

# LOS SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE CON UNA VISIÓN INTEGRAL

Coordinadores

Xitlali Delgado-Galván

Jesús Mora Rodríguez

Josefina Ortiz Medel



“LOS SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE CON UNA VISIÓN INTEGRAL”

Primera edición 2015

D.R. © 2015 Universidad de Guanajuato

Lascurain de Retana 5, Zona Centro

Guanajuato, Gto. México. C.P. 36000

ISBN 978-607-441-366-3



Coordinadores

Xitlali Delgado-Galván

Jesús Mora Rodríguez

Josefina Ortiz Medel

El contenido de cada capítulo es responsabilidad de sus autores.

## LOS SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE CON UNA VISIÓN INTEGRAL

Este documento representa un punto de encuentro científico-técnico enfocado al ciclo integral del agua en los servicios de abastecimiento y saneamiento. Capta aspectos sociales, económicos y tecnificación de la gestión, tratamiento y operación de los sistemas de abastecimientos de agua y drenaje de los Países Iberoamericanos.

Secciones:

1. Planificación, operación y rehabilitación de redes de distribución de agua.
2. Eficiencia hidráulica y energética.
3. Modelos numéricos aplicados a las redes de distribución de agua.
4. Economía y sociedad en la gestión de la oferta y la demanda de agua.
5. Análisis de riesgo, vulnerabilidad y transitorios hidráulicos.
6. Calidad del agua, potabilización y tratamiento de agua residual.
7. Alteraciones climáticas, su influencia y adaptaciones de los sistemas de abastecimiento de agua.
8. Drenaje urbano y escurrimiento.

# Contenido

## **Sección 1..... 9**

### **Planificación, operación y rehabilitación de redes de distribución de agua**

Capítulo 1. Avaliação da operação de uma estação de bombeamento de água de um setor de distribuição com base no comportamento de grandezas hidráulicas e elétricas.....	10
Capítulo 2. Análise da variação de consumo de água utilizando dados obtidos por sistemas supervisores remotos – estudo de caso: Município de Franca/SP.....	24
Capítulo 3. Análisis de la reducción de la capacidad de la red y su relación con el suministro intermitente de agua.....	38
Capítulo 4. PUMAGUA-UNAM: una visión integral del manejo del agua .....	52
Capítulo 5. Benchmarking de sistemas de abastecimento de água de Municípios do Agreste Brasileiro .....	62
Capítulo 6. Programa de indicadores de gestión de organismos operadores de agua .....	73
Capítulo 7. Análisis de los indicadores de gestión de las empresas municipales de agua potable del estado de Guanajuato .....	81
Capítulo 8. Gestión del agua potable en China .....	92
Capítulo 9. Medidas híbridas para el análisis de la resiliencia de redes de distribución de agua .....	101
Capítulo 10. Modelación y calibración hidráulica en periodo extendido para la red de distribución de agua potable y ubicación de válvulas para el control de presiones en la zona de “La Venada”, Guanajuato, Gto. México.....	112
Capítulo 11. Planeación estratégica de un proyecto de un sistema de agua potable a partir del análisis FODA .....	126

## **Sección 2..... 134**

### **Eficiencia hidráulica y energética**

Capítulo 1. Eficiencia Energética: Aprovechamiento y Puesta en Servicio de Pozos Surgentes de Baja Entalpia Base Naval, Puerto Belgrano, Argentina .....	135
Capítulo 2. Evaluación documental y técnica de mejora de eficiencias en organismos operadores de agua potable en México .....	149
Capítulo 3. Controle inteligente aplicado a sistemas de distribuição de água com vistas à redução do desperdício de água e energia .....	164
Capítulo 4. Redução de Perdas Físicas no Sistema de Distribuição de Água .....	175

Capítulo 5. Previsão da operação de bombas funcionando como turbinas em redes de abastecimento de água através de polimorfismo de curvas existentes.....	186
Capítulo 6. Caracterização de bomba experimental sob velocidade variável .....	199
Capítulo 7. Impacto da Redução do Volume Perdido no Consumo de Energia Elétrica em Sistema de Bombeamento de Água Tratada.....	212
Capítulo 8. Cuantificación de volúmenes de agua perdidos por fugas en la red de distribución de una zona de Guanajuato, Gto.....	225
<b>Sección 3.....</b>	<b>238</b>
<b>Modelos numéricos aplicados a las redes de distribución de agua</b>	
Capítulo 1. Estimativa do erro da discretização para análise de vazão através de orifícios em condutos forçados.....	239
Capítulo 2. A influência da velocidade e da pressão na vazão descarregada por fissuras em sistemas de abastecimento de água .....	248
Capítulo 3. Reconstrucción 3D de elementos de redes de agua mediante la interpretación de imágenes de GPR en un entorno urbano .....	259
Capítulo 4. Entorno multi-agente de optimización apoyada en la minería de datos .....	273
Capítulo 5. Técnicas de controle inteligente aplicadas em sistemas de bombeamento direto .....	286
Capítulo 6. Aplicação de sistema de controle utilizando redes neurais para operação de bombas em paralelo .....	298
Capítulo 7. Previsão de demanda em tempo real usando Série de Fourier Adaptativa.....	308
Capítulo 8. Comparativa de Métodos de Interpolación Determinísticos Contra una Red Irregular de Triángulos Aplicados a una Red Hidráulica .....	320
<b>Sección 4.....</b>	<b>333</b>
<b>Economía y sociedad en la gestión de la oferta y la demanda de agua</b>	
Capítulo 1. Participación social en la gobernanza y gestión local del agua para uso doméstico en tres casos de América Latina .....	334
Capítulo 2. Características y aplicaciones de la curva de consigna .....	348
Capítulo 3. Nuestra agua, comunidad virtual para la difusión y el entendimiento de las cuencas en México .....	362
Capítulo 4. Determinación y evaluación de patrones, características de consumo de agua potable y caudales máximos instantáneos para usuarios de tipo residencial de la ciudad de Bogotá.....	368
Capítulo 5. Valoración económica en la sectorización de redes de abastecimiento de agua potable .	383

Capítulo 6. Determinación del consumo de agua potable en una instalación universitaria .....	397
Capítulo 7. Políticas públicas para el fortalecimiento de las áreas comerciales de organismos operadores .....	408
Capítulo 8. Gestión para el manejo de la provisión de agua subterránea en ambientes de dunas costeras con aprovechamiento turístico estacional. El Caso de la Ciudad Balnearia de Villa Gesell.....	419
<b>Sección 5.....</b>	<b>433</b>
<b>Análisis de riesgo, vulnerabilidad y transitorios hidráulicos</b>	
Capítulo 1. Control del fenómeno de separación de columna permitiendo el ingreso de aire .....	434
Capítulo 2. Fiabilidad de sistema de riego a presión .....	448
Capítulo 3. Diseño hidráulico optimizado de un acueducto sustentable .....	459
Capítulo 4. Interacción fluido estructura en una red experimental .....	469
Capítulo 5. Análisis de un accidente en la estación de bombeo de Telheiras .....	479
Capítulo 6. Estimación de la recarga del acuífero de Quintana Roo mediante un balance hídrico para cuantificar su eficiencia en el abastecimiento de agua.....	489
Capítulo 7. Criterio para estimar la vulnerabilidad de la distribución de agua potable de redes de tuberías.....	502
Capítulo 8. Evaluación de la infraestructura electromecánica y video-inspección en 5 pozos profundos. Resultado: Acciones de rehabilitación presupuestadas.....	516
Capítulo 9. Funcionamiento hidráulico del acuífero Morelia-Queréndaro .....	531
Capítulo 10. Optimización en la operación de válvulas para minimizar efectos por flujo transiente en redes de distribución de agua potable. Aplicación en red matriz de Bogotá D.C. ....	542
<b>Sección 6.....</b>	<b>556</b>
<b>Calidad del agua, potabilización y tratamiento de agua residual</b>	
Capítulo 1. Análisis comparativo de cuerpos de agua para abastecimiento público sustentable .....	557
Capítulo 2. Estudio experimental de la difusión del cloro por la mezcla de flujos en cruces de tuberías de redes de agua potable .....	580
Capítulo 3. Estudio numérico de la difusión del cloro por la mezcla de flujos en cruces de tuberías de redes de agua potable.....	591
Capítulo 4. Experiencias sobre la evaluación fisicoquímica y biológica de depósitos domiciliarios para agua potable con respecto a Normas Mexicanas.....	601
Capítulo 5. Remoción de nitrógeno y fosforo de aguas residuales domésticas empleando la macrófita <i>Eleocharis Bonariensis</i> Nees .....	615

Capítulo 6. Problemática y retos del saneamiento de aguas residuales en México: desafío ambiental .....	628
Capítulo 7. Mapa epidemiológico comunitario de los barrios de la ribera de la Cuenca Matanza-Riachuelo .....	636
Capítulo 8. Remoción de sulfatos de drenajes de minas abandonadas por fitorremediación y electrocoagulación .....	650
Capítulo 9. Diseño, Construcción y pruebas de Funcionamiento de Planta Potabilizadora FIME para La Comunidad Rural de Peregrina, Gto. ....	661
<b>Sección 7.....</b>	<b>669</b>
<b>Alteraciones climáticas, su influencia y adaptaciones de los sistemas de abastecimiento de agua</b>	
Capítulo 1. Alteraciones climáticas, su influencia y adaptación de los sistemas de abastecimiento en la cuenca de México .....	670
Capítulo 2. Análisis de la precipitación en el acuífero Silao-Romita para el aprovechamiento de agua de lluvia.....	679
Capítulo 3. Identificación del potencial de captación del agua de lluvia en tres localidades de Guanajuato.....	693
Capítulo 4. Sostenibilidad del Ciclo Urbano del Agua vs. Cambio Climático: marco para un enfoque adaptativo.....	706
<b>Sección 8.....</b>	<b>722</b>
<b>Drenaje urbano y escurrimiento</b>	
Capítulo 1. Análisis de drenaje pluvial del Cantón Guano en Ecuador .....	723
Capítulo 2. Determinación de rangos de caudales, para los cuales la pendiente longitudinal de un canal se comporta como moderada o empinada .....	734
Capítulo 3. Diseño de una red de drenaje pluvial urbano con apoyo de un modelo de simulación hidráulica: caso de estudio Cancún, Quintana Roo.....	748
Capítulo 4. Aprovechamiento del escurrimiento superficial en la zona nororiente de Morelia, Michoacán.....	758
Capítulo 5. Evaluación de los recursos superficiales en la cuenca del Río Angulo .....	765
Capítulo 6. Análisis de uso de áreas recreativas como vasos reguladores: Caso Iztapalapa.....	776
Capítulo 7. Metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado.....	787



## Sección 1

# Planificación, operación y rehabilitación de redes de distribución de agua

# Capítulo 1. Avaliação da operação de uma estação de bombeamento de água de um setor de distribuição com base no comportamento de grandezas hidráulicas e elétricas

*Augusto da Gama Rego (1), Luana Menna Barreto de Vilhena (2), Jorge Fernando Hungria Ferreira (3), Petrónio Vieira Junior (4) e José Almir Rodrigues Pereira (5)*

(1) Universidade Federal do Pará (Brasil), [augustorego@ufpa.br](mailto:augustorego@ufpa.br)

(2) Universidade Federal do Pará (Brasil), [luanavilhena@yahoo.com.br](mailto:luanavilhena@yahoo.com.br)

(3) Universidade Federal do Pará (Brasil), [fernandohughes13@hotmail.com](mailto:fernandohughes13@hotmail.com)

(4) Universidade Federal do Pará (Brasil), [petronio@ufpa.br](mailto:petronio@ufpa.br)

(5) Universidade Federal do Pará (Brasil), [rpereira@ufpa.br](mailto:rpereira@ufpa.br)

---

**RESUMO.** Este trabalho apresenta avaliação da operação de um sistema de bombeamento de um setor de distribuição de água no município de Ananindeua (Pará/Brasil), com base no comportamento de grandezas hidroenergéticas. A pesquisa foi dividida em duas etapas distintas: a primeira visando monitoramento de grandezas hidráulicas e elétricas e a segunda visando análise do relacionamento entre os comportamentos das grandezas hidroenergéticas vazão, pressão, nível e potência ativa. Os resultados apresentados demonstram problemas operacionais no sistema de bombeamento relacionados à elevada demanda de água no setor (provavelmente, elevadas perdas reais), manobras inadequadas de registros e a não utilização dos níveis mínimos de reservatórios.

