. 186, No. 3, 123-155.
- Barrera-O., F.; Olivera, M.; Ospino, C. (2009), “*Does society win or lose as a result of privatization? The case of water sector privatization in Colombia*”, *Economica*, Vol. 76, 649-674.
- Diakité, D.; Semenov, A.; Thomas, A. (2009), “*A proposal for social pricing of water supply in Côte d'Ivoire*”, *Journal of development economics*, Vol. 88, 258-268.
- Díaz, A., J.L.; Pérez, G., R.; Nudelman, M.A.; Izquierdo, S., J (2005), “*Minería de Datos (Data Mining) en los abastecimientos de agua, Casos Hipotéticos de utilización*”, Libro de Proceedings, V SEREA, Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Valencia, 29 de noviembre al 2 de diciembre de 2005, ST1-59-ST1-72.

ECO2 Drafting Group (2004), “*Assessment of environmental and resource cost in the water framework directive*”, Final draft, 12th November 2004), Luxembourg: European Commission. <www.circa.europa.eu>

Martínez-E.; R.; García-V.; M.A.; González-G., F. (2007), “*Does private management of water supply services really increase prices? An empirical análisis*”, FEG working papers series, Documentos de trabajo de la facultad de ciencias económicas y empresariales de la universidad de Granada, FEG-WP N°5/07, 34pp.

WATECO Working Group 2.6 (2003), “*Economics and the environment. The implementation challenge of water framework directive*”, Guidance document n°1, Luxembourg: European Commission. <www.circa.europa.eu>

DIAGNÓSTICO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO; CASO DE ESTUDIO: IHUATZIO, TZINTZUNTZAN, MICHOACÁN

Martha Patricia Hansen Rodríguez¹; Víctor Javier Bourguett Ortíz¹; Edgar Antunez Leyva¹

Resumen – Un diagnóstico integral de los servicios, consiste en realizar un análisis de la infraestructura hidráulica, de alcantarillado y saneamiento con que cuenta un organismo operador para dar su servicio, orientado al mejoramiento del mismo.

En éste se considera el tema de la eficiencia física, comercial y global, así como los aspectos de finanzas e indicadores de gestión y desempeño como los más importantes. Dicho análisis se lleva a cabo mediante un estudio documental de la información que se obtenga de las diversas áreas que integran el Organismo y la verificación en campo, cuando se determina como necesaria.

Además se toma en cuenta el perfil de los usuarios a los que está destinado el servicio, para poder determinar la capacidad de pago, educación ambiental y costumbres de los mismos, con la finalidad de que las acciones que se planteen, a corto, mediano y largo plazo, realmente permitan la mejoría y sustentabilidad de los servicios que presta.

El presente documento muestra la metodología empleada en la realización de un diagnóstico de servicios realizado el año 2008 en la localidad de Ihuatzio, Tzintzuntzan, Michoacán, México.

Abstract – An integral diagnosis of water services, consists of realizing an analysis of the hydraulic infrastructure, of sewer and reparation with which it counts a water agency to give its service orientated to the improvement of the same one.

In this considered to be the topic of the physical, commercial and global efficiency, as well as the aspects of finance and indicators of management and performance as the most important. The above mentioned analysis is carried out by means of a documentary study of the information that is obtained of the diverse areas that integrate the office and the check in field, when it decides as necessary.

In addition there is born in mind the profile of the users to whom the service is destined, to be able to determine the capacity of payment, environmental education and customs of the same ones, with the purpose of which the actions that appear, to short, medium and long term, really allow the improvement and sustentabilidad of the services that it provided.

The present document shows the methodology used in the accomplishment of a diagnosis of services realized the year 2008 in the locality of Ihuatzio, Tzintzuntzan, Michoacán, Mexico.

Palabras clave: Diagnóstico de un organismo operador, Plan de acción, Eficiencia.

Keywords: Water office (agency) diagnostic, Action plan, Efficient.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) – Subcoordinación de Hidráulica Urbana – Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, México, C.P. 62550 – Tel: (+52) 777 329 3678 – E-mail: phansen@tlaloc.imta.mx; vbougue@tlaloc.imta.mx; eantunez@tlaloc.imta.mx

INTRODUCCIÓN

Cuando se requiere elaborar un Plan de Acción orientado al mejoramiento de los servicios de agua potable y saneamiento de la localidad, es necesaria la realización de un diagnóstico integral que contenga información colectada, ordenada y analizada con el organismo, como puede ser: situación general de la localidad; estado físico y operacional de sus infraestructuras de abastecimiento y saneamiento; condiciones del servicio de comercialización; y el desarrollo institucional de organismo operador; con el fin de conocer las debilidades y fortalezas del sistema y del organismo operador, así como proponer acciones de mejoramiento y un programa de inversiones para llevarlas a cabo.

En este documento se presenta un resumen de los diversos puntos de análisis que deben de ser considerados en el mismo, así como el resultado de la aplicación de cada uno de estos en la realización del diagnóstico de la infraestructura hidro-sanitaria de la comunidad de Ihuatzio, Tzintzuntzan, Michoacán, México.

METODOLOGÍA

Con la finalidad de conocer cada uno de las acciones que pueden determinar mejoras en la operación y en los servicios que ofrece el Organismo Operador se analizaron los siguientes puntos:

1. **DIAGNÓSTICO GENERAL DE LA LOCALIDAD.** Se lleva a cabo con la finalidad de conocer el marco en el que se encuentra ubicado el Organismo Operador se comienza realizando un diagnóstico general de la localidad, específicamente sobre su geografía física, demografía, infraestructura social, economía, política, participación social, disponibilidad y contaminación de fuentes de abastecimiento y la satisfacción de los usuarios del agua, con el fin de identificar la viabilidad socioeconómica y ambiental, del desarrollo los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento en el corto y mediano plazos.
2. **DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA.** En éste se detalla el estado actual de las captaciones, conducciones, los sistemas de potabilización y distribución de agua potable, se analiza la eficiencia y se evalúa su situación en general. También, se hace una descripción de la red de atarjeas, pozos de visita y colectores, determinando su eficiencia y evaluando su situación actual. Asimismo, se revisa el funcionamiento de las plantas de tratamiento de agua residual existentes, los procesos utilizados, su eficiencia, la disposición final de las aguas tratadas y la evaluación de su estado general.
3. **DIAGNÓSTICO DEL SERVICIO.** Se analiza el servicio que proporciona el organismo operador del sistema de agua potable y saneamiento a sus usuarios, en especial se determina cuál es su desarrollo institucional a través de su estructura organizacional, las capacidades de su personal, su comunicación y transporte, la comunicación social, el costo de producción de agua y el sistema financiero y rentabilidad. Igualmente, se detalla el proceso comercial en su facturación, cobranza, contabilidad, padrón de usuarios y tarifas.
4. **EVALUACIÓN GENERAL DE LA SITUACIÓN ECONÓMICA Y SOCIAL DE LA LOCALIDAD PARA EL DESARROLLO DE LOS SERVICIOS DE AGUA.** En él se especifica la población económicamente activa y la capacidad de pago de dicha población, y las costumbres de la localidad en el uso del agua. Se incluyen los resultados obtenidos de una encuesta a los usuarios sobre la calidad, cantidad, continuidad del servicio de agua que

proporciona el organismo operador, la atención de sus quejas, así como los costos que están dispuestos a pagar. En este mismo capítulo se describen los estados de cuenta de la facturación y cobro de los servicios de agua, el costo de producción por metro cúbico y los problemas que se presentan en la localidad para el desarrollo de dicho servicio de agua potable y saneamiento.

5. **REQUERIMIENTOS DE INFRAESTRUCTURA PARA EL MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA.** En este punto se efectúan las proyecciones y pronósticos de la demanda de agua potable y aportación de agua residual, a futuro. Con base en la estimación de la oferta y demanda de agua, de las aguas residuales esperadas y en una actualización del catastro de redes y colectores, se proponen los esquemas de la infraestructura necesaria, que mejorará los servicios de agua y satisfará las necesidades actuales de la población y para los próximos 10 años.
6. **COSTOS Y PROGRAMA DE OBRA.** Este punto tiene como finalidad presentar el programa de inversiones a realizar durante el período municipal en que esté realizándose o inmediatamente siguiente, con la finalidad de mejorar el servicio de agua de la localidad.
7. **PLAN FINANCIERO.** Se lleva a cabo un análisis financiero, con el fin de establecer el costo del metro cúbico de agua que cubre el programa de inversiones planteado; en el mismo, se detalla el plan financiero más conveniente para la situación de la localidad.
8. **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.** Finalmente, se exponen las conclusiones y recomendaciones técnicas, administrativas e institucionales más relevantes para obtener el desarrollo del sistema de agua potable y saneamiento de la localidad en estudio.

A continuación se presenta uno de los estudios realizados recientemente, por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA)².

ESTUDIO DE CASO, IHUATZIO

DIAGNÓSTICO GENERAL DE LA LOCALIDAD

Lo primero que se revisó para la realización del estudio, fue ubicar geográficamente la misma, identificar su ubicación espacial y como se encuentra comunicada con otras poblaciones, además se obtuvieron datos del clima, humedad relativa y precipitación de la estación más cercana. Con todo ello se llevó a cabo un diagnóstico general de la localidad, entre algunos resultados tenemos que:

Ihuatzio se localiza al centro del estado de Michoacán, a una altura de 2,040 metros sobre el nivel del mar. Limita al Norte con la cabecera municipal de Tzintzuntzan, al Noroeste con Morelia; al Este con el lago de Pátzcuaro. Está ubicada, aproximadamente, a siete kilómetros de la cabecera municipal y a cinco kilómetros de la ciudad de Pátzcuaro (ver Figura 1.). Tiene una superficie de 0.3 km², que corresponde al 0.18% del área total del municipio .Su nombre significa "*lugar de coyotes*".

² El IMTA ha realizado estudios en localidades como Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro, Tzintzuntzan, Acapulco, Oaxaca, por mencionar algunos.



Figura 1. Localización de la población de Ihuatzio, Tzintzuntzan, Michoacán, México

La estación climatológica más cercana a la localidad está ubicada en Pátzcuaro, cuya temperatura y media anual registrada es de 15.13 °C, con máxima de 40.22°C y mínima de -2.56°C. La precipitación anual acumulada registrada durante el año 2007 y parte del 2008 ha sido de 1,192.25 milímetros.

En lo relacionado a las características y uso del suelo, podemos decir que en general la localidad cuenta solo con uso habitacional o público, y con dos clases socioeconómicas, media y popular.



Clase Socioeconómica Popular
Fotografía 1. Estratos sociales



Clase Socioeconómica Media

Cuando se revisó el crecimiento de la localidad se determinó que éste se está dando hacia el este de la localidad, al sur no crece más por su colindancia con el lago.



Fuente: Elaboración propia con imagen tomada de <http://mapserver.inegi.org.mx>

Ilustración 1. Zona de crecimiento natural de la población

Se realizaron estudios topográficos y se determinó que al Norte y Oeste se tienen una barrera de pequeños cerros y mesetas, mientras que al Este se extiende el ramal de carreteras y al sur colinda con el lago de Pátzcuaro.

En lo relacionado al estudio poblacional (histórico, actual y futuro) se tiene que los datos más antiguos reportados al INEGI (Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. www.inegi.gob.mx), son de 1995 donde la población era de 3,204.

Debido a que no eran suficientes los datos que proporcionaba el INEGI para el cálculo de la población actual (año 2008), se aprovecharon los resultados de vinculación, dando un total de 3,800 habitantes.

La proyección de población se realizó utilizando aplicando la tasa de crecimiento que reporta la CONAPO (Consejo Nacional de Población. www.conapo.gob.mx) y la población estimada de 3,800 habitantes, obtenida del trabajo de vinculación realizado, desde el año 2008 hasta el 2030. Con base en esto, se estima que para el año 2030 habitarán en la localidad alrededor de 4,285 personas.

De la misma forma se obtuvo información relacionada con educación, salud, abasto, deporte, vivienda, medios y vías de comunicación.

DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA

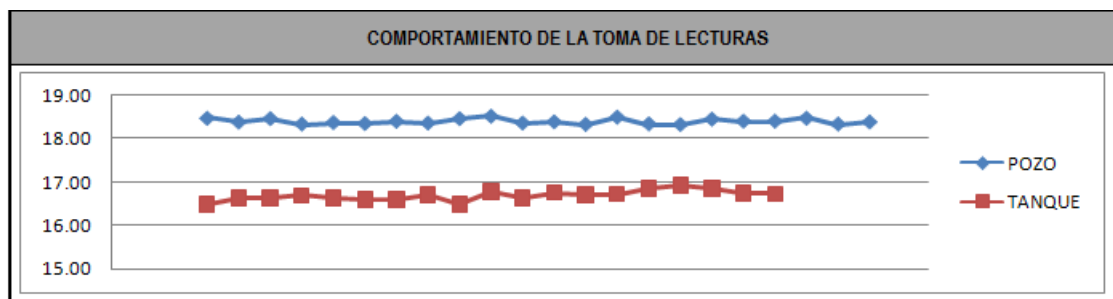
En este punto se revisaron del sistema de agua potable las captaciones donde se obtuvo que la población utiliza para su abastecimiento urbano agua de un pozo somero, localizado al noreste, donde se extraen 18.4 l/s en promedio³, que opera diariamente, excepto los miércoles, de las 8:00 A.M. a las 4:00 P.M., la localidad cuenta con otro pozo que no ha puesto en operación y gran parte de la población cuenta con norias en sus casas para abastecerse.



Fuente: Imagen tomada de Google Earth©

Ilustración 2 Ubicación de los pozos

Con este dato se puede obtener que la dotación diaria por habitante⁴, producida por el pozo es de 140 litros, sin embargo el tanque entrega 125 l/hab/día por las pérdidas existentes en la conducción.



³ El promedio de producción mencionado se obtuvo como resultado de una medición puntual en la tubería de conducción al tanque de almacenamiento, IMTA, 2008

⁴ Considerando un población de 3,800 habitantes, resultado de la encuesta aplicada, IMTA, 2008

Es importante el ubicar estas pérdidas para separarlas de la misma y cambiar la operación del sistema para incrementar la dotación diaria, aunque se encuentra en el rango de consumo doméstico *per capita* de clima templado⁵.

En lo relacionado a la conducción se ha detectado la presencia de pérdidas (por fugas o clandestinaje) de la línea de conducción que conecta al pozo principal al tanque de almacenamiento, mismo después surte a la red de distribución.

Debido a que a la fecha no existe un estudio completo de la calidad del agua subterránea. Para determinar las características de la calidad del agua del sistema, se realizaron análisis a cuatro pozos someros.

Este proceso se llevó a cabo en tres etapas: en la primera etapa, se identificaron los lugares donde se pudiera hacer un estudio general de la calidad del agua en la localidad, dichos puntos debían no estar muy cerca uno de otro y además dar abastecimiento de agua a varias familias, en promedio 10; en la segunda etapa se obtuvieron las muestras del agua y en la tercera y última etapa se realizó el análisis y obtención de resultados de las muestras obtenidas.

De manera general, con los resultados obtenidos en el muestreo y análisis del agua de las fuentes de abastecimiento en la presente temporada de lluvias se puede mencionar que la calidad del agua está afectada por contaminación relacionada a las actividades humanas y que es necesario establecer medidas correctivas para cumplir con la calidad para el uso y consumo humano.

Regularización

Anteriormente la población contaba con un tanque elevado (Fotografía 2), sin embargo, por las condiciones del mismo se paró su operación. Actualmente del pozo principal se envía el agua a un tanque (Fotografía 3) ubicado en la parte norte de la localidad.



Fotografía 2 Vista actual del tanque



Capacidad: 135m³; Dimensiones: 8.2m x 8.2m x 2m aproximadamente

Fotografía 3 Vista del tanque de almacenamiento

⁵ Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS), Libro: Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario, CONAGUA, 1994.

Red de distribución (principal y secundaria)

La localidad contaba solo con un croquis de su red de distribución, el mismo se ha digitalizado y se ha actualizado en un 100%, inspeccionando las válvulas que se presentan en el mismo, pudiendo ubicar solo 9 cajas.

La tubería existente en la red de distribución de agua potable de Ihuatzio, es de fierro galvanizado y de PVC y tienen diámetros desde 2" hasta 6":

El principal problema en la distribución del agua potable, es que no existen válvulas para el control en la distribución de los caudales, y las pocas existentes no se operan, por lo que el agua tiende a llegar solo a las tomas ubicadas en la parte más baja de la localidad.

Antigüedad de la red de distribución (principal y secundaria)

En lo relacionado la antigüedad de la red se obtuvo información de parte del Departamento de Obras Públicas del Municipio de Tzintzuntzan y por habitantes de la localidad de Ihuatzio y se tiene que la red en su parte central tiene más de 40 años de antigüedad y en las zonas de crecimiento más de 10. Sin embargo, el crecimiento de la red no fue organizado y no se encontró información que proporcionara como fue creciendo la misma y los puntos de la red antigua donde se conectaron las nuevas tuberías.

Cajas de válvulas

Con la inspección física de las cajas de válvulas, se identificaron los siguientes problemas:

- Algunas cajas de válvulas ubicadas en el plano de infraestructura hidráulica existente, no se encontraron físicamente.
- En su mayoría, las cajas de válvulas se localizaron ocultas por la calle empedrada.
- El tipo de caja para la operación de válvulas en algunos casos era diferente a la convencional, disponía de un pequeño hueco para la manipulación de la válvula, la tapa era de concreto colado.
- Registros azolvados de basura, lodo, tierra, arena, y piedras.
- Válvulas con fuga.
- El estado físico de las válvulas es deficiente.

Como se podrá observar, el estado físico de las válvulas no es bueno, presentan oxidación, corrosión, no tienen volante, algunas no las abren, no cuentan con mantenimiento preventivo o correctivo.

Los resultados de la inspección indican que el 100% de las válvulas se encontraron azolvadas de lodo, arena, tierra ó basura, el 20% no tenían registro, además de las que no se localizaron en campo⁶, estando ubicadas en plano.

Por su parte, los registros inspeccionados no son estándares, algunos están sellados totalmente, además, las dimensiones del registro no son las adecuadas para hacer las maniobras de reparación.



Caja de válvulas antes del mantenimiento



Después del desazolve y mantenimiento

Sondeos para delimitar la red

Con la finalidad de conocer como se encuentra la red de agua potable se realizaron sondeos para verificar las características física y condiciones existentes.



Sondeo realizado para verifiacar el cruce, mismo que no se encuentra igual como indica el plano.



Se realizaron ocho sondeos de los cuales la mitad es diferente al plano con que cuentan en la localidad.

Fugas

Con respecto a las fugas reparadas en red de distribución, no se tienen estadística, el comité de agua potable las repara pero no lleva ningún control de las mismas. Adicional a

⁶ Se hicieron ocho sondeos para verificar la existencia de las válvulas marcadas en campo, mismas que no se localizaron.

esto las fugas tampoco son aforadas ni se sabe cuál es su permanencia desde que se presentan hasta que son reparadas. De manera similar, no hay registros de parámetros hidráulicos, como son presión, caudal y velocidad en la red de distribución. Otras carencias observadas en la red de distribución son las siguientes:

- Las tomas domiciliarias no cuentan con un sistema de micromedición
- Se desconoce la eficiencia electromecánica de los equipos de bombeo
- Existe servicio discontinuo (tandeos) de agua a los usuarios, mismos que reciben agua ocho horas al día, durante seis días de la semana (no hay servicio el día miércoles)
- Al 80% de los usuarios encuestados⁷ les llega el agua solo al nivel en la toma domiciliaria

SISTEMA DE ALCANTARILLADO

La localidad no cuenta con sistema de alcantarillado. Para este fin cada casa cuenta con letrina, misma que no son construidas adecuadamente y pueden ser una fuente de contaminación a su acuífero, como lo muestran los resultados de calidad del agua donde se presenta concentraciones de nitratos.

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

En Ihuatzio, no existe planta de tratamiento, ni tratamiento básico.

DIAGNÓSTICO DEL SERVICIO

Ihuatzio se rige bajo el sistema de organización social y política de “Usos y Costumbres”, por lo que cada año se elige a un representante del pueblo (Jefe de Tenencia), mismo que organiza a un grupo encargado del funcionamiento de la red de distribución, dicho grupo es denominado como Comité de Agua Potable, que tiene de duración el mismo periodo que el Jefe de Tenencia.

DESARROLLO INSTITUCIONAL

Marco legal

El Comité de Agua Potable, no cuenta con personalidad jurídica ni patrimonio propio.

Estructura y organización

En el Comité está compuesto por cuatro personas de la localidad, los cuales se dividen en dos grupos, cada uno de dos personas, para atender los dos barrios existentes en la localidad. Los integrantes de este Comité, no reciben ningún pago por su servicio.

De acuerdo con el total de tomas domiciliarias de agua con que cuenta actualmente la localidad el Comité de agua Potable, cuenta con solo dos personas, mismas que nos son empleados y un válvulero para la operación de la red, lo que nos daría un indicador de 1.26

⁷ Resultado de la encuesta aplicada. De 508 encuestados, 410 respondieron que el agua le llega solo a la toma.

empleados por cada mil tomas, lo cual está muy por debajo del estándar (5 empleados por cada mil tomas), por lo que es recomendable, que de constituirse, en forma, el Comité de Agua esté debería de contar con al menos 15 empleados, para la operación del sistema.

SISTEMA FINANCIERO Y RENTABILIDAD

Costo de producción del agua

Para calcular el costo de producción de agua de la localidad de Ihuatzio se acudió al Comité de Agua, mismo que reportó que el mayor gasto para su producción es el de energía eléctrica, mismo que ascendió a la cantidad de \$76,169.00 en el año en curso, además de \$3,300.00 que fueron pagados al válvulero.

Por consiguiente considerando una producción de 18.4 lps que produce en pozo, se tiene que \$0.50/m³.

Ahora bien, si el volumen de agua que consumen los usuarios es de 165,335 metros cúbicos por año y la recaudación por el pago del servicio que realizan los usuarios es de \$34,020.00 por año. Lo que nos muestra que existe un déficit de casi el 60%, mismo que se recuperaría fácilmente si los usuarios pagaran su tarifa puntual.

Capacidad de pago

Con la finalidad de conocer la capacidad de pago de los habitantes de Ihuatzio se analizaron los resultados de la Encuesta Nacional de Ingresos y Gastos de los Hogares 2006 (ENIGH) que realiza el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), producto que tiene por objetivo proporcionar un panorama estadístico del comportamiento de los ingresos y gastos de los hogares. Los resultados para poblaciones mayores o iguales a 2500 habitantes se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Porcentajes nacionales destinados al gasto mensual total, en hogares con población mayor o igual a 2500 habitantes (encuesta ENIGH-INEGI, 2006)

TIPO DE GASTO	PORCENTAJE DE GASTO
ALIMENTOS, BEBIDAS Y TABACO	28.56%
TRANSPORTE, ADQUISICIÓN, MANTENIMIENTO Y ACCESORIOS PARA VEHÍCULOS Y COMUNICACIONES	19.23%
EDUCACIÓN Y ESPARCIMIENTO, PAQUETES TURÍSTICOS Y PARA FIESTAS, HOSPEDAJE Y ALOJAMIENTO	15.94%
LIMPIEZA Y CUIDADOS DE LA CASA, ENSERES DOMÉSTICOS, MUEBLES, CRISTALERÍA, UTENSILIOS DOMÉSTICOS Y BLANCOS	6.37%
VESTIDO Y CALZADO	5.83%
VIVIENDA, SERVICIOS DE CONSERVACIÓN, ENERGÍA ELÉCTRICA Y COMBUSTIBLES	9.28%
CUIDADOS MÉDICOS Y CONSERVACIÓN DE LA SALUD	3.87%
CUIDADO PERSONAL, OTROS GASTOS Y TRANSFERENCIAS	10.92%
TOTAL DEL GASTO FAMILIAR MENSUAL	100.00%

Para calcular la capacidad de pago de los servicios de agua que tiene la población de Ihuatzio, se parte del supuesto de que cada habitante económicamente activo puede desembolsar un porcentaje del ingreso mensual, para el pago del servicio de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

Según lo planteado en la Tabla 1, se podría destinar el 2% del salario mínimo diario, es decir del orden de 1.00 \$/día (30.00 pesos al mes). Actualmente se paga una tarifa de \$25.00 al mes, sin embargo solo paga menos del 20% de la población (113 tomas aproximadamente), si se hicieran trabajos de regularización de pago y se obtuviera un incremento de tomas pagadas a 300 en el pago, es decir que pagara la mitad de las tomas de la localidad, se tendría que al año se cobraría \$90,000.00, suficientes para el pago de las necesidades actuales del sistema.