**ABSTRACT.** This paper presents evaluation of the operation of the pumping system in one water supply sector in municipality of Ananindeua (Pará / Brazil), based in relationship between hydraulic and electrical variables. The research was conducted in two stages. For Stage 1, monitoring of hydraulic and electrical parameters. For Stage 2, analyzing the relationship between the behavior of the flow, pressure, level and active power. The results show operational problems in pumping system related to high water demand (probably high water losses - real losses), wrong control of the water valves and the non-use of minimum levels of reservoirs.

---

Palabras clave: Abastecimento de água, bombeamento de água, análise de operação, grandezas hidráulicas e grandezas elétricas.

Keywords: Water supply, water pumping, evaluation of operation, hydraulics variables and electrical variables.

## INTRODUÇÃO

Num contexto de necessidade de água e energia elétrica, num País que vem atravessando períodos severos de estiagem, a operação de sistemas de abastecimento de água ainda é grande problema para as empresas de saneamento, principalmente, a operação de sistemas de bombeamento, os quais respondem por grande parte das despesas de exploração, devido ao elevado consumo de energia elétrica nessas unidades.

O CMB é o equipamento que mais demanda energia elétrica e é responsável por maior parte da sua despesa. Durante sua vida útil, 3% do custo total com sistemas de bombeamento são para a sua aquisição e 74% são para o consumo de energia elétrica (BARRY, 2007). Sendo assim, o desafio atual está, principalmente, enraizado na falta de controle, no desconhecimento e, por vezes, na inexistência de regras de operação para sistemas de bombeamento e na deterioração das infraestruturas existentes (TISUTIYA, 2005; GOMES, 2009).

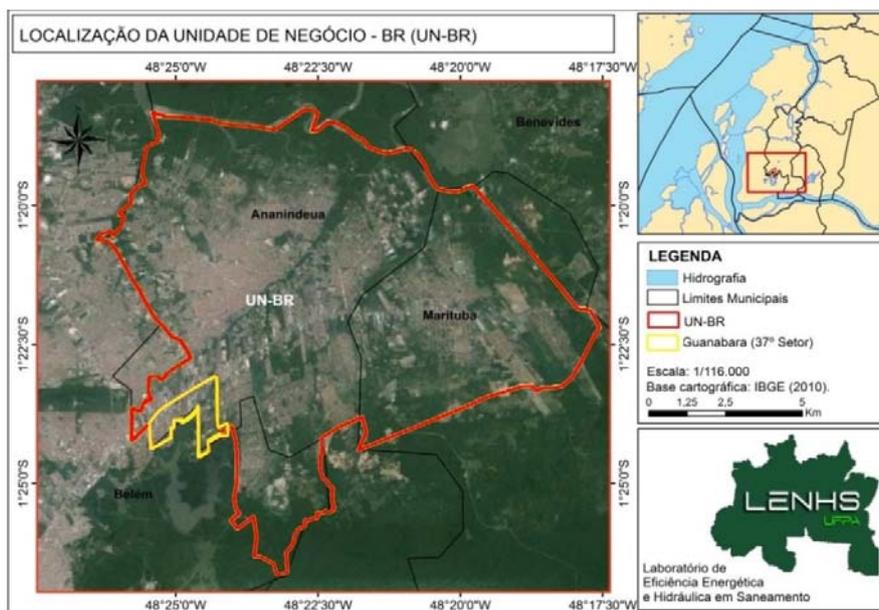
Dessa forma, a pesquisa parte da hipótese de que conhecendo as variações de grandezas hidráulicas e elétricas em sistemas de bombeamento é possível diagnosticar problemas e levantar soluções para redução de despesas e melhoria na qualidade dos serviços prestados (TSUTIYA, 2005; IETSUGU, 2012; LAMBERT, 2003). Portanto, o trabalho visa avaliação da operação de uma estação de bombeamento de água de um setor de distribuição com base no comportamento de grandezas hidráulicas e elétricas.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### ÁREA DE ESTUDO

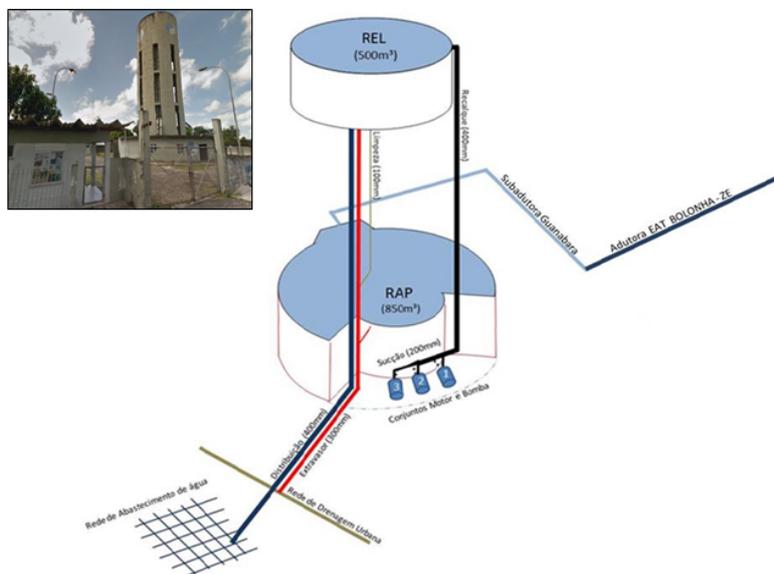
A pesquisa foi realizada no setor de distribuição de água Guanabara, operado pela Companhia de Saneamento do Estado do Pará (COSANPA). O setor foi projetado com final de plano em 2016 para abastecer 27250 habitantes com consumo *per capita* de água de 150 l/hab.dia, ou seja, demanda de aproximadamente 7357.0 m<sup>3</sup> diários no bairro da Guanabara, no município de Ananindeua (Pará, Brasil), conforme Figura 1.

Figura 1: Localização do setor Guanabara.



O setor Guanabara é constituído pelas seguintes unidades, as quais são apresentadas na Figura 2 e detalhadas e descritas no Quadro 1:

Figura 2: Esquema ilustrativo do setor Guanabara I.



Quadro 1: Identificação das unidades que compõe o setor Guanabara.

Unidade	Sigla	Descrição sucinta
Subadutora do setor Guanabara	SUBADT	Ferro fundido dúctil 300 mm, 1188 m
Reservatório apoiado do Setor Guanabara	RAP	Concreto com volume de 850m <sup>3</sup>
Estação de bombeamento	CMB1 CMB2 CMB3	Motores de indução trifásicos (60 CV e 1775 RPM, tensões nominais de operação 220/440 V, correntes nominais de operação de 14.8/8.6 A). Bombas da família 125-330 de 1750 RPM
Reservatório elevado do Setor Guanabara	REL	Concreto com volume de 500m <sup>3</sup>
Rede de Distribuição do Setor Guanabara	RDA	Aproximadamente 32 km

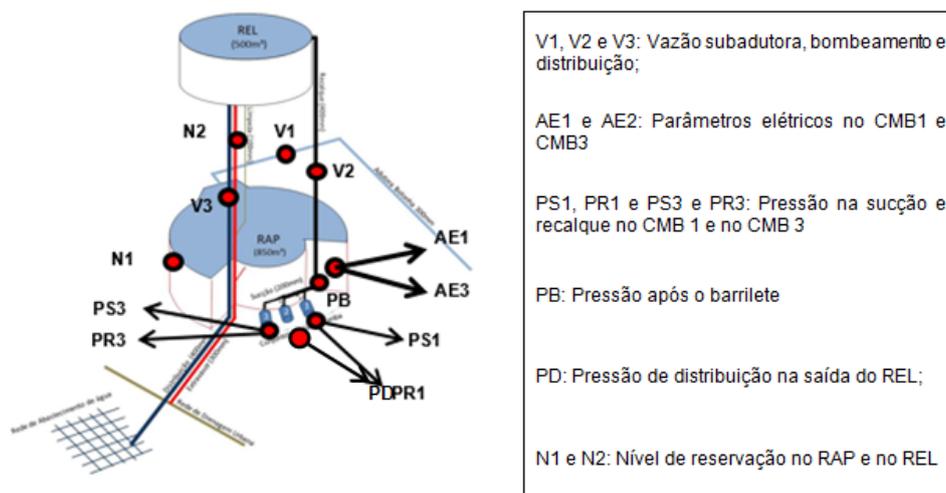
## ETAPAS DA PESQUISA

### Etapa 1: monitoramento de grandezas hidráulicas e elétricas

O monitoramento dos parâmetros hidráulicos e elétricos no setor Guanabara foi realizado de forma contínua no período de 17 a 24 de Outubro de 2014, no entanto serão abordados somente os dados referentes ao dia 21 de Outubro de 2014. Nessa atividade, foram atendidas todas as condições técnicas

necessárias para instalação dos equipamentos de acordo com as orientações de fabricantes. A atividade consistiu na instalação de equipamentos para a aquisição de dados de parâmetros hidráulicos (vazão, pressão e nível) e elétricos (corrente e tensão), conforme a Figura 3:

Figura 3: Localização dos pontos de monitoramento grandezas hidráulicas e elétricas.



Com os equipamentos já instalados em campo, os mesmos foram programados para aquisitarem dados de acordo com a necessidade de análise, conforme Quadro 2, sendo que a coleta dos dados aquisitados foi realizada ao fim do monitoramento, utilizando interfaces USB e RS232 de acordo com as orientações dos fabricantes.

Quadro 1: Programação dos equipamentos para aquisição de dados.

Ponto	Equipamento instalado	Descrição dos dados	Aquisição
V1	Pitometria	Vazão de entrada de agua no setor	1 min
V2	Medidor ultrassônico	Vazão de agua bombeada	1 min
V3	Medidor Ultrassônico	Vazão de agua distribuída	1 min
N1	Sensor de nível	Nível de agua no RAP	6 min
N2	Transdutor de pressão	Nível de agua no REL	6 min
PS1	Transdutor de pressão	Pressão de sucção do CMB1	1 min
PR1	Transdutor de pressão	Pressão de recalque do CMB2	1 min
PS3	Transdutor de pressão	Pressão de sucção do CMB1	1 min
PR3	Transdutor de pressão	Pressão de recalque do CMB3	1 min
AE1	Analizador de qualidade de energia	Potência ativa demandada pelo CMB1	1 min
AE2	Analizador de qualidade de energia	Potência ativa demandada pelo CMB1	1 min

Os dados provenientes do monitoramento das grandezas hidráulicas e elétricas foram sistematizados em planilhas específicas, as quais foram utilizadas para gerar gráficos, com apresentação de valores médios, medianas, máximos e mínimos, bem com desvio padrão e amplitude móvel das seguintes séries temporais:

- a) Vazão de entrada de água no setor;
- b) Vazão de água bombeada;
- c) Vazão de água distribuída;
- d) Nível de água no RAP;
- e) Nível de água no REL;
- f) Pressão de sucção do CMB1;
- g) Pressão de recalque do CMB2;
- h) Pressão de sucção do CMB1;
- i) Pressão de recalque do CMB3;
- j) Potência ativa demandada pelo CMB1;
- k) Potência ativa demandada pelo CMB1.

## **Etapa 2: análise dos resultados**

Para a análise dos resultados, serão desenvolvidos gráficos específicos relacionando as grandezas hidroenergéticas, para identificação de problemas operacionais e para definição das principais medidas corretivas. Os gráficos a serem analisados são os seguintes:

- a) "Vazão de entrada  $\times$  Vazão bombeada  $\times$  Vazão distribuída";
- b) "Potência ativa  $\times$  Vazão bombeada";
- c) "Potência ativa  $\times$  Vazão distribuída";
- d) "Potência ativa  $\times$  Níveis de reservatórios";
- e) "Potência ativa  $\times$  Altura manométrica".

## **RESULTADOS E DISCUSSÕES**

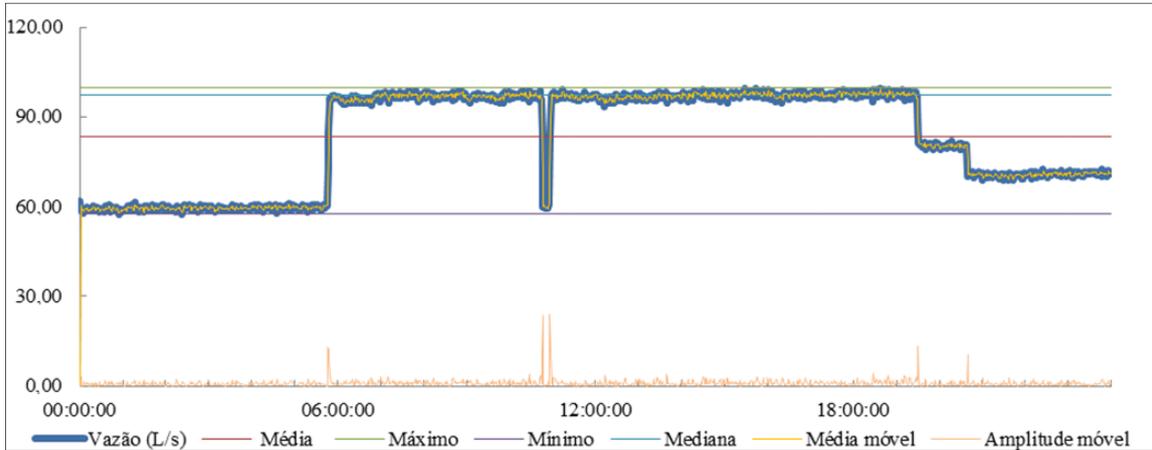
### **MONITORAMENTO HIDROENERGÉTICO**

O monitoramento de grandezas hidráulicas e elétricas é de suma importância para a avaliação da operação de um sistema de bombeamento de um setor de distribuição, tendo em vista que o relacionamento entre os valores obtidos no monitoramento podem apresentar importantes problemas operacionais.

#### **Monitoramento de vazão (l/s)**

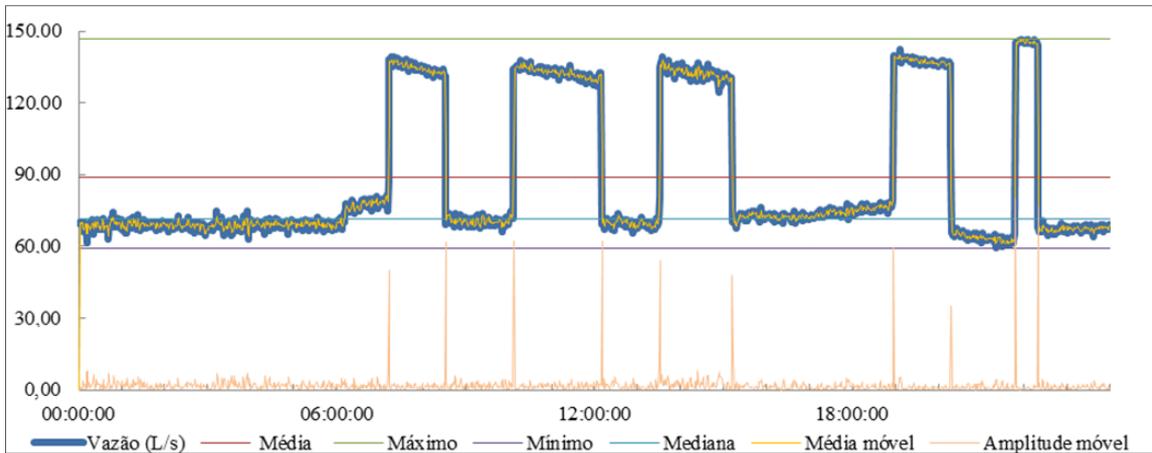
- Vazão da Subadutora do setor Guanabara: O valor máximo medido foi 99.70 l/s e o valor mínimo 57.50 l/s, sendo a vazão média na subadutora 83.24 l/s e a mediana 97.30 l/s. Essa diferença entre as duas últimas informações indica que em determinado momento do monitoramento houve registros muito inferiores que deslocaram a média para baixo. Dessa, forma, foi possível constatar com a amplitude móvel, que houve considerável variação da vazão medida ao longo do dia em três horários distintos, de 0:00 até 5:45 (onde os valores de vazão na subadutora eram próximos de 60 l/s), de 5:45 até 20:40 (houve aumento para valores próximos de 95 l/s) e a partir de 20:40 (houve diminuição para valores próximos de 70 l/s). Nesses dois horários em específico (5:45 e 20:40), podem ser verificados elevados valores de amplitude móvel, picos que indicam, portanto, manobra no registro para controle da vazão na subadutora. Na Figura 4, são apresentados graficamente os valores de vazão na subadutora do setor Guanabara.

Figura 4: vazão na subadutora.



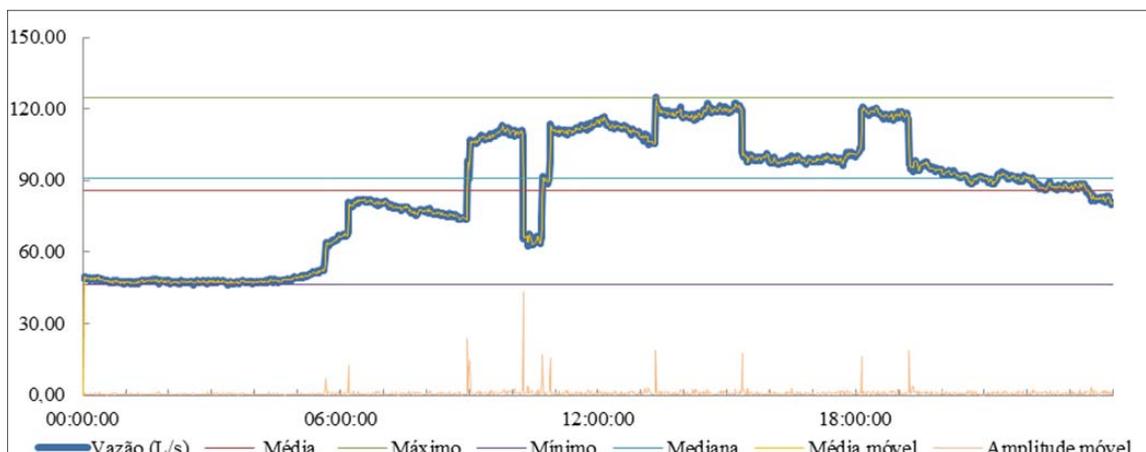
- Vazão de bombeamento do setor Guanabara: O valor máximo medido foi 146.53 l/s e o valor mínimo 59.40 l/s, sendo a vazão média na subadutora 88.80 l/s e a mediana 71.68 l/s, sendo que a ausência de valores nulos indica que em momento algum o bombeamento parou de funcionar. Vale ressaltar que a partir da análise da amplitude móvel, foram verificados que os vários picos ao longo do dia coincidiram com o acionamento e desligamento de CMB's, portanto, somente por esse gráfico não é possível afirmar que não houve manobra no registro de gaveta dos CMB's nesse dia. Na Figura 5, são apresentados graficamente os valores de vazão de bombeamento do setor Guanabara.

Figura 4: vazão de bombeamento.



- Vazão de distribuição do setor Guanabara: O valor máximo medido foi 124.83 l/s e o valor mínimo 46.23 l/s, sendo a vazão média distribuída 85.73 l/s e a mediana 90.73 l/s, nesse caso houve relativa proximidade entre média e mediana, o que pode indicar comportamento que se assemelha a uma distribuição normal. Observa-se, ainda, que a partir da análise da amplitude móvel, foram verificados vários picos ao longo do dia, que, portanto, podem ser indicativos de manobra no registro de gaveta que controla a vazão de distribuição de água para o setor Guanabara. Na Figura 5, são apresentados graficamente os valores de vazão de bombeamento do setor Guanabara.

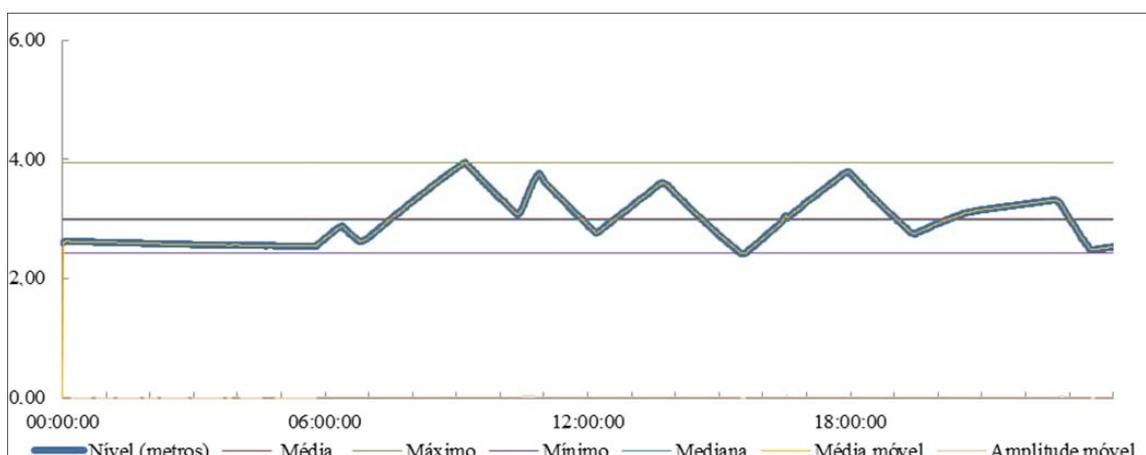
Figura 5: vazão de distribuição.