Claro que se tiene que tener en cuenta que la población requiere de mejores servicios, entre ellos, es importante el drenaje, por lo que se esperaría que el incremento en el pago de los servicios llegara al menos al 80%.

Evaluación de la satisfacción del cliente

Con la finalidad de conocer este punto se realizaron encuestas en toda la localidad los resultados son los siguientes:

- El 82% de la población, obtiene la mayor parte del agua de la llave.
- El 39% de la población compra garrafones de agua para consumo y el 38% toma el agua de la llave, pero no la hierve ni purifica, lo que conociendo la calidad del agua es importante considerar.
- El 40% gasta aproximadamente \$36.00/semana en consumo de compra de garrafones
- El 63% se encuentra satisfecho con el servicio y el 37% restante insatisfecho
- El 60% considera suficiente la cantidad de agua que recibe en su hogar.
- El 80% de la población recibe el agua en la toma (no tiene presión).
- Entre las mejoras consideradas como importantes para la población se encuentran: el 67% opinó que es importante que el agua llegara a diario; el 74% que el agua llegara durante todo el día y el 36% que el agua llegara hasta el tinaco.
- La población consideró que el precio que paga por el agua es: 15% cara, 72% justa, 7% barata y 6% no sabe

REQUERIMIENTOS DE INFRAESTRUCTURA PARA EL MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA

Con el fin de mejorar los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento de la población de Ihuatzio, se realizaron propuestas de la infraestructura que es necesaria desarrollar en los próximos años.

- Inversión en la infraestructura hidráulica de la localidad
- Instalación de válvulas para el manejo de la red
- Red de atarjeas, colectores y tratamiento (obras de saneamiento)
- Regularización de usuarios (contratos, toma, registro, historial)
- Conformación del Comité de Agua

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se mostró en el documento, al seguir la metodología de presentada se puede obtener un panorama más completo de las necesidades para la mejora del servicio de agua. En este caso se tomó como ejemplo el Diagnóstico realizado más recientemente.

Sin embargo es importante mencionar que la metodología propuesta no es limitativa y puede tener aportaciones que, como es esperado, ayuden a tener un mejor conocimiento físico y social de los aspectos que tienen que ver con el funcionamiento de un sistema de agua.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado gracias a diagnósticos realizados a Organismos Operadores ubicados en estados como Michoacán y Guerrero. Se hace un extensivo reconocimiento por la colaboración presentada en cada uno de los trabajos.

TRABAJOS RELACIONADOS

- Hansen, M.; Antunez, E. (2008) “*Diagnóstico de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado: Ihuatzio, Tzintzuntzan, Michoacán*” Informe de actividades. IMTA, Fundación Gonzalo Río Arronte.
- Bourguett, V.; Cortés, P.; Antunez, E.; Flores, F.; Hansen, M.; *et all* (2008) “*Análisis de la infraestructura hidráulica, de alcantarillado y saneamiento; así como, evaluación de la calidad bacteriológica de agua en fuentes de abastecimiento para consumo humano, en la ciudad de Acapulco de Juárez*”, Informe de actividades. CONAGUA, IMTA.
- Bourguett, V.; Ochoa, L.; Caldiño, I.; Maldonado, J.; Martín, A.; Antunez, E.; Hansen, M.; Buenfil, M.; (2005) “*Diagnóstico integral de los Organismos Operadores de Agua potable y Alcantarillado Sanitario (OOAPAS) Pátzcuaro, Tzintzuntzan, Erongarícuaro y Quiroga de la cuenca del Lago de Pátzcuaro*”, Informe de actividades. IMTA, Fundación Gonzalo Río Arronte.

DISEÑO DE UN SISTEMA PARA CALCULAR TARIFAS EQUILIBRADAS DE AGUA POTABLE PARA ORGANISMOS OPERADORES DE SONORA, MÉXICO

Héctor Abel López Cervantes¹; José Dolores Beltrán Ramírez²; Javier Mauricio Pinto Valverde³

Resumen –La diversidad de criterios para el cálculo de las tarifas de agua potable en cada uno de los Organismo Operadores (OO) del estado de Sonora, representa una problemática administrativa y financiera para la Comisión Estatal del Agua (CEA). Para resolver esta problemática y unificar criterios de cálculo de tarifas la Comisión Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) y Gobierno del Estado de Sonora, a través del Fondo Mixto, convocaron públicamente a la elaboración de un sistema de cálculo de tarifas equilibradas para los OO. Con este sistema se busca la autosuficiencia financiera y comprometen al mejoramiento de metas y estándares de desempeño, planeando los recursos económicos para resolver todas las necesidades a mediano y largo plazo, con justicia y equidad para todos los usuarios, de acuerdo a la Ley 249 de Agua del Estado de Sonora. Se presenta la aplicación del sistema al cálculo de las tarifas para 2009 del Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cajeme, Son. Personal administrativo de los OO reciben capacitación del uso e implantación del programa en cursos talleres programados. La aplicación del sistema se lleva a cabo paso a paso, apoyando con la ayuda y demo que se tiene instalado.

Abstract – The diversity of criteria for determining the rates of drinking water in each of the operating organizations (OO) of the State of Sonora represents an administrative as well as a financial problem for the State Commission of Water. In order to solve these problems and unify criteria so as to calculate rates established by The National Commission of Science and Technology together with the State Government of Sonora, through the Mixed Fund, they publicly convened the production of a calculus system for balanced rates for the Operating Water Organism. Upon setting up this system, we therefore seek financial self-sufficiency as well as a compromise toward improving performance of goals and standards so as to be able to plan the economic resources in order to solve all the needs in the medium and long term through justice and equity for all the users according to Law 249 of Water of the State of Sonora. We herewith present the application of the System to the calculus of the rates for 2009 of the City Operating Water Organism, Sewer System and Cleaning-up of Cajeme, Sonora. The Administrative Personnel of the Operating Water Organism receive a training of the used as well as the implementing of the program in workshops. The application of the system is carried out step by step, thus helped by the demo already installed.

Palabras clave. Software, tarifas equilibradas, canoniza, organismos operadores.

Keywords: Software, rates, canonize, operating water organisms.

¹ Instituto Tecnológico de Sonora (ITSON) – Departamento de Ingeniería Civil – Código Postal, 85130, Cd. Obregón, Sonora, México. – Tel: (644) 410 90 00 – Email: hlopez@itson.mx.

² Instituto Tecnológico de Sonora (ITSON) – Departamento de Ingeniería Civil – Código Postal, 85130, Cd. Obregón, Sonora, México. – Tel: (644) 410 90 00 – Email: dbeltran@itson.mx

³ Instituto Tecnológico de Sonora (ITSON) – Departamento de TI– Código Postal, 85130, Cd. Obregón, Sonora, México. – Tel: (644) 410 90 00 – Email: mpinto@itson.edu.mx

INTRODUCCIÓN

La responsabilidad por el suministro de agua en bloque de fuentes superficiales y por la administración del agua subterránea está en la Comisión Nacional del Agua (CNA). El sistema de precios vigentes para el agua utilizados por las empresas distribuidoras genera distorsiones debido a que no toman en cuenta el costo económico de su captación, transporte y distribución. Los costos son cada vez mayores. Las nuevas fuentes de abastecimiento con agua superficiales están alejadas y contaminadas y las subterráneas están sobreexplotadas por encima del nivel de recarga natural, arriesgando la capacidad de los acuíferos como fuentes seguras de abastecimiento en períodos prolongados de sequías o por problemas en la infraestructura de captación y transporte. El problema se complica por el uso del agua con calidad potable para actividades industriales y para riego, en los cuales se podrían aprovechar el agua residual tratada (ART) (Gómez 2002). Los sistemas de distribución de agua en la República Mexicana son deficientes (Gómez, 2002), ya que en promedio el 16.8 % de las tomas presentan fugas, con 36.4% de pérdidas totales en el sistema (Ochoa y Bourguett, 2000), con porcentajes extremos de hasta 62.9 en Oaxaca, Oax., y mínimo de 22.9 en Tapachula, Chis., que representan gastos unitarios de fugas por toma entre 17.3 y 96.8 l/s, para presiones medias entre 0.04 y 4 kg/cm², respectivamente. Además de las fugas físicas se presentan deficiencias en la medición, en la facturación y en el cobro, la eficiencia global (agua cobrada/agua abastecida al sistema) se sitúa alrededor del 35%. Eficiencia global de OOMAPAS de Cajeme, son, en 2002, 41.6% (López, 2003). El costo para los operadores del agua en bloque provista por la CNA y potabilizada oscilan entre \$1.74/m³, si proviene de acuífero y de \$2.21/m³ si es tomada de fuente superficial con potabilización. \$1.94/m³ para Cd. Obregón, Son., en el año 2002. (López, 2003).

La tarifa es una herramienta intrínsecamente asociada a la misión y metas de un organismo operador, que lo debe impulsar a la búsqueda de la eficiencia interna, la calidad del servicio y atención a sus clientes; pero que simultáneamente debe servir para concientizar a los usuarios respecto al valor y costo real del agua. Los sistemas de tarifas equilibrados buscan la autosuficiencia financiera del operador y lo comprometen a lograr determinadas metas y estándares de desempeño, además permite planear montos específicos de recursos que se destinarán a renovaciones, mantenimiento e inversiones, tomando en consideración la problemática y necesidades de mediano y largo plazo, lo cual representa la mejor garantía de justicia y equidad para con sus clientes. Desafortunadamente, muchos organismos de agua del estado de Sonora aún mantienen sistemas de cobro relativamente arbitrarios, que tal vez le aporten recursos suficientes al organismo operador, pero que no están bien estructurados o que adoptan criterios que no estimulan al ahorro de agua, la instalación de medidores o reglas para evitar las descargas contaminantes. Determinar un precio es relativamente fácil, sin embargo, para lograr el equilibrio económico, ser justo, prever necesidades ambientales, aminorar riesgos financieros por inestabilidad en los mercados energéticos, de materiales y del mercado del agua requiere métodos tarifarios más eficaces. En el estado de Sonora, las tarifas de agua deberían ser más altas que en otras entidades, tanto para reflejar la escasez y riesgos reales, como por la poca disponibilidad del recurso, la fuerte competencia entre usuarios y por los costos marginales altos. Es necesario alentar el uso de sistemas de tarifas basados en la medición de consumos y las características de las descargas contaminantes para convertirse en mecanismos de administración de las demandas que busquen desalentar los derroches y los altos consumo de agua. Un sistema de tarifas debe contemplar integralmente el valor real del agua y su servicio incluido el abasto, limpieza y tratamiento de los desechos. De acuerdo a Hanzen y Buenfil (2004), para el cálculo de las tarifas de agua potable se tienen las dos metodologías más aplicables: el método Canoniza y el método MET@, elaborados en hoja electrónica Excel. El primero, para cobros volumétricos integrales de acuerdo a los

costos de producción, a las necesidades de recaudación y a los volúmenes de venta deseados, considerando los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Diferentes rangos de consumo de los usuarios con tarifas ascendentes de acuerdo a los rangos, donde quienes consumen poco se les carga sólo los rubros más indispensables para la buena operación del sistema. El método MET@ está conformado por los bloques de introducción de datos, cálculo y resultados. El cálculo de las tarifas crecientes considera cobros volumétricos y servicios globales. Hace una diferenciación de tarifas de acuerdo a las clases socioeconómicas del padrón de usuarios. De acuerdo a Water Revenue Assistance Program, (Philadelphia, 2005) las tarifas son necesarias para que el organismo operador pueda pagar los costos asociados con el funcionamiento seguro, confiable y eficiente de los sistemas de agua y aguas residuales. Algunos costos clave están relacionados con lo siguiente: Pérdida del un subsidio anual estatal o federal; Nuevos estándares más altos relacionados con normas ambientales para potabilización del agua y para el tratamiento de las aguas residuales y pluviales; Aumento en los costos materiales y mano de obra, costos más altos asociados con el financiamiento, reemplazo y renovación de la infraestructura de manera rentable.

Las tarifas y recaudaciones deben ser suficientes para permitir el cumplimiento con todas las necesidades financieras. Es necesario hacer el diagnóstico del funcionamiento de los sistemas de distribución de agua potable para cuantificar las obras sobre: captación y ampliación de la capacidad de conducción; tratamiento y reuso de las aguas residuales en procesos agrícolas e industriales, para disminuir el consumo de agua del acuífero; reducción de fugas en la distribución y entrega del agua hasta un 25% en un plazo de cinco a diez años; reducción del consumo mediante programas de aumento de la Micro medición, la facturación y la cobranza; y recargar el acuífero con agua pluviales y agua tratadas (Gómez 2002).