### Monitoramento de nível (metros)

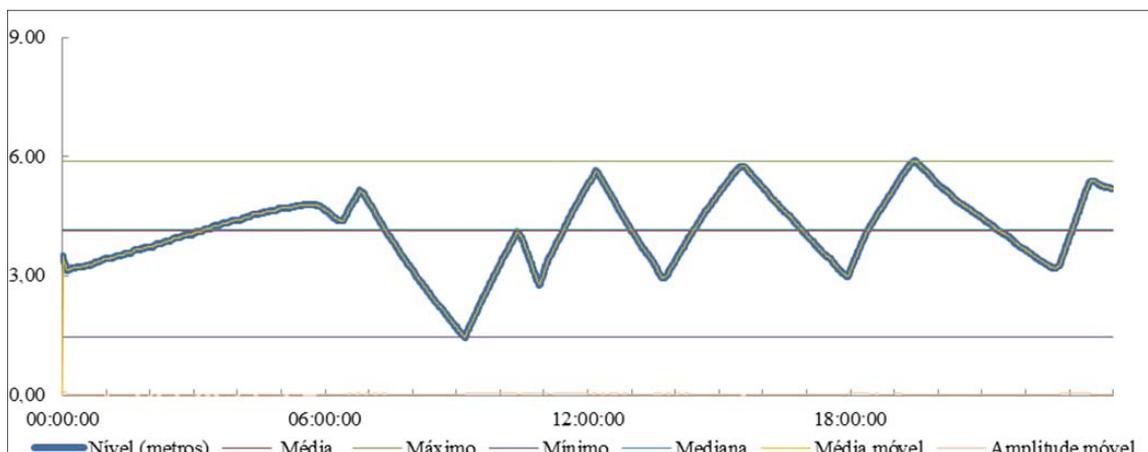
- Nível do reservatório apoiado do setor Guanabara: O valor máximo medido foi 3.95 m e o valor mínimo 2.42 m, sendo o nível médio do RAP 3.00 m e mediana 2.98 m. Também nesse caso houve relativa proximidade entre média e mediana, o que pode indicar comportamento que se assemelha a uma distribuição normal. Observa-se que a partir da análise da amplitude móvel, não foram verificados que existem picos ao longo do dia, isso indica que a variável tem baixa sensibilidade na operação. Na Figura 6, são apresentados graficamente os valores de vazão de bombeamento do setor Guanabara.

Figura 6: vazão na subadutora.



- Nível do reservatório elevado do setor Guanabara: O valor máximo medido foi 5.90 m e o valor mínimo 1.46 m, sendo o nível médio do REL 4.12 m e a mediana 4.17 m. Também nesse caso houve relativa proximidade entre média e mediana, o que pode indicar comportamento que se assemelha a uma distribuição normal. Observa-se também que, a partir da análise da amplitude móvel, não foram verificados que existem picos ao longo do dia, isso indica que a variável tem baixa sensibilidade na operação. Na Figura 7, são apresentados graficamente os valores de vazão de bombeamento do setor Guanabara.

Figura 7: vazão na subadutora.



### Monitoramento de pressão (mca)

- Conjunto motor e bomba 1: Para os valores de sucção, o valor máximo medido foi 3.51 mca e o valor mínimo -6.09 mca, sendo a pressão média de sucção -1.75 mca e a mediana de 1.21 mca. Para os valores de recalque, o valor máximo medido foi 40.17 mca e o valor mínimo 0.93 m, sendo a pressão média de recalque 15.22 mca e a mediana 2,11 mca. Em ambos os casos, a partir da análise da amplitude móvel, foram verificados que todos os picos ao longo do dia coincidiram com a operação de acionamento e desligamento do CMB1, no entanto houve dois momentos em que é perceptível picos de pressões de sucção e de recalque, o que demonstra possível manobra de registro de gaveta dos CMB's. Nas Figuras 8 e 9, são apresentados graficamente os valores, respectivamente, de pressão de sucção e de recalque do CMB1.

Figura 8: pressão de sucção do CMB1.

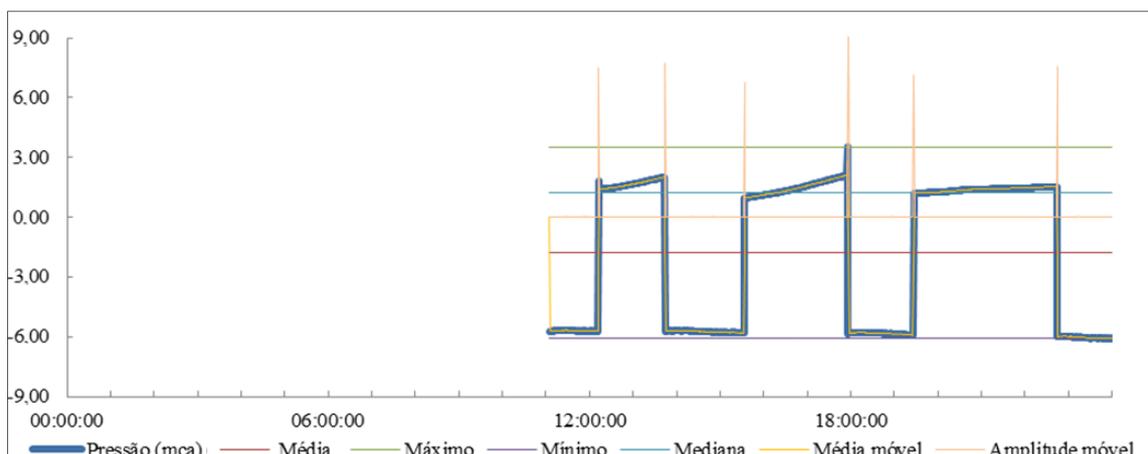
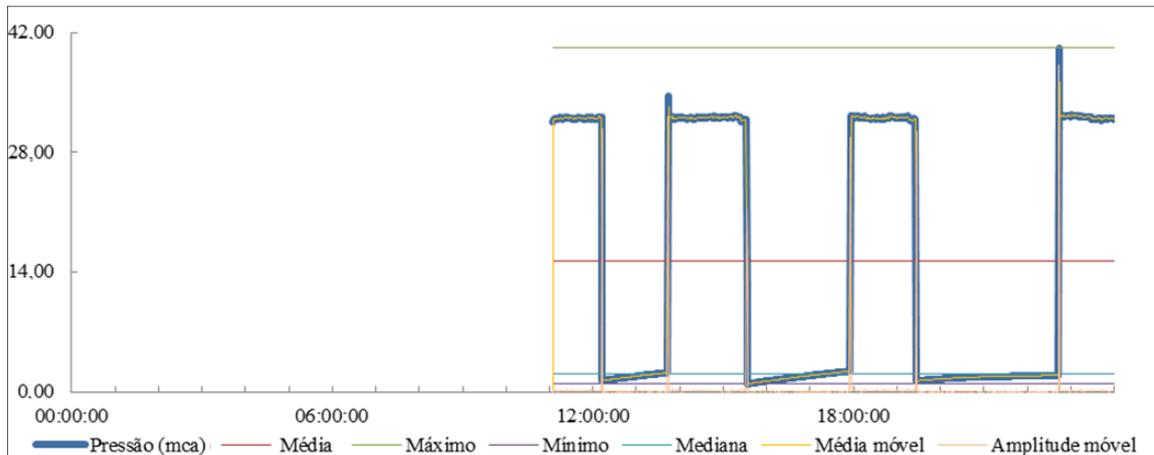


Figura 9: pressão de recalque do CMB1.



- Conjunto motor e bomba 3: Para os valores de sucção, o valor máximo medido foi 0.00 mca e o valor mínimo -6.08 mca, sendo a pressão média de sucção -5.56 mca e a mediana -5.82 mca. Para os valores de recalque, o valor máximo medido foi 31.86 mca e o valor mínimo 0.00 mca, sendo a pressão média de recalque 30.02 mca e a mediana de 31.39 mca. Em ambos os casos, a partir da análise da amplitude móvel, foram verificados que todos os picos ao longo do dia coincidiram com a operação de acionamento e desligamento do CMB1, no entanto houve dois momentos em que é perceptível picos de pressões na sucção e recalque, o que demonstra possível manobra de registro de gaveta dos CMB's. Nas Figuras 10 e 11, são apresentados graficamente os valores, respectivamente, de pressão de sucção e de recalque do CMB1.

Figura 10: pressão de sucção do CMB1.

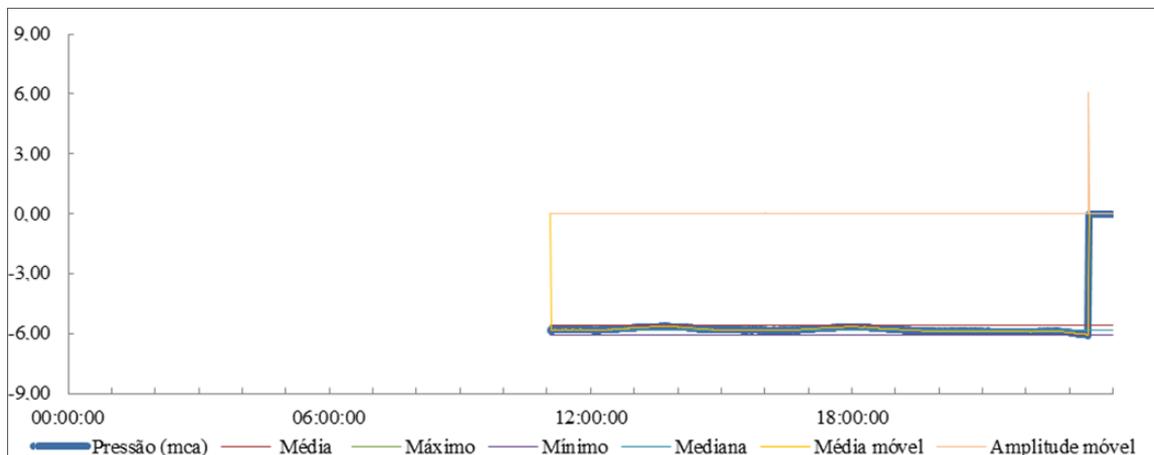
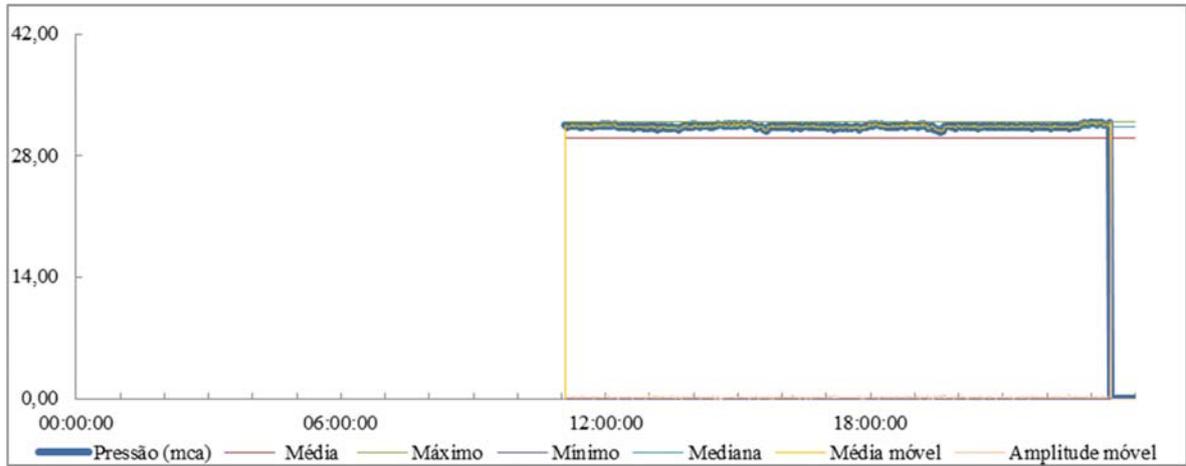


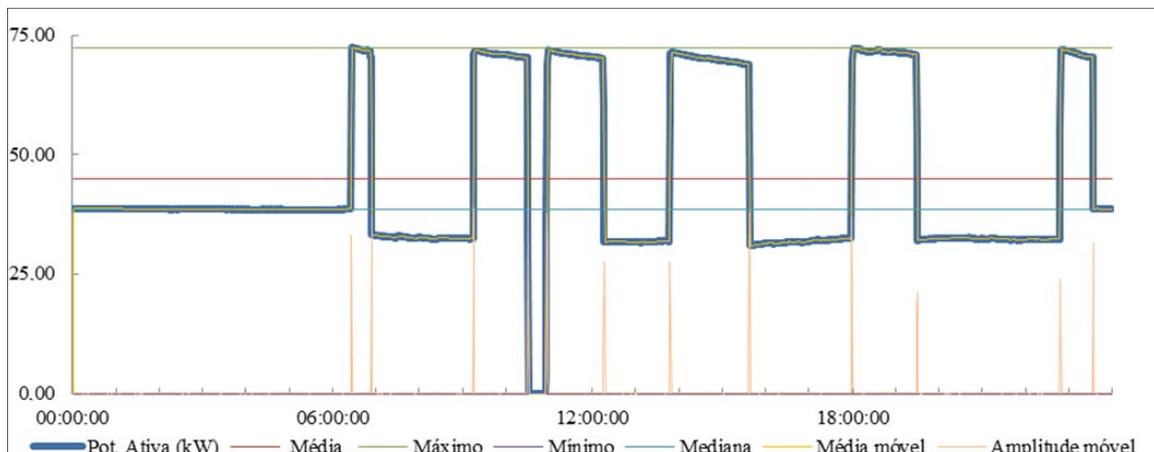
Figura 11: pressão de recalque do CMB1.



### Monitoramento de potência ativa (kW)

- Vazão de bombeamento do setor Guanabara: O valor máximo medido foi 72.40 kW e o valor mínimo foi de 0.00 kW, sendo a potência ativa média demandada foi de 44.98 kW e a mediana 38.54 kW. Vale ressaltar que, a partir da análise da amplitude móvel, foram verificados vários picos ao longo do dia, que coincidiram com o acionamento e desligamento de CMB, no entanto, por se tratar de uma variável de pouca sensibilidade na operação, constata-se que em determinados momentos ocorre manobra dos registros de recalques para controle de vazão bombeada. Na Figura 12, são apresentados graficamente os valores de vazão de bombeamento do setor Guanabara.

Figura 12: vazão de bombeamento.



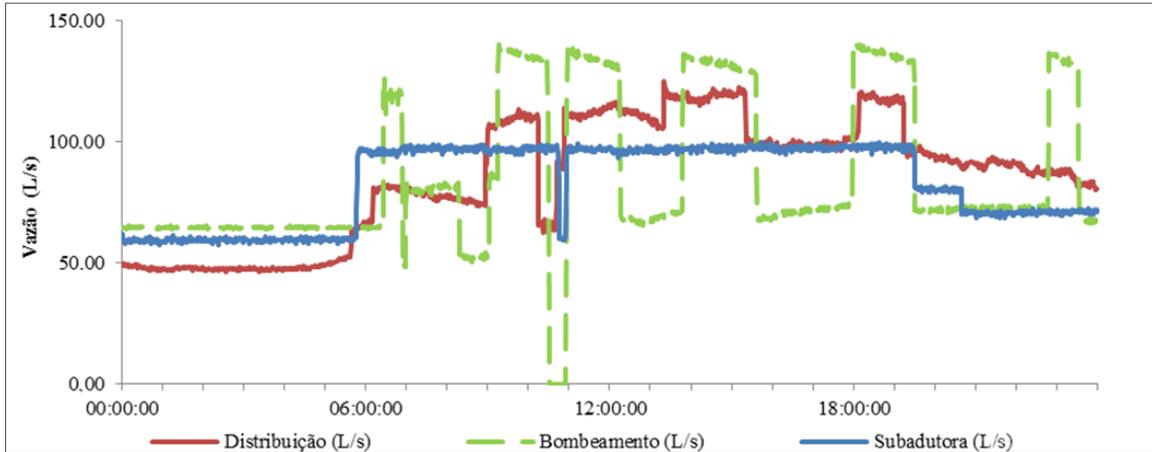
## ANÁLISE DAS RELAÇÕES DA OPERAÇÃO DO SISTEMA DE BOMBEAMENTO

### Vazão da subadutora, do bombeamento e da distribuição.

Os volumes quantificados na subadutora, no bombeamento e na distribuição foram, respectivamente, 7191.59 m<sup>3</sup>, 7465.11 m<sup>3</sup> e 7407.15 m<sup>3</sup>. Quando analisadas as curvas de vazão instantânea, foi verificado que as menores vazões ocorrem no período noturno, de 00h00min a 06h00min e de 23:00 a 23:59 e que as vazões do período diurno são consideravelmente mais elevadas. Vale ressaltar que o

hidrograma de distribuição não é característico, em razão das manobras realizadas no registro da tubulação de descida do REL Guanabara, que acompanham as variações da vazão bombeada no sistema de bombeamento, com isso, é possível constatar que o controle da vazão de distribuição é realizado em função dos acionamentos ou desligamentos dos CMB's, caracterizando operação inadequada, conforme apresentado na Figura 13.

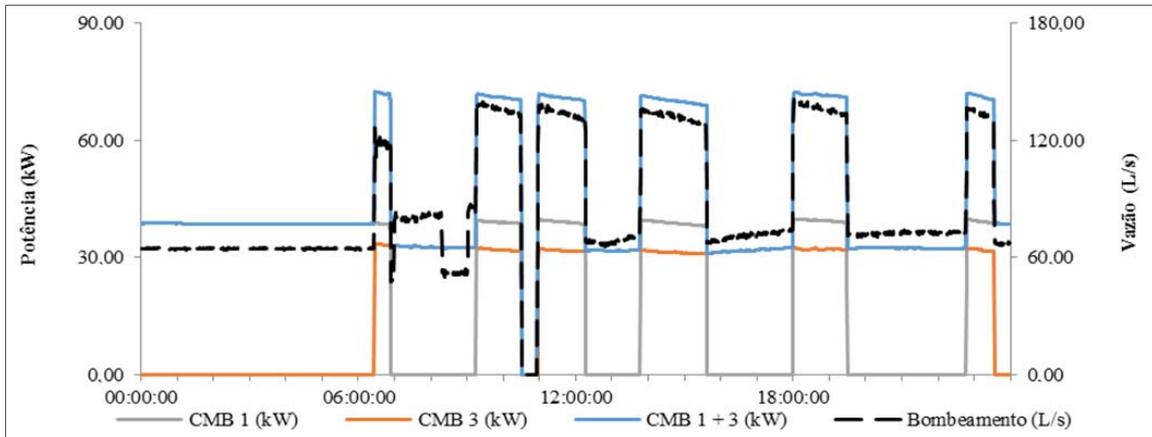
Figura 13: Curvas de vazão instantânea na subadutora, no bombeamento e na distribuição.



#### Potência ativa e vazão de bombeamento

Quando analisadas as curvas de potência ativa e vazão de bombeamento, é possível verificar imediatamente a discrepância entre a capacidade de bombeamento do CMB3 em relação ao CMB1, como mostrado na Figura 14.

Figura 14: Potência ativa e vazão instantânea no bombeamento.

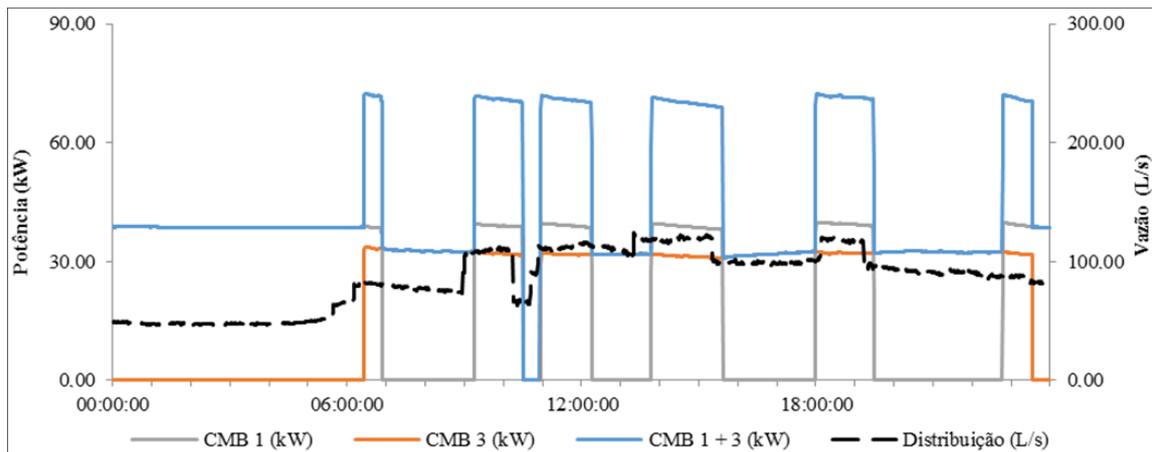


A discrepância entre a operação dos CMB's se torna evidente, quando analisado o impacto do funcionamento do CMB1 em termos de potência, que não corresponde à sua vazão bombeada, vale observar o distanciamento maior entre a curva de potência do CMB1+3 e sua curva de vazão em relação ao distanciamento entre a curva de potência do CMB1 e sua curva de vazão. Também é oportuno ressaltar o maior consumo de energia do CMB1 em relação ao CMB3, facilmente perceptível pelas linhas de potência, ainda, na Figura 14.

### Potência ativa e vazão de distribuição

Ao analisar as curvas de potência ativa e vazão de distribuição, verifica-se que o volume distribuído obedece ao mesmo padrão de potência demandada, apresentado na Figura 15, ou seja, a manobra de controle de vazão está diretamente relacionada ao acionamento e desligamento de bombas da EAT Guanabara, operação que pode ser considerada inadequada.