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Poblaciones importantes del sur de Sonora, con grandes expectativas de crecimiento, tiene como problema más importante a resolver el abastecimiento de agua en cantidad, calidad y oportunidad a cada uno de los usuarios. Para determinar las tarifas por la prestación de los servicios de agua potable, la legislación de cada entidad federativa establece los consejos de administración como organismos facultados para ello. Los consejos, generalmente calculan las tarifas en base a un estudio socioeconómico y financiero del área geográfica en donde se aplican, procurando que estas reflejen la estructura marginal de costos de extracción y distribución, buscando, con su aplicación, eficiencia económica, sostenibilidad financiera y equidad social. Faltando un estudio integral, que considere todas las demás variables que influyen y que se necesitan para obtener un precio real, que haga de los organismos operadores autosuficientes económicamente. Un costo real del agua, por m³, debe considerar todas los tipos de tomas (domésticas, comerciales o industriales), la cobertura total, el volumen anual producido, el volumen facturado. Debe incluir todos los ingresos (por alcantarillado, saneamiento, instalaciones de agua y drenajes, multas, etc.), así como determinar los porcentajes de pérdidas por fugas y por facturación no cobrada. Los principales egresos corresponden sueldos de personal, gastos de productos consumibles como combustibles, lubricantes, productos químicos, etc.; pago por derechos a la CNA, inversiones en obras y equipos. La depreciación de las plantas y la red se debe considerar así como los programas de inversión anual, los programas de consolidación y de obras en proceso. El análisis de una tarifa real debe ir mucha más allá, debe incluir un programa de uso eficiente del agua para que cada vez se tenga más conciencia y la población disminuya el consumo per capita hasta niveles mínimos. El déficit económico de los organismos operadores representa un subsidio. En el año 2002, el organismo operador de Cajeme, obtuvo ingresos totales por \$111,803,298.00 y se gastó \$142,738,253.00, lo que representa un déficit del 27.4%. En la información proporcionada por el organismo no se consideran rubros tan importantes como la depreciación real de toda la infraestructura hidráulica y civil, el mantenimiento, mejoramiento y

sustitución de material y equipo obsoleto o que cumplió con su vida útil, inversiones en obras para garantizar a largo plazo el suministro seguro, etc. El déficit es acumulable en cada período porque las tarifas no son las adecuadas y es similar en cada una de las poblaciones urbanas. Los sistemas de agua potable en zonas rurales son más críticos, el déficit de pagos alcanzan hasta el 60% y los desperdicios de agua son mayores en virtud de que el volumen más importante está en el riego de plantas y jardines, además de que a los usuarios no se les exige el pago de las tarifas reales.

Actualmente ningún Organismo Operador tiene un sistema de cálculo de tarifas, en algunos municipios, el pago del consumo de agua no se ha incrementado desde hace más de cinco años, en otros, sólo cobran tarifa fija que no representa ni el 30% del importe de los egresos y son subsidiadas directamente por el Ayuntamiento. En algunas poblaciones con cuotas fijas tienen consumos promedio de más de 500 litros por habitante por día (l/hab/día).

Socialmente, los Organismos Operadores deben considerar en las tarifas, por medio de estudios socioeconómicos, a las familias cuyos ingresos económicos sean tan bajos que no puedan pagar el importe total mensual y a los usuarios de la tercera edad. El OOMAPAS de Cajeme tiene más de 500 tomas con medidor en las cuales el usuario no paga, siempre y cuando el consumo sea menor de 10 m³ por mes; a los usuarios de la tercera edad se les da un 50% de descuento.

El objetivo principal del sistema es calcular las tarifas escalonadas mas adecuadas a las características económicas y sociales de los usuarios para garantizar el servicio oportuno y seguro.

Para la aplicación del sistema tarifario por cada OO se realizan las siguientes acciones:

- Diagnosticar el funcionamiento de los sistemas hidráulicos de cada población.
- Evaluar las inversiones necesarias para que los sistemas hidráulicos cumplan con las demandas de los usuarios.
- Realizar análisis de riesgos de los sistemas de tuberías de acuerdo a la metodología del IMTA.
- Determinar el comportamiento de usuarios por bloque en las poblaciones.
- Determinar las eficiencias físicas y comerciales de los sistemas hidráulicos.
- Aplicar el programa de cómputo flexible e interactivo para el cálculo de las tarifas de agua, que considere los pagos unitarios por consumo de agua potable, saneamiento y tratamiento de las agua residuales.

Procedimiento del cálculo de tarifas.

Paso 1. Abrir el software. Ingresar al paquete. Ingresar los datos requeridos: Usuario y Contraseña.

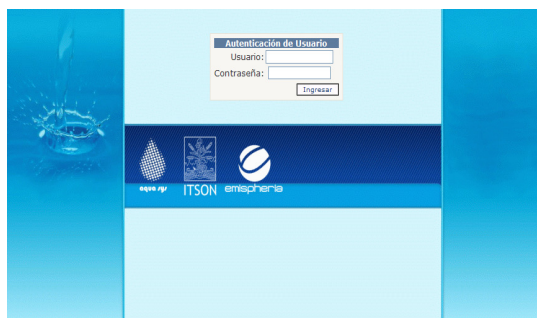


Figura 1. Pantalla de acceso al sistema

Pantalla Principal. En esta pantalla se muestran los menús principales del software: Administrador de usuarios, Parámetros, Ejercicios, Reportes y Gráficas. Los submenús contienen los pasos del procedimiento para el cálculo de las tarifas.

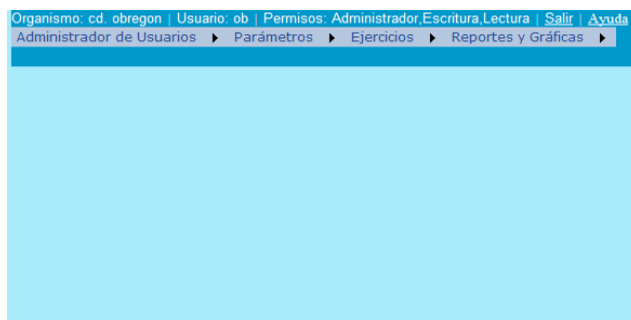


Figura 2. Pantalla principal.

Paso 2. Recolección de los montos de egresos. Deberá recolectarse la información financiera de los OO del año (ejercicio) anterior al año que se pretende analizar. Se implementa formato para agrupar los conceptos y subconceptos así como las categorías de egresos.

Paso 3. Dar de alta los ejercicios. Ejercicios → Ejercicios. Se sugiere poner el año como nombre del ejercicio pues la casilla “Descripción” en la ventana “Ingresar ejercicio” solo admite 4 caracteres.

Paso 4. Introducir Conceptos Generales y Subconceptos. Los conceptos son lo que genera un egreso o gasto en las diferentes categorías. Los conceptos son SPA, GAG, SPO, GOP, INTO, INME, REQI, etc. Los gastos son las filas en el formato

Paso 5. Introducir categorías. Las categorías son un detalle de los conceptos de gastos en el sistema, es decir, las categorías son el detalle de en qué se gastó en cada concepto. La suma de los gastos de las categorías de un concepto siempre será igual a la suma total de gastos del concepto. En el formato que se está manejando las categorías son: Gastos Técnicos de Operación, Gasto por Administración, Gasto por Saneamiento y Gasto por Operación Rural. Las categorías son las columnas del formato.

Paso 6. Asignar Conceptos y Subconceptos al ejercicio en análisis. Para seleccionar los Subconceptos se deberá expandir el Concepto a fin de poder marcar los Subconceptos que se desea asignar al ejercicio.

Paso 7. Asignar categorías al ejercicio en análisis. Al igual que en paso anterior: Se selecciona el ejercicio, Se cargan los datos del ejercicio; y se seleccionan las categorías que se desea asignar a ese ejercicio

Paso 8. Introducir el detalle de los egresos para cada concepto y cada categoría. Introducir las cantidades. Si así se desea, se puede consultar la siguiente pantalla que es: “Egresos del Periodo”, en donde aparecen tabuladas las claves y nombres de los egresos asignados, los gastos totales de cada concepto y su porcentaje relativo con respecto al monto total de egresos para el ejercicio

Paso 9. Introducir las Tarifas de los consumidores. Deberán llenarse todos los campos, o de otra forma, en la pantalla siguiente: “Histograma de consumo”, no habrá información suficiente para las gráficas y para seguir con el análisis.

Paso 10. Asignar cargos a grupos. Asignar los porcentajes correspondientes a cada concepto y rango de consumo. Algo que debe tomarse muy en cuenta, es que si a algún grupo

de clientes (rango de consumo) se le carga algo diferente a 100%, deberá compensarse esa diferencia, agregándola a otro grupo (rango).

Paso 12. Consultar la equivalencia de tarifas. Esta opción contiene, entre otra información, una comparativa entre dos opciones de cobro de tarifa fija y los importes que se recaudarían con cada opción tarifaria.

Paso 13. Comparar con tarifa actual. En esta pantalla se comparan los datos de la tarifa actual con los datos de la tarifa proyectada para el ejercicio seleccionado. Solamente deberá introducirse el PU actual o anterior para cada rango de consumo.

Paso 14. Pedir el Resumen de Resultados. En esta pantalla se presenta la información más importante de los datos introducidos en los pasos anteriores.

Paso 15. Ir al Generador de Gráficas. Esta pantalla genera una recopilación de las graficas generadas en pantallas anteriores del sistema.

Organismo: monterrey | Usuario: mty | Permisos: Administrador, Escritura, Lectura | Salir | Ayuda
 Administrador de Usuarios ▶ Parámetros ▶ Ejercicios ▶ Reportes y Gráficas ▶
 Equivalencias de Tarifas

Seleccionar Ejercicio: 2006

Clave	Rango	Precio Unitario	Cuota Fija Op.1	Cuota Fija Op.2	Importes Recaudados Op.1	Importes Recaudados Op.2	Cuota Volumétrica	Importe Calc Dir 1	Importe Calc Dir 2	Importe Calc Comp 1	Importe Calc Comp 2	Renta Base	Ca Volumétr
DOA	0 - 10.00	0.61	4.41	6.74	145.434	222.190	121.195	00.0	06.1	00.0	06.1	2.45	0
COMA	0 - 60.00	12.32	443.43	812.96	1,427.851	2,617.727	1,189.876	00.0	739.1	00.0	739.1	295.62	7
INA	0 - 60.00	12.47	448.95	823.07	1,445.159	2,649.458	1,204.299	00.0	748.2	00.0	748.2	299.30	7
DOB	11.00 - 20.00	1.09	19.67	24.04	565.613	691.305	471.344	12.0	21.9	06.1	21.9	8.74	0
DOC	21.00 - 30.00	7.26	217.94	239.74	6,053.358	6,658.694	5,044.465	152.6	217.9	21.9	217.9	87.18	4
DOD	31.00 - 40.00	11.38	477.83	500.58	2,010.711	2,106.459	1,675.593	352.7	455.1	217.9	455.1	182.03	6
DOE	41.00 - 60.00	12.24	661.11	808.03	1,422.715	1,738.874	1,185.596	502.0	734.6	455.1	734.6	293.83	7
DOF	61.00 - 80.00	13.17	1,106.28	1,158.96	459.107	480.969	382.589	803.4	1,053.6	734.6	1,053.6	421.44	7
COMB	61.00 - 100.00	12.93	1,241.74	1,422.82	222.271	254.685	185.226	789.0	1,293.5	739.1	1,293.5	517.39	7
INB	61.00 - 100.00	12.93	1,241.74	1,422.82	223.513	256.108	186.261	789.0	1,293.5	748.2	1,293.5	517.39	7
DOG	81.00 - 100.00	14.12	1,525.09	1,553.33	190.636	194.166	158.863	1,143.8	1,412.1	1,053.6	1,412.1	564.85	8
DOH	100.00 - 1000.00	15.10	2,717.35	16,606.02	288.039	1,760.238	240.032	1,509.6	15,096.4	1,412.1	15,096.4	6,038.55	9
COMC	100.00 - 1001.00	14.33	2,579.09	15,776.87	518.397	3,171.150	431.998	1,432.8	14,342.6	1,293.5	14,342.6	5,737.04	8
INC	100.00 - 1000.00	14.33	2,579.09	15,761.11	515.818	3,152.221	429.848	1,432.8	14,328.3	1,293.5	14,328.3	5,731.31	8
					15,488.622	25,954.247	12,907.185						

Figura 3. Pantalla de datos y resultados

Conclusiones: Este software se puede adaptar a las características de cualquier sistema tarifario de un OO para determinar la tarifa media de equilibrio (Art. 161 Ley 249 de Agua del Estado de Sonora); es comparable al incremento obtenido por el factor de ajuste (F); permite establecer criterios de equidad en el pago de los servicios. las tarifas medias de equilibrio permiten cubrir los costos de operación, mantenimiento y administración de los sistemas; la rehabilitación, reposición y mejora de la infraestructura existente, las amortizaciones de las inversiones realizadas y todos los gastos necesarios para la expansión de la infraestructura; se puede calibrar con datos de períodos anteriores; permite mantener tarifas actualizadas tanto anual como mensualmente; se puede alinear a otros tipos de software administrativo del OO.