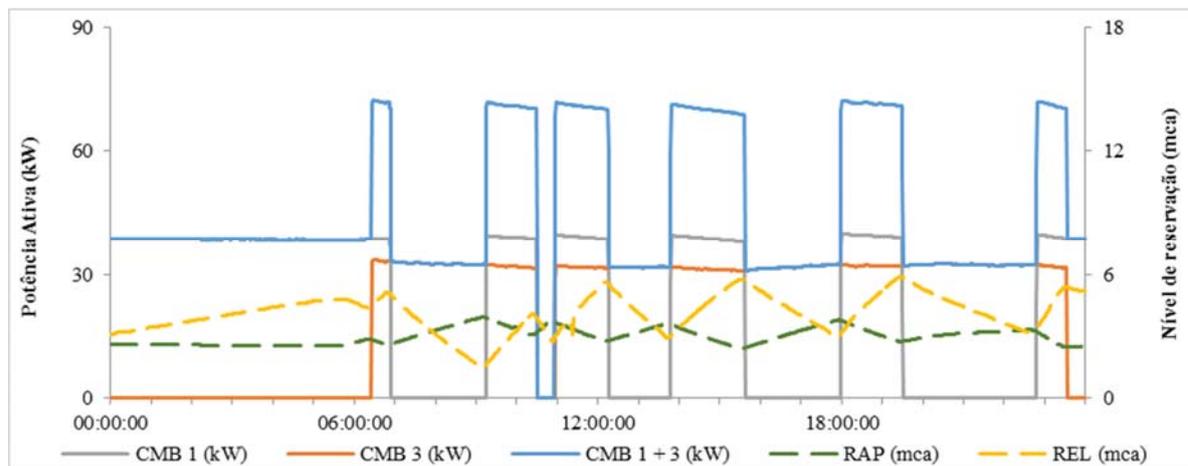
Figura 15: Potência ativa e vazão instantânea na distribuição do setor Guanabara.



### Potência ativa e nível de reservatórios

Ao analisar a potência ativa e os níveis no RAP e no REL, verifica-se que com o rebaixamento do nível do RAP, a bomba perde capacidade de bombeamento e, ou seja, diminuiu a vazão bombeada e conseqüentemente a demanda por potência ativa, conforme Figura 16.

Figura 16: Potência ativa e níveis no RAP e no REL.



Na Tabela 2, é possível observar o descompasso entre valores dos níveis de reservação verificados no projeto, os valores identificados como limites para a operação do setor e os valores identificados no monitoramento.

Tabela 2: Comparação entre os níveis de reservação dos reservatórios.

Reservatório	Níveis (metros)		
	Projeto	Operação	Verificados
RAP	4.20	4.35	3.95
	0.50	0.90	2.42
REL	7.00	6.10	5.90
	0.00	0.00	1.46

### Potência ativa e altura manométrica

Ao verificar-se a variação de potência ativa e da altura manométrica das bombas, o CMB1 possui uma relação bem definida, no entanto, ao se tratar do CMB3, é perceptível o aumento da altura manométrica após a entrada do CMB1 operando em paralelo. Assim, que o CMB1 tem influência negativa no sistema operando com dois CMB's em paralelo, conforme Figuras 17 e 18.

Figura 17: Curvas de potência ativa e altura manométrica do CMB1.

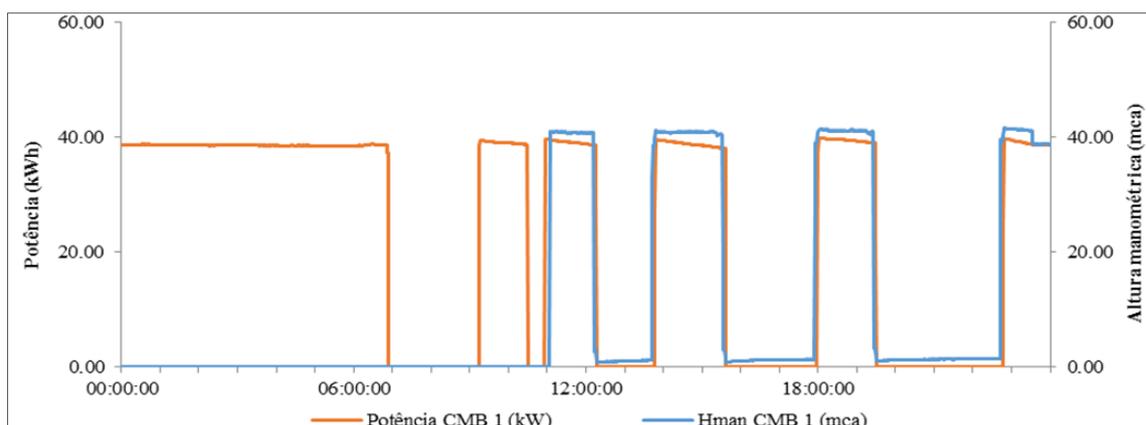
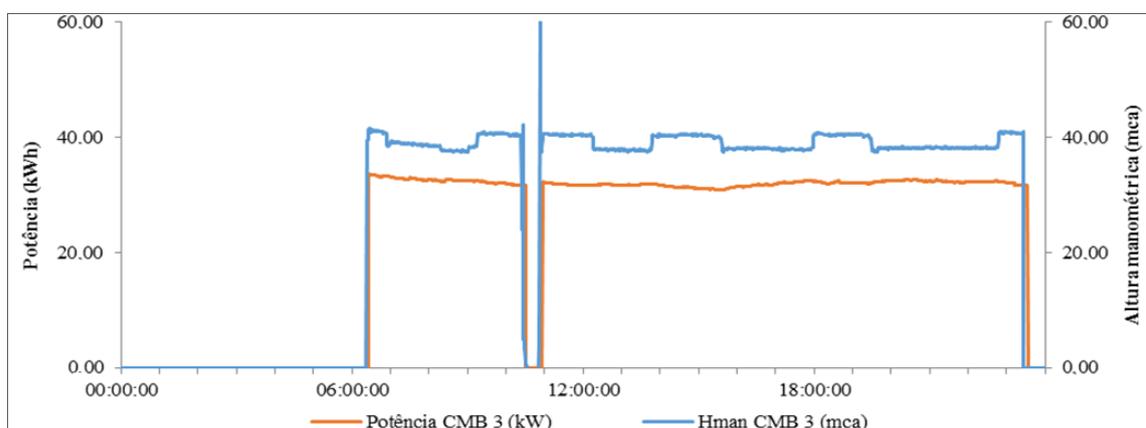


Figura 18: Curvas de potência ativa e altura manométrica do CMB3.



## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A partir das análises realizadas, é possível concluir:

- As frequentes manobras dos registros nas tubulações de recalque dos CMB's podem diminuir a vida útil desses registros, bem como a vida útil dos próprios CMB's, que acabam funcionando com carga inferior a que foram dimensionados;
- O controle da operação do sistema com a manobra do registro da tubulação de distribuição de água do reservatório elevado em função do acionamento e do desligamento dos CMB's faz com que a pressão dinâmica na RDA Guanabara possa diminuir para valores abaixo de norma, prejudicando o abastecimento de água da população consumidora;
- As manobras operacionais na tubulação de descida do reservatório elevado acabam descaracterizando o hidrograma de vazão distribuída, impedindo o cálculo preciso e exato dos coeficientes de consumo de água;
- O volume de água bombeado no horário de ponta deve ser analisado, para verificar possível modulação de carga para horários anteriores, com a finalidade de viabilizar a paralisação do bombeamento no horário de maior valor da tarifa de energia elétrica (horário de ponta), desde que a demanda de água no setor seja atendida pelo volume de água acumulado no reservatório elevado;
- Há folga de aproximadamente 1 hora antes do horário de ponta (18:00 às 21:00) para que possa ser feita modulação de carga, o que pode possibilitar a retirada do CMB1 de funcionamento nesse período, o que propiciaria a possibilidade de contrato com tarifa diferenciada. No entanto, antes é preciso análise do volumen de reservação em função da demanda de água no setor.
- Além disso, é importante ressaltar a acentuada redução do nível de água no REL, que, em alguns momentos é rapidamente esvaziado e, portanto, não atende à demanda do setor.
- Nesse contexto, a possibilidade de parada da EAT no horário de ponta para diferenciação da tarifa de energia elétrica se torna improvável, pois à medida que ocorre a paralisação dos CMB's, o nível de reservação no REL diminui rapidamente, sendo logo necessário o imediato acionamento dos CMB's.

Portanto, as principais recomendações são a análise da demanda real do setor, com minimização das perdas reais de água potável, para subsidiar melhorias operacionais, o ajuste dos níveis operacionais mínimos e máximos de reservatórios para os valores preconizados em projeto, tentando assim propiciar melhor rendimento operacional e a verificação das instalações hidráulicas para melhorar o funcionamento dos CMB's.

## REFERENCIAS

- Barry, J. A. (2007). Watergy: energy and water efficiency in municipal water supply and wastewater treatment - cost-effective savings of water and energy. Washington D.C/USA. United State Agency – International Development.
- Gomes, H. P. (2009). Sistemas de Abastecimento de água: dimensionamento econômico e operação de redes e elevatórias. João Pessoa/Brasil. Editora universitária.
- Lambert, A. (2003). Assessing non revenue water and its components: a practical approach. Water, 21.
- Ietsugu, H. A. (2012). Importância da Hidrometria. SANEAS, volume (45), 3-7pp.
- Tsutiya, M. T. (2005). Abastecimento de Água. São Paulo/Brasil. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Saulo.

## **Capítulo 2. Análise da variação de consumo de água utilizando dados obtidos por sistemas supervisores remotos – estudo de caso: Município de Franca/SP**

*José Marcius Marson Guidi (1), João Vitor Vieira Silva (2), Edevar Luvizotto Junior (3)*

(1) Universidade Estadual de Campinas (Brasil) josemmguidi@gmail.com

(2) Universidade Estadual de Campinas (Brasil) jvvieirasilva@gmail.com

(3) Universidade Estadual de Campinas (Brasil) edevar@fec.unicamp.br

---

**RESUMO.** O entendimento do comportamento da variação de consumo de água, ao longo do tempo, é de fundamental importância para soluções mais seguras e econômicas na gestão da operação, manutenção, ampliação e dimensionamento de sistemas de abastecimento de água. O crescimento populacional aumenta a complexidade dos sistemas de abastecimento de água o que implica em dificuldades de atendimento das demandas, daí a importância de entender os possíveis condicionantes desses consumos. Nesse contexto, busca-se com o presente trabalho, fazer uma comparação entre as recomendações encontradas na literatura para previsão de demanda e uma curva de consumo real levantada na cidade de Franca/SP.

**ABSTRACT.** Understanding the behavior of the variation in water consumption over the time is extremely important for secure and cost-effective solutions in managing the operation, maintenance, expansion and design of water supply systems. Population growth increases the complexity of the water supply system, which implies difficulties in supply the demands, hence the importance of understanding the possible determinants of these consumption. In this context, this paper propose a comparison between the recommendations found in literature and a real consumption curve raised in Franca city, located in São Paulo state.

---

Palavras-chave: abastecimento de água, variação de consumo, curvas de consumo.

Keywords: water supply, consumption variation, consumption curves.

## INTRODUÇÃO

O crescimento populacional notado na maioria das cidades brasileiras formata um panorama de constantes obras e incessantes adaptações das infraestruturas urbanas para suprir as necessidades humanas. No âmbito do saneamento básico, nota-se uma forte carência de planejamento de médio e longo prazo, o que se traduz em déficits no atendimento adequado dos usuários dessas infraestruturas.

O estado de São Paulo enfrenta alguns obstáculos para continuidade de seu desenvolvimento, um dos mais sérios está relacionado à escassez de água de seus mananciais agravado pela deterioração da qualidade desses devido aos despejos de águas residuárias. São constantemente estudadas novas alternativas para o contínuo abastecimento à população. (BORGES, 2003).

Por outro lado, existe uma carência de planejamento e de manutenções preventivas adequadas, que associados à escassez de recursos e à ausência de políticas de reformulação tarifária, fazem com que os investimentos sejam postergados e os sistemas operados cada vez mais em seu limite. Daí surge questionamentos quanto à eficiência dos sistemas de abastecimento de água.

Para as empresas responsáveis pelo abastecimento de água das grandes cidades, conciliar o atendimento da demanda com a disponibilidade hídrica é tarefa cada dia mais complexa, uma vez que as captações estão cada vez mais distantes dos centros de consumo, o que eleva os custos de adução.

Entende-se por demanda de água a quantidade total de água consumida pelos diversos propósitos de utilização urbana (Narchi, 1989), categorizados pelos quatro tipos de imóveis: público, comercial, industrial e doméstico. Desses, o uso doméstico responde por 89,7% das ligações de água na Região Metropolitana de SP (Sabesp 2002). A demanda, bem como sua variação ao longo do tempo, está vinculada a algumas variáveis tais como: a pressão na rede, a qualidade da água fornecida, o sistema tarifário e seus valores, o clima da região e os usos destinados aos imóveis. Da falta de controle sobre estas variáveis podem ser observados com consequência os altos índices de perdas no sistema em geral, associados a uma deficiência de gerenciamento das pressões, causando grandes prejuízos financeiros, decorrentes das perdas físicas e do aumento do consumo de energia.

Uma operação automatizada visa obter uma maior confiabilidade no sistema. Nesse tipo de operação, procura-se incorporar os conhecimentos científicos a uma metodologia formal, minimizando as tarefas repetitivas. (Zahed, Apud Borges 2003). Além disso, nota-se que a quantidade de dados aumenta a cada dia com a adoção das CCO's (Centrais de Controle Operacional), tornando a tarefa dos operadores cada dia mais desgastante e sujeita a falhas. A automação dos processos gera dados importantes para o conhecimento dos sistemas de abastecimento, permitindo o acoplamento de uma inteligência que aperfeiçoa os processos, avisa de falhas, processa informações e as transmite para quem de direito.

Neste contexto, é proposto este trabalho de investigação, baseado no tratamento dos dados de vazão obtidos de um sistema de aquisição "on-line", objetivando, a determinação da média de consumo de água e a caracterização das curvas de variação de vazão ao longo do tempo, que permitirão a determinação dos valores reais para o coeficiente de máxima vazão diária (K1), que denota a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual, como também os valores reais para o coeficiente de máxima vazão horária (K2), que, por sua vez, denota a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia.

A proposta baseia-se na análise de dados obtidos de um sistema supervisório integrado. Os dados serão usados para avaliar o comportamento do consumo de água durante intervalos de tempo, tais como mês, dia e hora, comparando os valores obtidos em escala real com aqueles que hoje são empregados nos projetos de novos sistemas de adução de redes de distribuição.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### **Vazão Média ( $Q_m$ ) Temporal, Máxima Demanda Diária e Coeficientes de Variação de Vazão.**

A vazão média  $Q_m$  representa a demanda média total de água que é praticada sobre o sistema por todos os usuários em um período de tempo.

Alguns países, como o Canadá, recomendam que os dados de vazão sejam registrados formando um histórico para ser usado na determinação  $Q_m$  em uma determinada comunidade. Se os dados disponíveis são insuficientes para desenvolver uma estimativa razoável do uso da água dentro desta comunidade, a demanda de água per capita média publicada pela literatura pode ser usada. Esta abordagem não é recomendada, pois os valores médios podem não representar o comportamento padrão de uso de água encontrado em pequenas comunidades, especialmente, se existirem grandes consumidores industriais. Assim, podem ocorrer desvios no valor da média tanto para valores acima do real como para valores abaixo do real consumo de água.

Assim, a SABESP (1989) sugere que, para determinar o valor da  $Q_m$  de maneira mais precisa, deve-se fazer a somatória das vazões médias por seu uso categorizado em quatro tipos de imóveis: público, comercial, industrial e doméstico.

A MDD é a demanda máxima de água que pode ser esperada de um setor de abastecimento em um determinado dia. Como  $Q_m$  pode ser determinada com base em dados históricos de utilização de água, o valor MDD deve representar fielmente o pico de demanda durante estes períodos analisados. Cuidados devem ser tomados para evitar a escolha de um valor para MDD associado a um evento único, como um grande vazamento de adutora ou um evento de incêndio.

A  $Q_m$  medida ou estimada é multiplicada por um fator de pico diário, ( $K_1$ ), coeficiente de máxima vazão diária, que pode variar, segundo alguns autores, entre 1.5 e 4.0, baseando-se no tamanho e características da comunidade analisada.

De um modo geral, para o abastecimento de água de uma determinada área, ocorrem variações anuais, mensais, diárias, horárias e instantâneas do consumo de água. Um dos métodos mais comuns de determinação da demanda de pico de consumo de água, usado em projetos de dimensionamento de rede de água e esgoto, usa uma proporção frente à média de consumo em um período de tempo. Estas relações também são conhecidas como: fator de pico, coeficiente de pico ou multiplicador de demanda. Assim, para projetos de sistemas de abastecimento de água e também de sistemas de esgoto sanitário são importantes os seguintes coeficientes:

- $K_1$  – coeficiente de máxima vazão diária, que mostra a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;
- $K_2$  – coeficiente de máxima vazão horária, que mostra a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;
- $K_3$  – coeficiente de mínima vazão horária – que é determinado pela relação entre a vazão mínima e a vazão média anual;
- $K$  – coeficiente que agrupa os valores de  $K_1$  e  $K_2$ , ou seja, o valor de  $K$  é a multiplicação de  $K_1$  por  $K_2$ .

### **Indicações internacionais para obtenção de $K_1$ – coeficiente de máxima vazão diária**

Zhang (2005) sugere três modelos para cálculo do  $K_1$  usando equações empíricas obtidas a partir de várias publicações norte-americanas. São elas:

- Comitê Central Iowa (2004):

$$K1 = \begin{cases} 9.0 & E \leq 0.22 \\ \frac{7}{E^{0.167}} & E > 0.22 \end{cases} \quad (1)$$

Onde:

E = população em milhares de habitantes.

- Normas da Geórgia para sistemas públicos de água (2000):

$$MDD = 43.40 C^{0.54} \quad (2)$$

Onde:

MMD = vazão instantânea máxima [l/min];

C = número de ligações (para C < 500).

- US Bureau critérios de projeto (2002):

$$MDD = 18.19 N^{0.5} + 3.41 N + 22.36 \quad (3)$$

Onde:

N = número de economias.

Diao et al. (2010) apresentaram algumas relações alemãs para o coeficiente de pico, propostas pela Associação Técnica e Científica Alemã para Gás e Água (DVGW). Estas equações são apresentadas pelos números 4 e 5:

- DVGW – Mutschmann and Stimmelmeyer (2007):

$$K1 = -0.1591 \ln E + 3.5488 \quad (4)$$

Onde:

E = população.

- DVGW (2007):

$$K1 = 3.9 E^{-0.0752} \quad (5)$$

Onde:

E = população.

Brière (2007) discutiu duas metodologias diferentes para a obtenção do valor dos coeficientes de variação de consumo. Ele afirmou que a fórmula empírica Goodrich é aplicável a pequenos municípios residenciais.

- Fórmula Goodrich:

$$K1' = 180 t^{-0.10} \quad (6)$$

Onde:

$K1'$  = coeficiente de variação de vazão em porcentagem [%];

T = período em estudo [dia].

Essa equação será aplicada quando o valor de t estiver entre 12 horas e 365 dias.

Brière (2007) publicou também alguns valores para o K1, calculados com base no tamanho da população, seguindo as orientações do Ministério do Meio Ambiente de Ontário, Canadá. Este órgão se propõe a fornecer e padronizar as informações para projetos de sistemas de distribuição de água, esgotamento sanitário e drenagem de águas pluviais, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Coeficientes de variação de vazão proposto por Brière (2007)

População	K1	K=K1 . K2	K2
Abaixo 500	3.00	4.50	1.50
500 - 1000	2.75	4.13	1.50
1001 - 2000	2.50	3.75	1.50
2001 - 3000	2.25	3.38	1.50
3001 - 10000	2.00	3.00	1.50
10001 - 25000	1.90	2.85	1.50
25001 - 50000	1.80	2.70	1.50
50001 - 75000	1.75	2.62	1.50
75001 - 150000	1.65	2.48	1.50
Acima 150000	1.50	2.25	1.50

Fonte: Brière (2007)

Na Espanha, Martinez-Solano et al. (2008) determinaram o valor do K1 por meio de uma expressão que foi obtida através de análise estatística de consumo de água, como mostrado na equação 7:

- Martinez-Solano et al. (2008):

$$K1 = \frac{17.12}{\sqrt{E}} + 2.185 \quad (7)$$

Onde:

E = população.

O consumo de água de uma pequena cidade no sul da Itália foi analisado por Tricarico et al. (2007). A análise estatística foi feita com uma amostra e o estudo mostrou que o fluxo poderia ser aleatoriamente descrito por modelos log-normal e Gumbel. Usando uma abordagem determinística, os autores desenvolveram uma relação para estimar o fluxo máximo em relação ao número de utilizadores. A equação resultante foi:

- Tricarico et al. (2007):

$$K1 = 11 E^{-0.2} \quad (8)$$

Onde:

E = população.

Tricarico et al. (2007), em seguida, estudou os dados usando uma abordagem probabilística. Isto envolveu o cálculo com intervalos de confiança de 90%, 95%, 98% e 99%. Os valores dos coeficientes que foram obtidos, utilizando tanto a abordagem determinística quanto a probabilística, são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Valores para K1

Número de habitantes		100	250	750	1,000	1,250
<b>K1 método determinístico</b>		4.40	3.70	2.90	2.80	2.60
<b>K1 método probabilístico</b>	90%	3.80	2.90	2.30	2.10	2.00
	95%	3.90	3.00	2.30	2.10	2.00
	98%	4.40	3.10	2.30	2.20	2.10
	99%	4.20	3.10	2.30	2.20	2.10

Fonte: Tricarico et al. (2007)

### Indicações para obtenção de K – coeficiente de pico de vazão

- Fórmula de HARMON

É uma fórmula usada frequentemente pelo Department of Environment and Conservation (Newfoundland and Labrador in Canada) ENVC para calcular o coeficiente de variação de vazão em comunidades que não possuem série histórica de dados de consumo, fazendo-se assim uma estimativa da média de vazão e aplicando o coeficiente.

$$K = \frac{18 + \sqrt{\frac{E}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{E}{1000}}} \quad (9)$$

Onde:

E = população.

- Fórmula de PRP- GUMBEL METHOD

Zhang desenvolveu uma nova abordagem para o cálculo dos coeficientes de variação de vazão usando uma curva retangular no modelo matemático de Poisson (Modelo PRP) e a teoria dos valores extremos. O 'Gumbel' no título vem de um método estatístico de distribuição utilizado para representar as medições com grandes variações. O método de derivação é complexo, mas flexível, e resulta na relação simples mostrada na Equação 10.

$$K = A + \frac{B}{\sqrt{N}} \quad (10)$$

Onde:

N = número de economias.