AGRADECIMIENTOS

Este software ha sido desarrollado por el Cuerpo Académico de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico de Sonora, con el apoyo del Fondo Mixto formado por la Comisión Nacional de Ciencia y Tecnología y el Gobierno del Estado de Sonora, en convocatoria 2005-01.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bourguett O., Víctor. y Alcocer Y., Víctor. Manual del operador del modelador de estructuras tarifarias (MET@). IMTA.2002.

Gómez D'angelo, Walter. Propuesta de mecanismos de precios para el uso eficiente del agua. El caso de la Ciudad de México. Problemas de desarrollo. Revista Latinoamericana de Economía. Vo. 33, núm. 128, México IIEC-UNAM. Enero & Marzo, 2002.

Hanzen R., Martha y Buenfil R., Mario. Comparativa de dos métodos para el cálculo de tarifas de agua potable. El Colegio de Sonora e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. IMTA 2004.

López C. Héctor A. Análisis del Costo Directo por m³ de agua potable producido en Cd. Obregón, Sonora en el año 2002. Instituto Tecnológico de Sonora. Depto. de Ing. Civil. Investigación solicitada por OOMAPASC. 2003.

López C., Héctor y Beltrán R., José. Revisión y diseño de la red de agua potable de Álamos, Sonora. Informe técnico del convenio de vinculación ITSON- H. Ayuntamiento de Álamos, Son. 2005.

Marañón Pimentel, Boris. Las tarifas de agua potable en México. AMH. XVII Congreso Nacional de Hidráulica. Monterrey N. L. 2002.

Philadelphia, Water Revenue Assistance Program. Tarifas de agua potable. Philadelphia, USA. 2005.

LA GESTIÓN DEL CONOCIMIENTO COMO INNOVACIÓN ORGANIZACIONAL EN EL USO DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA DENTRO DEL ORGANISMO OPERADOR DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO DE MORELIA

Raúl Ramírez Rodríguez¹; Luis Joyanes Aguilar¹; Héctor Guizar Lua²; Dulce Elena Aguilar Prado²

Resumen – Este artículo hace referencia a los conocimientos sobre Sistemas de Información Geográfica que se transfieren de un departamento técnico, a un departamento comercial dentro del Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Morelia (OOAPAS). Actualmente, se llevan a cabo en el interior del Organismo proyectos bajo un enfoque de gestión del conocimiento encaminados a elevar la rentabilidad de la empresa, ya que los beneficios tangibles de dichos proyectos se reflejan en el ahorro de recursos económicos destinados a subcontratar los procesos internos a entidades externas. Además de los beneficios económicos, los beneficios intangibles que se generan al gestionar los conocimientos, experiencias y habilidades de los empleados que laboran en el Organismo, se ven reflejados en el aumento de las capacidades y en la preparación integral que adquieren las personas que participan en los proyectos. El beneficio es mutuo tanto para el Organismo como para el trabajador. Por otro lado, la gestión del conocimiento como una innovación administrativa propicia ejemplos de buenas practicas transferibles a otras entidades del sector público, a otras instituciones del mismo sector, o dentro de la misma institución pero en áreas completamente diferentes.

Abstract – This article refers to the knowledge of Geographic Information Systems that are transferred from one department to another department within the Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Morelia (OOAPAS). Currently, projects are carried out under a focus of knowledge management to raise the profitability of the company, as the tangible benefits of these projects are reflected in the saving of financial resources for outsourcing internal processes to external entities. Besides economic benefits, intangible benefits that are generated to manage knowledge, experience and skills of employees are reflected in the increase of preparation that will take on people involved in the projects. The mutual benefit for the company and the employee. Furthermore, knowledge management as an administrative innovation provides examples of good practices transferable to other public sector entities, other institutions in the same industry or within the same institution but in different departments.

Palabras clave: Gestión del conocimiento, innovación, tecnología, sistema de información geográfica, administración pública.

Keywords: Knowledge management, innovation, technology, geographic information system, public administration.

¹ Universidad Pontificia de Salamanca campus Madrid (UPSAM) – Facultad de Informática – Código Postal 28040, Madrid, España – Tel: (+34) 900 101 829 – E-mail: raul.r2@gmail.com; joyanes@gmail.com.

² Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Morelia (OOAPAS) – Subdirección de Distribución – Departamento de Detección de Fugas – Código Postal 58260, Morelia, Michoacán, México – Tel: (+52) 44 3113 2200 – E-mail: hector.guizar@oapas.gob.mx; dulce.aguilar@oapas.gob.mx.

INTRODUCCIÓN

La innovación en dependencias de gobierno, propiamente en instituciones municipales de la ciudad de Morelia, es una actividad que muy pocas veces se realiza, debido a la gran cantidad de recursos económicos que se requieren para implementar la innovación que de manera prioritaria es de tipo tecnológico.

Generalmente se tiene la idea que la innovación requiere una gran cantidad de recursos económicos, sin embargo, no siempre es así, hay innovaciones que no requieren una cuantiosa inversión monetaria, hay innovaciones que se realizan aprovechando los recursos intangibles con que cuentan las organizaciones como las ideas, los conocimientos, las experiencias, la preparación académica, las actitudes y la creatividad de los empleados. Además, las necesidades de la organización por prestar servicios públicos acorde a las necesidades crecientes de los ciudadanos demandan gran capacidad de innovación y creatividad para proponer soluciones de mejoras a los problemas tanto internos como externos que se presentan en estas instituciones; a través de la gestión del conocimiento encontramos una manera de innovar, de generar soluciones para algunos de los problemas internos, destacando que la inversión de recursos económicos es mínima.

Si bien es cierto que ahora exponemos un caso de estudio exitoso en la transferencia de conocimiento en instituciones de la administración pública, es importante manifestar los obstáculos a los que se enfrentan los proyectos de innovación en el sector público, algunos de ellos confirman los planteamientos realizados por algunos autores (Ballart, 2001) en la literatura de innovación:

1. La cultura administrativa dominante contraria a la idea de innovar. Se toman con reservas las ideas de dar demasiada libertad a la innovación por temor de hacer mal uso de los recursos públicos bajo la autoridad o el poder público que se les confiere. La cultura administrativa dicta los mecanismos de control y de supervisión, limita el poder de decisión y a la vez, limita los intentos por implementar ideas, procesos y procedimientos diferentes a los órganos depositarios de la responsabilidad democrática. La burocracia está pensada para actuar de forma repetitiva, para tratar las necesidades de los ciudadanos como problemas estándar, para resolver vía procedimientos predeterminados las incidencias que se presenta en contextos estables.
2. La aversión al riesgo. La principal preocupación de las instituciones que pertenecen a la administración pública no es tanto favorecer la innovación sino minimizar los daños que deriven de los posibles fracasos. En el sector público, el fracaso es penalizado internamente (reprueba buscar el éxito individual con recursos públicos) y externamente (a través de los medios de comunicación o con la pérdida de confianza política). Lo anterior hace que los directivos públicos y altos cargos políticos tengan pocos incentivos para asumir el riesgo de innovar, en su visión no ven el papel decisivo que podrían jugar como innovadores.
3. El calendario político y ciclo electoral. La prioridad otorgada al corto plazo y a la solución de problemas más inmediatos no estimula la reflexión sobre los problemas de fondo. La experimentación de intervenciones innovadoras en el campo social y la evaluación de sus resultados generalmente requieren plazos de más de un ciclo electoral.
4. La falta de presión para reducir costes e incrementar la competitividad. Esta situación deriva de la inexistencia de competencia efectiva, es decir, no se utilizan de manera

sistemática instrumentos que estimularían la innovación a través de producir información sobre los resultados que se consiguen en un periodo de gestión pública, sobre las percepciones de los usuarios de los servicios o sobre el nivel de calidad programada y finalmente conseguida.

5. Los incentivos políticos y administrativos para asumir riesgos controlados no se tienen claros. El sector público no recompensa las innovaciones exitosas y por el contrario, las innovaciones fracasadas conllevan graves consecuencias. No hay bonos, aumento de sueldo o promoción de puestos para motivar a los empleados.
6. Carencia de personal cualificado. Gran parte del conocimiento de una innovación se encuentra depositado en los individuos y su experiencia, se necesita de una preparación apropiada para poder utilizar inteligentemente las fuentes exteriores o el conocimiento catalogado. En materia de innovación, el capital humano desempeña un papel fundamental tanto a nivel de la organización como a nivel global.

A pesar de los obstáculos, se obtienen resultados. La innovación es por su naturaleza, un proceso colectivo que implica el compromiso progresivo de un número creciente de participantes, además de un alto grado de motivación y participación como factores críticos para conseguir el éxito; en OOAPAS el recurso humano tiene dichas características, además tiene claro que la innovación de la cual es partícipe, la realiza para llevar a cabo procesos y servicios más eficientes, menos burocráticos y más sencillos.

LA GESTIÓN DEL CONOCIMIENTO COMO INNOVACIÓN

En la actual administración pública, y en el mundo de los negocios, la innovación es algo deseable, se ha convertido en una política de investigación de moda que cada vez va en aumento. La innovación empieza a ser protagonista en el sector público debido a dos tendencias (Osborne, 1998). La primera, es el aumento de la demanda de eficiencia de los servicios sociales en relación con la presión y la obligación para satisfacer las necesidades de una población. La segunda, es la necesidad de eficacia, causada por la presión de los consumidores y por las necesidades de atención personalizada de los ciudadanos en los servicios públicos.

Definición de Innovación

El Manual de Oslo (OECD, 2005) publicado de forma conjunta por la OCDE (Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico) y la Comisión Europea (Eurostat) en su tercera edición define:

“Una innovación es la introducción de un nuevo, o significativamente mejorado, producto (bien o servicio), de un proceso, de un nuevo método de comercialización o de un nuevo método organizativo, en las prácticas internas de la empresa, la organización del lugar de trabajo o las relaciones exteriores”

La siguiente definición de innovación tecnológica, es propuesta por el INE (Instituto Nacional de Estadística de España), en su encuesta de innovación tecnológica (INE, 2008), el apartado “D” del cuestionario señala:

“Una innovación tecnológica, tal y como se define en esta encuesta, es un producto (bien o servicio) nuevo o sensiblemente mejorado introducido en el mercado, o un

proceso nuevo o sensiblemente mejorado introducido en la empresa. La innovación se basa en los resultados de nuevos desarrollos tecnológicos, nuevas combinaciones de tecnologías existentes o en la utilización de otros conocimientos adquiridos por la empresa”.

La forma de integrar los conceptos anteriormente mencionados dentro de las administraciones públicas las dota de un estatus que las posiciona en ámbito de la investigación. Adheridas a las definiciones de innovación, las principales referencia bibliográficas enfatizan la importancia de trabajar a mediano y largo plazo, además de contemplar los mecanismos para reaccionar rápidamente a las necesidades y oportunidades del presente.

Tipos de Innovación

En la abundante literatura sobre el tema, podemos encontrar distintas tipologías en función de múltiples criterios. Se pueden señalar algunas clasificaciones, como son: según el resultado final de la innovación. La innovación puede ser un nuevo producto o servicio o puede ser un nuevo proceso (Schumpeter, 1939),(Knight, 1967). Según el impacto de la innovación. En este sentido, la literatura distingue entre innovaciones radicales e innovaciones incrementales (Tushman y Nadler, 1986). Según el origen de la innovación. Las innovaciones pueden ser importadas o pueden ser generadas internamente (Utterback, 1971), (Gopalakrishnan y Damanpour, 1997). Según el grado de anticipación. Las innovaciones pueden ser programadas o no programadas (Zaltman, 1973).

En el caso de la gestión del conocimiento, se identifica según la naturaleza de la innovación. Las innovaciones pueden ser de carácter técnico o administrativo. Las innovaciones técnicas se refieren a nuevos productos, procesos y tecnologías que se utilizan para producir productos o prestar servicios y están directamente relacionadas con la actividad básica de una organización, mientras que las innovaciones administrativas, están relacionadas con la estructura organizativa, los procesos administrativos y los recursos humanos (Damanpour y Evan, 1984). Los resultados de las innovaciones administrativas acostumbra a ser nuevos procedimientos y nuevas formas organizativas. A pesar de ello, muchas innovaciones tienen a la vez un componente técnico y un componente administrativo y suele producirse interdependencia entre los cambios administrativos y los cambios tecnológicos (Van de Ven, 1986). En nuestro caso, la combinación de una innovación técnica, como es el uso del sistema de información geográfica; y de una innovación administrativa, que es representada por la implementación de una metodología de gestión del conocimiento; constituyen un ejemplo de innovación y un caso de estudio exitoso desde la administración pública.

Innovaciones Organizativas

Otra tipificación de la innovación es la que propone el Manual de Oslo (OECD, 2005), donde clasifica las innovaciones tecnológicas en: innovaciones de producto, de proceso, de mercadotecnia, además de las innovaciones organizativas que es donde situamos la gestión del conocimiento. Las innovaciones organizativas se definen como:

“La introducción de un nuevo método organizativo en las practicas, la organización del lugar de trabajo o las relaciones exteriores de la empresa. Las innovaciones de organización tienen como objetivo mejorar los resultados de la empresa reduciendo

los costes administrativos o de transacción, mejorando el nivel de satisfacción en el trabajo, facilitar el acceso a bienes no comercializados como el conocimiento externo no catalogado, o reduciendo los costes de los suministros”.

Lo que distingue una innovación de organización de otros cambios, es la introducción de un método organizativo que no haya sido utilizado antes por la empresa y que resulte de decisiones estratégicas por parte de la dirección, implementar la metodología de gestión del conocimiento en el Organismo es producto de la visión estratégica que tiene la actual dirección general.

A manera de ejemplo, las innovaciones de organización implican la introducción de nuevos métodos para organizar las rutinas y los procedimientos de gestión de los trabajos, como puede ser, la introducción de nuevas prácticas para mejorar el aprendizaje y la distribución del conocimiento de la organización. Se puede citar la primera introducción de prácticas de catalogación del conocimiento, es decir la creación de bases de datos sobre las prácticas a seguir, las conclusiones obtenidas, la documentación de los proyectos, la difusión de mejoras continuas y otras formas de conocimiento, de modo que éste sea fácilmente accesible para terceros. Otro ejemplo es la introducción por primera vez de prácticas de formación de personal y mejora de las condiciones que permiten mantener a los empleados, como los sistemas de educación y formación.

La Gestión del Conocimiento como Innovación

La gestión del conocimiento está estrechamente relacionada con la actividad innovadora de una organización. Cuando la organización se decide a innovar o a poner en marcha una idea creativa, automáticamente hace uso de tres posibles alternativas: crear nuevo conocimiento, emplear el conocimiento existente para la obtención de nuevos productos o procesos, y emplear el conocimiento existente para mejorar los productos o procesos actuales. Por lo tanto, antes de aprovechar alguna de las tres alternativas antes mencionadas, es necesario tener en cuenta varios aspectos relacionados con el tipo de conocimiento que posee la organización (tácito, explícito, individual, grupal, etc.)

La utilización de un nuevo conocimiento o un nuevo uso o una combinación de conocimientos existentes implica innovación. El nuevo conocimiento puede haber sido generado por la organización innovadora o adquirido externamente a través de determinados canales. La utilización de un nuevo conocimiento o de una combinación de conocimientos existentes, requieren esfuerzos innovadores por la organización para que pueden ser diferenciados de las rutinas habituales.

La gestión del conocimiento como innovación organizativa tiene como objetivo la mejora de los resultados del Organismo, aumentando la calidad de los servicios (mejora la curva de demanda), reduciendo costes de operación (mejora la curva de costes), aumentando la capacidad para introducir nuevos servicios o procesos, y para acceder a nuevos conocimientos o para crearlos (aumenta la capacidad de innovar). De esta manera el Organismo genera y exporta ejemplos de buenas prácticas que pueden servir de referencia para otros organismos del mismo sector o para otras instituciones públicas.

Para el Organismo, la difusión de todo nuevo conocimiento y de toda nueva tecnología es el elemento central de la innovación. El proceso de difusión implica mucho más que la mera adopción del conocimiento y de la tecnología, ya que las personas que los adoptan mejoran sus conocimientos y los utilizan como base para el desarrollo de nuevos

conocimientos y tecnologías, ésta cultura organizativa y participativa es con la que se impulsa a los trabajadores para que participen en los proyectos que se desarrollan en el Organismo bajo el enfoque de gestión del conocimiento.

Para que la generación, difusión y transferencia del conocimiento se realice, el Organismo pone en práctica una metodología de gestión del conocimiento, la cual se encuentra en fase de investigación y desarrollo dentro de un marco de tesis doctoral, no obstante, ha dado resultados interesantes en los proyectos donde se han realizado las primeras implementaciones. La implementación del proyecto de vinculación predio-contrato realizado sobre un sistema de información geográfica, ejemplifica la gestión del conocimiento como innovación dentro del Organismo.

SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRAFICA

En el año del 2006, el Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Morelia dio inicio al proyecto de sectorización de la red de agua potable teniendo como objetivo primordial, la identificación de pérdidas, llevando a cabo acciones que le permitan la recuperación de caudales e incrementar la eficiencia física y comercial del Organismo.

Inicialmente se contrataron tres empresas para realizar la construcción de 22 distritos hidrométricos, los cuales dan servicio a 47,000 tomas domiciliarias equivalentes al 25% del padrón de usuarios contratados por el Organismo en el año 2006. Actualmente dentro de las obras contratadas en el 2008, se está por finalizar la construcción de 25 distritos hidrométricos dentro de los cuales se encuentran aproximadamente 52,000 tomas, que corresponden a otro 25% del padrón de usuarios a la fecha. Dentro de las obras del 2009, se tiene planeado construir 30 distritos hidrométricos más. Según el diagnóstico integral realizado en el año 2005, se estima que el número total de distritos hidrométricos a construir en la ciudad de Morelia será alrededor de 100.

Dentro de las actividades contratadas en el programa de distritos hidrométricos del 2006, se llevo a cabo la vinculación predio-contrato, así como el suministro de un sistema de información geográfica (E-Carto) que permitió controlar y administrar la información entregada por las empresas contratistas. Actualmente este sistema es utilizado en el área técnica, funcionando básicamente como un administrador de imágenes y para consulta de información. Posteriormente, debido a la necesidad de manipular y administrar mayor cantidad de información generada por las áreas técnica y comercial, se adquirieron licencias del software ArcGIS. Algunos de los proyectos y actividades que hoy en día se realizan utilizando el sistema de información geográfica son:

- Levantamiento y actualización de la infraestructura de agua potable, incluyendo líneas de distribución y conducción, válvulas, tanques elevados y superficiales, rebombes, estaciones de medición, entre otros. Cabe señalar que esta información es utilizada para la modelación hidráulica.
- Levantamiento y actualización de la infraestructura de alcantarillado, incluyendo red general de atarjeas, colectores pluviales y sanitarios, drenes, pozos de vista y cárcamos de bombeo.
- Levantamiento y actualización de las fuentes de abastecimiento.

- Geolocalización de las áreas de influencia de las fuentes de abastecimiento.
- Integración de información de los nuevos distritos hidrométricos.
- Actualización de la información de nomenclatura, cartografía y planimetría que inicialmente fue proporcionada al Organismo por el municipio.
- Creación de diversos mapas temáticos como son: mapas de inundaciones, horarios de servicio, índice de continuidad en el servicio, zonas económicas, etc.

Los proyectos mencionados anteriormente forman parte de las actividades diarias que se realizan haciendo uso del sistema de información geográfica. Además, se tienen planeados otros proyectos para realizarse a corto y mediano plazo donde se aprovecha el beneficio que proporciona la información almacenada en el sistema de información geográfica, estos proyectos son:

- Puesta en marcha del Centro de Control y Gestión de Datos, esto como parte de las actividades para la instrumentación de los distritos hidrométricos, la cual en su fase de desarrollo hace uso de la información contenida en el sistema de información geográfica.
- Creación de mapas temáticos de calidad del agua, información que será utilizada por el departamento de calidad del agua, para determinar acciones de control y monitoreo de las fuentes de abastecimiento, así como para planear sus programas de muestro.
- Compartir información con otras instituciones municipales que así lo requieran.
- Colaboración en proyectos con universidades.

Paso a paso, el Organismo aprovecha el sistema de información geográfica para capturar, almacenar, manipular, analizar y desplegar información geográficamente referenciada con el fin de resolver los problemas que se le presentan en la planificación y gestión del agua dentro del municipio de Morelia.

Proyecto de Vinculación Predio-Contrato

El proyecto de vinculación predio-contrato se realizó con personal de tres áreas completamente distintas en cuanto a conocimientos, capacidades y habilidades laborales. Para este proyecto, la única inversión que se realizó fue en tiempo y esfuerzo, requisitos para proporcionar los conocimientos necesarios para el adecuado uso de las herramientas informáticas y el aprendizaje de las actividades necesarias para el levantamiento de la información en campo.

El proyecto de vinculación predio-contrato se realizó gestionando el conocimiento que se encuentra en tres departamentos diferentes del Organismo. En primer lugar mencionamos a las personas que proporcionaron su conocimiento en el uso de tecnologías de información (área técnica, de distribución), en segundo lugar, el personal de trabajo en campo que durante años ha adquirido experiencia de la rutina diaria (área comercial, departamento de medición), y por último, el personal de apoyo que se beneficia directamente del resultado del proyecto (área comercial, departamento de padrón).

El proyecto inició con una capacitación interna donde se plantearon tres objetivos. El primero, dominar la tecnología; aprender el uso del sistema de información geográfica, así como el adecuado uso de los dispositivos portátiles. Segundo, conocer el trabajo en campo; se requería conocer la forma en que trabajan las personas encargadas de recorrer la ciudad a través de rutas ya establecidas, y asimilar la información de apoyo en campo, así como los recorridos de rutas de lectura y entrega de recibos en campo. Tercero, logística del proyecto; asignación de responsabilidades, determinación de la carga de trabajo, flujos de información, canales de comunicación, monitores del trabajo, controles de trabajo en campo, resolución de incidencias.

Durante la capacitación interna, las diferentes personas transfirieron sus conocimientos y experiencias formando un equipo de trabajo colaborativo, donde proporcionaron su conocimiento y al mismo tiempo aprendieron de las experiencias y del trabajo diario que se realiza en otras áreas del Organismo. Para el proyecto, el trabajo diario de tres áreas diferentes se oriento hacia un objetivo común a través de un equipo de trabajo colaborativo. Ver Figura 1.



Figura 1. Equipo de trabajo colaborativo.

En la implementación del proyecto de vinculación predio-contrato se realizaron los siguientes pasos:

1. Selección del personal con perfil de instructor. Para la parte de capacitación en el uso de tecnologías de información, se recurrió al personal del propio Organismo que cuenta con el conocimiento de las herramientas informáticas. En cuanto al personal de trabajo en campo, también fueron seleccionados en función de la experiencia que se tiene en actividades similares de recolección de información. Cabe mencionar que algunas de estas personas se encuentra dentro del programa de formación de instructores con que cuenta el Organismo.
2. Selección del equipo de trabajo. El equipo de trabajo seleccionado fue multidisciplinar en sentido laboral, participaron empleados de tres áreas diferentes. Las personas participantes fueron seleccionadas por la experiencia en su trabajo diario y por la disposición de asimilar conocimientos nuevos.

3. Inventario de conocimientos y habilidades. Para implementar éste proyecto fue necesario que los participantes adquirieran nuevos conocimientos y habilidades que les permitiera realizar su función de manera adecuada a través de una capacitación interna al inicio del proyecto, además, fue necesario implementar sesiones posteriores para reafirmar conocimientos, las cuales se aprovechaban para proponer mejoras a los procesos que se realizan día a día.
4. Planificación del proyecto. Se realizó a través de sesiones donde las diferentes áreas realizaron aportaciones para establecer la mecánica de trabajo tanto en campo como en oficina. Se determinó que el trabajo en campo consistía en seguir el recorrido de entrega de recibos que realiza el Organismo en cada ciclo de facturación, recopilar información del predio a visitar y compararla con la información que se entregaba en oficina, además de una supervisión en campo de la recolección de la información. El trabajo en oficina consistía en recopilar todo el trabajo realizado en el día y vincular la información al mapa de predios de la ciudad de Morelia dentro del sistema de información geográfica. Cabe hacer mención que en la planificación del proyecto se contó con la colaboración del H. Ayuntamiento de Morelia quien proporcionó la información geográfica actualizada al año 2005, así como del departamento de medición quien proporciono la información de los recorridos de entrega de recibos.
5. Planificación de la carga de trabajo diaria en campo. El trabajo diario se planificaba en función de la complejidad del recorrido de la entrega de recibos en campo, del tiempo estimado para la recolección de información en función de la experiencia y de las habilidades de los integrantes del equipo de trabajo en el uso de las tecnologías de información. El análisis de la complejidad del recorrido de la entrega de recibos los realizaban las personas del departamento de medición que participaban dentro del proyecto.
6. Carga de proyectos en dispositivos tecnológicos portátiles. A cada uno de los inspectores en campo se les almacenaba en su dispositivo portátil (Pc Pocket) la información de los predios de la colonia que visitarían durante la jornada laboral para realizar la recolección de información.
7. Trabajar sobre el recorrido de entrega de recibos. Durante la planificación del proyecto, se decidió que el orden para trabajar en campo estaría en función del recorrido de entrega de recibos que realizan diariamente los lecturistas, aprovechando que el Organismo tiene trazado el recorrido a seguir para la entrega de recibos así como para la toma de lecturas de todas las colonias de la ciudad de Morelia. Ésta información fue proporcionada al inicio del proyecto por el departamento de medición.
8. Recolección de datos en campo. Esta actividad consistía en verificar la información que tiene el Organismo de cada una de los usuarios en sus sistemas informáticos con la información de campo. La verificación consiste en comparar los datos del usuario registrado en el Organismo con los datos físicos del predio. Debido a que los dispositivos portátiles almacenaban los predios que inicialmente proporcionó el Ayuntamiento, se requería vincular cada predio con el contrato de agua o con la calle y el número oficial de la vivienda.
9. Registro y almacenamiento de información. Al verificar la información contenida en el dispositivo portátil con la información física en campo, se procedía a vincular el

predio cargado en la Pc Pocket con el nombre de la calle y número físico de la vivienda o el contrato del agua del usuario. En caso de no coincidir los datos, se generaba un predio nuevo, actualizando de ésta manera la información de los predios en el sistema de información geográfica.

10. Verificación del trabajo en campo. Al terminar la recolección de información, se entregaba el resultado del trabajo diario a los supervisores de campo para detectar posibles anomalías y resolverlas antes de procesar la información en oficina.
11. Entrega del trabajo de campo a oficina. Los supervisores de campo entregaban la información a los analistas de información en oficina quienes unían todos los datos recopilados en campo y procedían a realizar una revisión final.
12. Vinculación en sistema. El trabajo final en oficina vinculaba la información de los usuarios del Organismo con un predio dentro del sistema de información geográfica. Esta información se pone actualmente a disposición de las diferentes áreas del Organismo.

METODOLOGÍA DE GESTIÓN DEL CONOCIMIENTO

La gestión del conocimiento como innovación organizativa enfatiza la importancia de la transferencia y la difusión de las ideas, de la experiencia, del conocimiento y de la información dentro de la organización, por lo que se requiere de una metodología que permita capturar, organizar y almacenar el conocimiento de los trabajadores, para transformarlo en un activo tangible que genere beneficios y que se pueda compartir. Además de realizar la gestión, es necesario el uso de herramientas tecnológicas que pongan a disposición de forma rápida y ordenada la información, su transferencia, seguridad y administración, lo que permite tenerla disponible en tiempo y forma para la toma de decisiones.

La transferencia de conocimiento de tácito a explícito y viceversa (Nonaka y Takeuchi, 1995), requiere de un modelo de transferencia, por lo que en el Organismo dicha transferencia del conocimiento ha existido siempre como proceso informal, como las discusiones, sesiones, reuniones de trabajo; y de manera formal, con aprendizaje, entrenamiento profesional y programas de capacitación. La Figura 2 muestra los procesos de la metodología que se lleva a cabo en el Organismo para gestionar el conocimiento de sus empleados. Los procesos son los siguientes:

Actualización de Conocimientos.- Debido a las necesidades de actualización en el Organismo, los empleados son elegidos para recibir a través de congresos, talleres, seminarios, diplomados y capacitación continua los conocimientos que pondrán en práctica para el beneficio específico de su área o departamento, y en general para el beneficio del propio Organismo.

Elaboración de Material.- Al concluir la capacitación específica, los empleados reportan al departamento de capacitación el material recabado durante su capacitación, incluyendo propuestas de mejora derivados de su experiencia y de la adquisición de nuevos conocimientos. Dichas propuestas son entregadas también a sus jefes inmediatos para valorarlas y en el mejor de los casos, ponerlas en práctica.

Valoración del Conocimientos y Habilidades.- De manera interna en el departamento de capacitación, apoyado por personal especializado en el tema al que asistieron los empleados, realizan un análisis del material y de las propuestas presentadas por los empleados. Resultado del análisis, se determina quien tiene las habilidades para transmitir el conocimiento adquirido a los demás compañeros de forma masiva a través de capacitación interna.

Capacitación Especializada.- Los empleados seleccionados después del análisis, son tomados en consideración para futuras capacitaciones especializadas, con la finalidad de que dominen el tema. Además, son incluidos en el programa de acreditación de instructores, donde se les proporcionan técnicas, conocimientos y se les fomentan habilidades que les ayudan a impartir capacitaciones internas.

Difusión del Conocimiento- Es la etapa donde se transfieren los conocimientos y las experiencias relativas a un tema específico. La capacitación interna es el medio formal para materializar la inversión realizada a un activo intangible como es la gestión del conocimiento.

Almacenamiento de Información.- Los materiales entregados al departamento de capacitación, tanto de los reportes que se realizan después de una capacitación, así como el material de apoyo generado para las capacitaciones internas de un tema específico, son almacenados en una base de datos que se encuentra a disposición de todos los empleados del Organismo; y de manera inmediata al solicitarlo al departamento de capacitación.

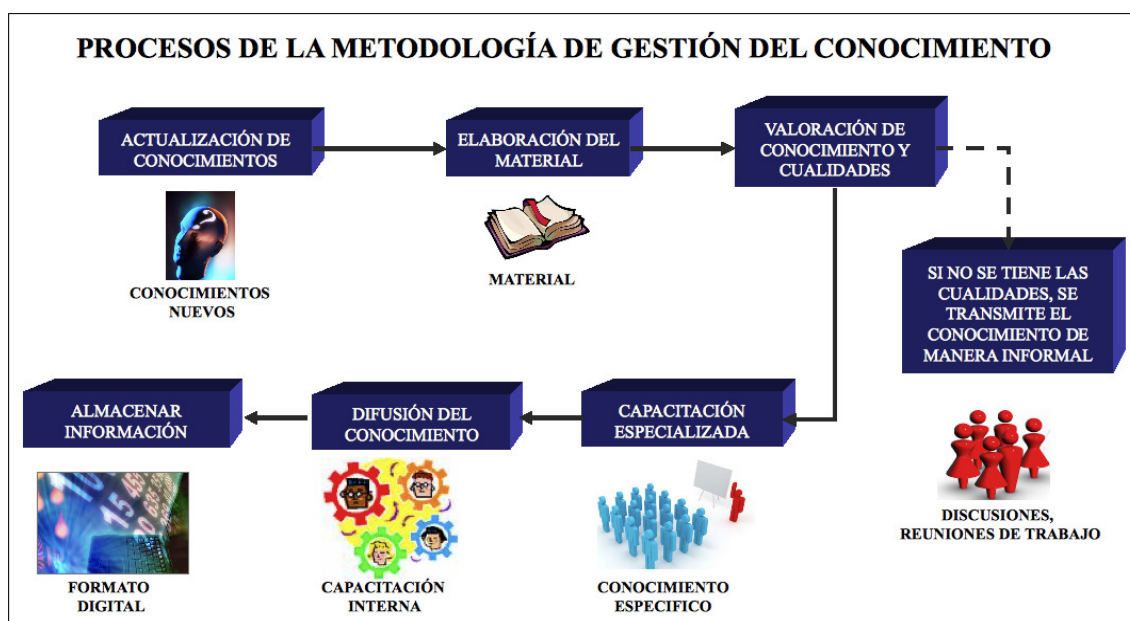


Figura 2. Procesos de la metodología de gestión del conocimiento.

RESULTADOS

Los resultados del proyecto de vinculación predio-contrato realizado por el Organismo se enumeran a continuación:

1. Realizar el proyecto de vinculación predio-contrato no represento una inversión económica para el Organismo, ya que se realizó dentro de la jornada normal de trabajo de los propios empleados.
2. Se tiene una vinculación del 90% de la totalidad de los predios que atiende el Organismo. Lo que permite al área comercial la identificación de sus usuarios.
3. La información obtenida de la vinculación de predio-contrato es fundamental para los proyectos de mejora continua que tienen planeados los diferentes departamentos del Organismo.
4. El departamento de medición cuenta con la información necesaria para la optimización, actualización y generación de rutas de entrega de recibos y de toma de lecturas.
5. El departamento de padrón cuenta con la información para la actualización del padrón de usuarios, así como la detección de usuarios clandestinos.
6. El departamento de detección de fugas cuenta con la información requerida para la implementación de los próximos proyectos de distritos hidrométricos.
7. Se cuenta con información confiable para la toma de decisiones en el área de distribución y en el área comercial.
8. La capacitación interna proporcionada para éste proyecto se contabiliza dentro de las horas capacitación que debe proporcionar el Organismo a sus empleados.
9. La formación de habilidades y el aprendizaje de nuevas herramientas de trabajo proporcionan al trabajador una formación multidisciplinar.
10. La inversión en capacitación específica es mínima, ya que sólo asiste un grupo reducido de empleados, quienes posteriormente se encargaran de proporcionar los conocimientos de manera masiva.
11. La información con que cuenta el Organismo se encuentra actualizada y en disposición para compartir con las dependencias del H. Ayuntamiento de Morelia.

CONCLUSIONES

En los últimos años, la innovación en las organizaciones públicas a empezado a tener espacio en las prioridades de investigación a consecuencia de la presión que recibe el sector público para mejorar la calidad de sus servicios, reducir sus costes, satisfacer con menos recursos nuevas demandas ciudadanas, fortalecer su legitimidad, y además, la necesidad de resolver los problemas que se presentan cada vez más complejos en la sociedad.

La gestión del conocimiento como innovación dentro del Organismo, se presenta como una oportunidad de generar soluciones a problemas internos que se identifican en el sector público, ya que tiene como objetivo la mejora de los resultados, aumentar la calidad de los servicios, reducir los costes de operación, aumentar la capacidad para introducir nuevos

procesos, además de crear o acceder a nuevos conocimientos; y algo muy importante en las administraciones públicas, la inversión que se requiere de recursos económicos es mínima.

El uso del sistema de información geográfica y en particular el proyecto de vinculación predio-contrato constituye un ejemplo de buenas prácticas que pueden servir de referencia a otros organismos del mismo sector, ya que resalta la importancia de la innovación y enfatiza los beneficios del trabajo colaborativo.

Por último, la forma de entender la gestión del conocimiento por parte del Organismo es “trasladando el conocimiento de un emisor que lo posee a toda una área que lo requiere proyectando el futuro a partir del conocimiento adquirido en el pasado; reutilizando los diferentes procesos de manera que se minimice el consumo de recursos materiales y humanos; impulsando la realización de nuevos proyectos desde un enfoque innovador y colaborativo”. Es por esto que el Organismo ha visto en la gestión del conocimiento de sus empleados, la manera de crear beneficios tangibles e intangibles que le aporten a través de la innovación soluciones a los problemas internos a los que se enfrenta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ballart, Xavier. (2001). *Innovación en la gestión pública y en la empresa privada: los casos de Oscar Fanjul, Pedro Fontana, Alberto Ledesma, Merce Sala y Rafael Villaseca*. Ediciones Diaz de Santos. Madrid
- Damanpour, F.; Evan, W. M. (1984), "*Organizational innovation and performance: the problem of organizational lag*", *Administrative Science Quarterly*, Vol. 29 pp.392-409.
- Gopalakrishnan, S.; Damanpour, F. (1997). "A review of innovation research in economics, sociology and technology management". *Omega*, 25 (1), pp. 15-28.
- INE (2008). "Encuesta sobre Innovación Tecnológica en las Empresas 2007". *Resultados provisionales*". www.ine.es Madrid.
- Knight, K. (1967). "*A descriptive model of intra-firm innovation process*". *Journal of Business*, vol 40, pp. 478-496.
- Nonaka, I.; Takeuchi, H. (1995). *The Knowledge Creating Company*, Oxford University Press, 1995.
- OECD (2005). *Oslo Manual. Guideline For Collenting and Interpreting Innovation Data*, 3d. ed., OECD Publishing. Paris-Francia.
- Osborne, S. P. (1998). "Naming the Beast: Defining and Classifying Service Innovations in Social Policy", *Human Relations*, 51/ 9, pp. 1133-1154.
- Schumpeter, Joseph A. (1934). *The Theory of Economic Development*. Cambridge: Harvard University Press. (New York: Oxford University Press, 1961.) First published in German, 1912.

Tushman, M. L.; Nadler, D. A. (1986). "*Organizing for Innovation*". California Management Review, Vol. 28, nº 3, Spring, pp. 74-92.

Utterback, J. M. (1971). "*The process of technological innovation within the firm*", Academy of Management Journal, 10, pp.75-88.

Van De Ven, A. (1986). "*Central problems in the management of innovation*", Management Science, Vol. 32 pp.590-607

Zaltman, G.; Duncan, R.; Holbek, J. (1973). *Innovations and organizations*. Nueva York, Wiley.

PLATAFORMAS CORPORATIVAS PARA LA GESTIÓN DE EMPRESAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA: GIS –MODELO MATEMÁTICO-TELECONTROL-SGC

José Luis Huertas Iranzo¹, Patricia Sempere Sacristán², María Magdalena Fernández Cabrera³

Resumen: La Plataforma Corporativa constituye la nueva herramienta de gestión de redes de agua enfocado para las empresas gestoras del abastecimiento agua potable y saneamiento, permitiendo la integración entre los sistemas de gestión técnicos-operativos, comerciales, y administrativos, adaptado a las necesidades de cada organismo gestor. Esto permitirá obtener una optimización integral de los sistemas, y una moderna gestión de servicios de agua

Palabras Clave: GIS, Plataforma Corporativa, Integración de Sistemas Gestión

CORPORATE PLATFORMS FOR MANAGEMENT OF WATER SUPPLY COMPANIES: GIS-MATHEMATICAL MODEL- TELECONTROL AND TELEMETRIC SYSTEMS-SGC

Abstract: The Corporate Platform is the new water network management tool focused to management supply and sanitation water companies, allowing the integration of management technical-operational, commercial, administrative systems and adapted to the needs of each management agency. This will allow a comprehensive optimization of systems, and state-of-the-art management of water services.

Key-words: GIS, Corporate Platform, Systems Integration Management

¹ Wasser, S.A.E. Director Dpto. Informática. Via de las Dos Castillas, 33 – Edif. Ática 3 – 28224 Pozuelo de Alarcón (Madrid). Telf. 91 352 47 21- E-mail: jlhuertas@wasser.es

² Wasser, S.A.E. Departamento Estudios y ofertas. Via de las Dos Castillas, 33 – Edif. Ática 3 – 28224 Pozuelo de Alarcón (Madrid). Telf. 91 352 47 21- E-mail: ofertas@wasser.es

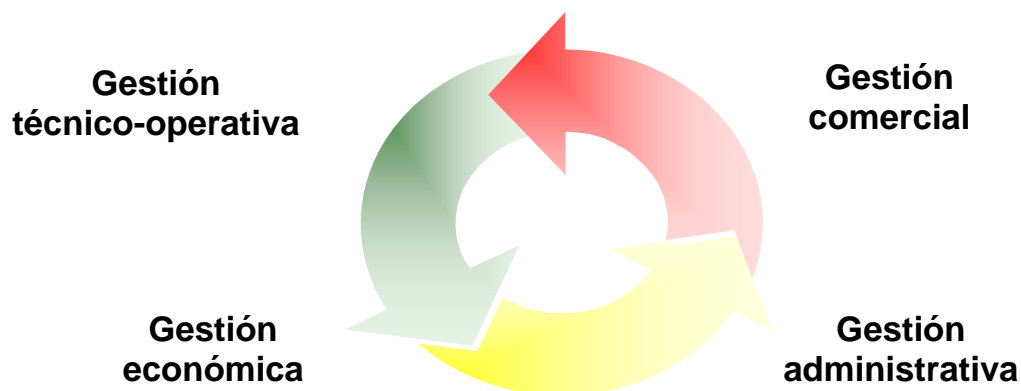
³ Wasser, S.A.E. Departamento Estudios y ofertas. Via de las Dos Castillas, 33 – Edif. Ática 3 – 28224 Pozuelo de Alarcón (Madrid). Telf. 91 352 47 21- E-mail: ofertas@wasser.es

Introducción

En el ámbito de actividad de las empresas gestoras del abastecimiento y saneamiento de agua existe la problemática de una marcada separación entre servicios técnicos, económicos, comerciales y administrativos, donde cada uno dispone de sistemas informáticos independientes con pocas o nulas interconexiones entre ellos.

Debido al rápido crecimiento de las necesidades en el servicio de los organismos gestores de las redes de abastecimiento y saneamiento, es necesario establecer una Gestión Integrada que aúna todos los sistemas de gestión para obtener una solución integral y corporativa.

Por tanto, el desarrollo de soluciones integrales y corporativas se plantea como una necesidad para la eficiente gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento, con herramientas que permitan la integración de aspectos técnicos, comerciales, económicos y administrativos, adecuados a las necesidades de cada explotación.



El uso de herramientas informáticas, soportadas por plataformas corporativas para la gestión de empresas gestoras del abastecimiento y saneamiento de agua se ha incrementado con el fin de mejorar el tratamiento de la información, la difusión de los datos, la gestión de los activos, la planificación y la toma de decisiones corporativa.

Así, la plataforma corporativa debe cumplir una difusión de información espacial y tener propósito múltiple: permitir la consulta de la información espacial, la participación de todos y cada uno de los integrantes del sistema, sustentar la gestión del sistema de abastecimiento y saneamiento y todos los procedimientos asociados, así como la homogeneización de los procesos, criterios y forma de acceso a la información corporativa.

Sistemas de Información Corporativos para las empresas gestoras de abastecimiento de agua

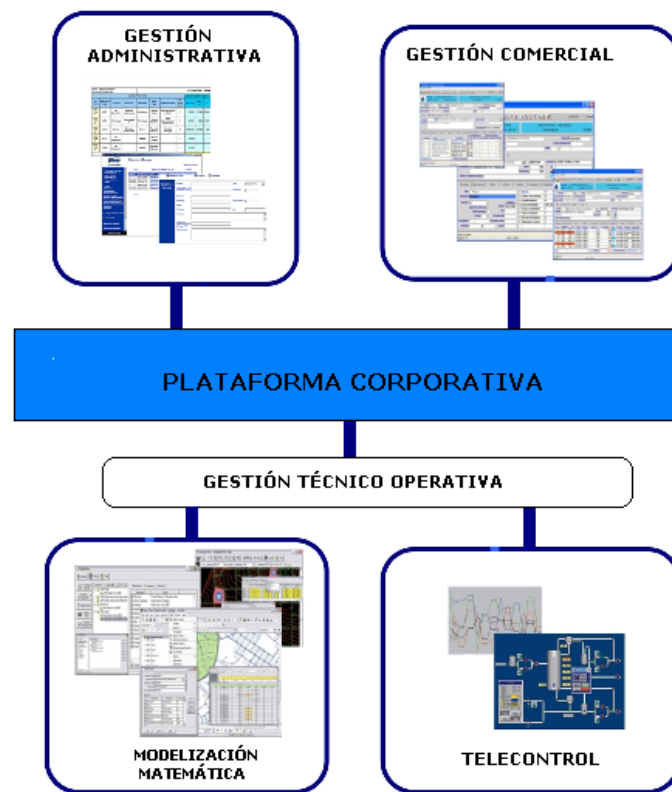
Para alcanzar una gestión controlada y organizada de las redes de abastecimiento de agua de las empresas gestoras, la plataforma corporativa permite realizar y combinar las siguientes funciones:

- **Gestión Técnico-Operativa:** los Sistemas de Información Geográfica constituyen una herramienta idónea para la operación, mantenimiento y planificación de las redes, diseñándose a medida de la explotación y posibilitando una fácil integración con otras aplicaciones de la gestión del abastecimiento, como la modelización matemática y los sistemas de telecontrol.
 - Modelización matemática de las redes de abastecimiento y saneamiento, con las siguientes ventajas:
 - Modelización matemática desde el propio GIS, sin necesidad de realizar vinculación alguna con otro software externo.
 - Posibilidad de visualizar simultáneamente varios escenarios a través de “n” visores, con la opción de poder trabajar a varios niveles, destacando el 3D.
 - Total compatibilidad con los principales software de modelización del mercado para la importación/exportación de ficheros: EPANET, SWMM
 - Sistema de telecontrol, el cual permitirá asociar a los diferentes elementos que conforman el sistema telecontrolado toda la información recopilada por el software SCADA en tiempo real.

De este modo, a través de la aplicación GIS, se podrá complementar el control en tiempo real del abastecimiento, incorporando la dimensión geográfica, que permitirá, para cada elemento del sistema telecontrolado:

- Mostrar la pantalla de mando de cualquier entidad incluida en el sistema de telecontrol
 - Visualizar, en tiempo real, los valores medidos por el telecontrol, sin más que seleccionar la entidad correspondiente
 - Visualizar las alarmas generadas en el telecontrol como señales visuales
-
- **Gestión Comercial:** permitirá vincular la base de datos de abonados del servicio con su base de datos relacional y, en consecuencia, vincular a cada cliente con una entidad gráfica que lo represente geográficamente: el predio o parcela. Así, la información comercial de cada cliente quedará georreferenciada y asociada a un determinado predio, obteniendo un servicio de gestión comercial moderno y eficiente.
 - **Gestión Administrativa:** una óptima gestión administrativa del servicio debe incluir innovadoras herramientas informáticas adaptadas a las necesidades corporativas que

proporcione un flujo de comunicación adecuado dentro de la empresa gestora del servicio de aguas.



Común a estos 3 Sistemas de Gestión, la Plataforma Corporativa, además permitirá:

- La adaptación a diferentes tipos de clientes (ligeros o pesados), según la información contenida, realizándose desde distintos tipos de medios, en función de la naturaleza del soporte.
 - Clientes pesados, con acceso a través de Intranet con las infraestructuras de comunicación en el interior de las oficinas.
 - Clientes ligeros, con acceso a través de Internet, mediante solución remota al sistema, que proporciona consulta Web desde cualquier lugar del mundo, o con acceso a través de los dispositivos móviles PDA.
- La exportación de datos con Google Earth, programa informático similar a un SIG, que permite visualizar imágenes 3D, combinando imágenes de satélite, mapas, etc.
- Dimensión temporal: un enfoque en 4D que constituye una herramienta fundamental y completa, al ofrecer en su análisis una cuarta dimensión, la temporal. Esta característica ofrece dos ventajas; por una parte, permite realizar un registro de datos evolutivos, de manera que quede contemplado el estado de diferentes variables y la dimensión temporal en la que suceden. Por otra parte, y de manera inversa, se podrán realizar

búsquedas y análisis de los datos, en los horizontes temporales que se requieran, y dar soluciones a preguntas cuya respuesta sea un intervalo de tiempo, como por ejemplo en qué momento se instalaron más hidrantes, en qué época de año se produce mayor caudal...etc.

Referencias Bibliográficas

Rossman, Lewis A. (2000), *Manual de Usuario Epanet 2*, Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory. Office of Research and Development. US Environmental Protection Agency.

De Navas Ovejero, Fernando (2009). *Manual de Gestired Global Soluton*. Departamento de Informática de Wasser, S.A.E.

Martínez Solano, Francisco Javier (2002), *Aplicación de los sistemas de información geográfica a la gestión técnica de redes de distribución de agua potable*. Tesis Univ. Politécnica de Valencia. Universidad Politécnica de Valencia

Shashi Shekhar, Hui Xiong (2008), *Encyclopedia of GIS*. New York; London: Springer, cop.