A e B são os coeficientes que representam diferentes níveis de uso da água entre usos ao ar livre e usos internos das residências. Ambos podem ser calculados utilizando equações adicionais fornecidos em Zhang (2005). N representa o número de residências.

- Fórmula de PRP- GUMBEL METHOD (para 100% de consumo interno):

$$K = 2.5 + \frac{2.18}{\sqrt{E/1000}} \quad (11)$$

Onde:

E = população.

- Fórmula de PRP- GUMBEL METHOD (para 90% de consumo interno):

$$K = 3.02 + \frac{2.28}{\sqrt{E/1000}} \quad (12)$$

Onde:

E = população.

- Fórmula de PRP- GUMBEL METHOD (para 66% de consumo interno):

$$K = 4.17 + \frac{2.46}{\sqrt{E/1000}} \quad (13)$$

Onde:

E = população.

- Método de cálculo da American Water Works Association (AWWA):

Zhang (2005) comparou o Método PRP-Gumbel de cálculo dos coeficientes com métodos existentes, incluindo o descrito pela American Water Works Association (AWWA), resultando na equação utilizada para calcular o coeficiente de variação de vazão máxima horária.

Equação descrita para 90% do consumo interno às residências.

$$K = \left( \frac{1095.31}{q} \right) E^{0.4} \quad (14)$$

Onde:

E = população;

q = representa a demanda média per capita anual por 1,000 pessoas [l/min].

A DVGW (Associação Técnica e Científica Alemã para Gás e Água) também estabeleceu um método para o cálculo dos coeficientes de vazão (Diao et. al. 2010).

- DVGW – (2004):

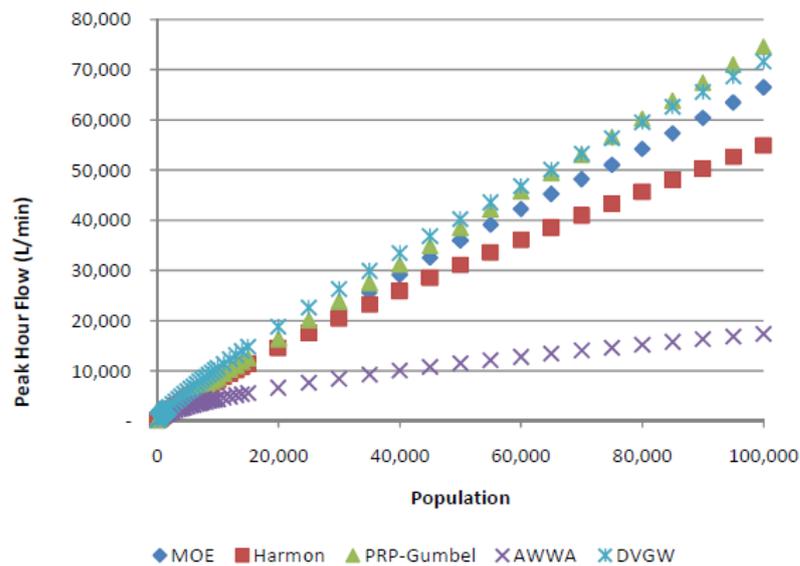
$$K = 18.1 E^{-0.1682} \quad (15)$$

Onde:

E = população.

As vazões máximas residenciais previstas pelos seis modelos da Tabela 2 para as comunidades que variam de 0 a 100,000 habitantes estão apresentados na Figura 1. Todos os cálculos pressupõem um uso diário de água per capita de 395 L / min, e adotam 100% de uso interno às residências. Note-se que os valores MOE foram obtidos por interpolação entre os valores apresentados na Tabela 2.

Figura 1. Valores do K para os diversos métodos para populações de 100 até 100,000 habitantes



A SABESP (1989) recomenda o valor de vazão média igual ou inferior a 75 l/s, e nestes casos, assume-se o valor de  $K=1.80$  ( $K = K1.K2$ ), ou seja,  $K1 = 1.20$  e  $K2 = 1.50$ .

Entretanto, para vazões médias superiores a 75 l/s, recomenda-se segundo a SABESP a equação:

- SABESP (1989):

$$K = 1.20 + \frac{17.485}{Q_m^{0.5090}} \quad (16)$$

Onde:

$Q_m$  = somatória das vazões médias de uso residencial, comercial e público [l/s].

Tabela 2. Resumo dos métodos para cálculo de K;

Método	Equação	Limite de População
Fórmula Harmon (1918)	$K = \frac{18 + \sqrt{\frac{E}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{E}{1000}}}$	$1,000 \leq E \leq 1,000,000$
PRP-Gumbel (2005) (100% consumo interno)	$K = 2.5 + \frac{2.18}{\sqrt{E/1000}}$	$1,000 \leq E \leq 25,000$
AWWA (2004)	$K = \left(\frac{1095.31}{q}\right) E^{0.4}$	$650 \leq E \leq 1,675$
DVGW (2007)	$K = 18,1 \cdot E^{-0.1682}$	Desconhecido
SABESP (1989)	$K = 1.20 + \frac{17.485}{Qm^{0.5090}}$	$> 751l/s$
SABESP (1989)	$K = 1.8$	$< 751l/s$

### Estudo de caso – Franca/SP

Utilizando o sistema SCADA existente na superintendência da SABESP (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo) de Franca-SP, foram instalados vários medidores de vazão, mas para este trabalho escolheu-se um Distrito De Medição e Controle (DMC) denominado XI-B ou Ana Dorothea – Zona Baixa.

O Município de Franca que possui 318,640 habitantes (IBGE 2010) e um total de 123,133 ligações prediais (Sabesp 2015), distribuídos numa área de 3,439 km<sup>2</sup> (IBGE 2010) cuja concessionária responsável é a SABESP, gerência da Regional da SABESP-Franca.

O município localiza-se a uma distância de 400 km da cidade de São Paulo, capital do estado, interligando-se com ela pelas Rodovias Anhanguera (SP 330), até o município de Ribeirão Preto, pela SP-334 Candido Portinari até o município de Franca.

O sistema de abastecimento de água tem a capacidade de produção de água bruta de 1,900 L/s, sendo 1,000 l/s instalados e em operação e mais 900 l/s em implantação. Os sistemas de adução de água bruta contam com 3 captações, sendo 2 já instaladas e 1 em construção. A potência final instalada para as três unidades de adução totaliza 24,200 cv, sendo que 12,500 cv em funcionamento e 11,700 cv em fase de construção e montagem.

Tem-se em operação 2 unidades de tratamento de água, uma em pleno uso, que atende os 1,100 l/s, e uma em execução das obras. Esse sistema atende 123,133 ligações de água, Sabesp (2015), entre os diversos tipos possíveis, tais como, residenciais, comerciais e industriais, totalizando aproximadamente 1,200 km de rede de água, com 100% de hidrometria.

Nos diversos setores de abastecimento que compõem o sistema de Franca-SP, existem 17 estações elevatórias de água tratada.

O distrito de medição e controle escolhido dentro dos possíveis foi o que é denominado pela Sabesp – Superintendência Franca-SP, com Setor – XI B ou Zona Baixa Ana Dorothea.

Esse setor é abastecido por gravidade a partir de um reservatório de 2,000 m<sup>3</sup>, através de uma rede de ferro fundido de diâmetro de 400 mm. Abastece 6,048 ligações (Sabesp-2015). Trata-se de um setor relativamente novo, implantado nos últimos 10 anos. Possui rede de ferro apenas nas adutoras, e as demais redes de distribuição são em PVC, o que minimiza problemas de vazamentos e dúvidas de cadastro físico das redes.

### **Cálculos – Estudo de Caso**

Inicialmente notaram-se algumas falhas no armazenamento dos dados. Os aparelhos utilizados são eletrônicos e suscetíveis a pequenas instabilidades elétricas ocorridas no sistema de distribuição de energia elétrica. Assim, pequenos lapsos de tempo ficam sem registros.

Para o preenchimento destes intervalos existem vários métodos, mas conforme mencionado anteriormente, será escolhido para o tratamento das séries temporais usadas neste trabalho um método denominado Série de Fourier.

Segundo Brentan et al 2014, o método que usa a série de Fourier é mais indicado, uma vez que promove menor variabilidade de valores quando simulado em série efetivamente medida. A aplicação da série de Fourier foi utilizada conforme indicação de, entre outros autores, Magnano et al (2007), que aplicou esse método para tratar dados das variações de consumo de energia elétrica no sul da Austrália.

Com a tabela devidamente preenchida e as falhas eliminadas, passar-se-á à totalização dos consumos por hora, por dia e por mês. Analisando os totais, podemos identificar o dia de maior consumo de um ano, e compará-lo com a média da vazão gerada neste mesmo intervalo de tempo em questão, obtendo-se um fator conhecido com K1. Esse número é indicado por diversas literaturas, conforme já citado no item anterior deste trabalho, para o dimensionamento de sistemas de abastecimento de água em pontos específicos, tais como sistemas de produção de água bruta e adução de água tratada para abastecer grandes reservatórios.

Dentro do dia de maior volume consumido, teremos uma hora de maior consumo e da mesma forma, obtém-se o fator K2, que será calculado comparando o valor da vazão de pico, na hora de maior consumo, com o valor da vazão média calculada no intervalo de tempo em análise.

Em contraponto aos valores gerados, que são valores de pico de consumo, necessários para alimentar os projetos da infraestrutura, teremos ainda que identificar o comportamento da curva de consumo que mais se repete ao longo do ano, pois é com este cenário que convive o setor operacional. Essas informações podem ajudar os operadores dos sistemas de abastecimento de água, pois ao calibrar o sistema seguindo essa média, ele cria vários check points de níveis de reservação e de vazões máximas diárias e mínimas contabilizadas em horários noturnos. Todos esses números, quando se apresentam fora de uma média de comportamento, devem gerar alertas, pois são indícios de problemas a serem investigados, como por exemplo, vazamentos.

## **RESULTADOS**

O tratamento dos dados obtidos do setor de abastecimento escolhido, no município de Franca-SP trouxe os seguintes resultados:

Após a totalização das vazões no período diário, o valor obtido para a vazão média de vazão foi  $Q_m=27.89$  l/s, para a vazão máxima,  $Q_{max}$  (dia)=33.01 l/s, o que resultou em um valor para o coeficiente de pico de consumo diário de  $K_1=1.18$ .

Em segunda etapa de totalização utilizando período de tempo horário resultou nos seguintes valores, para a vazão máxima na hora de maior consumo o resultado foi  $Q_{max}$  (hora)=50.84, e para coeficiente de variação da vazão da hora de maior consumo o resultado foi  $K_2=1.54$ .

Com objetivo de uma maior verificação dos resultados, para os fatores de pico de consumo, calculou-se os valores para os coeficiente de variação de vazão através das metodologias e equações indicadas internacionalmente, assim segue os resultados nas tabelas 3 e 4.

Tabela 3. Resultados obtidos para o valor de  $K_1$  por métodos empíricos (Guidi,2015 et al)

Metodo	Valores $K_1$	Observação
DVGW – Mutschmann and Stimmelmeyer (2007)	1.96	Equação 8
DVGW – (2007)	1.84	Equação 9
Fórmula Goodrich:	1.80	Equação 10
Martinez-Solano et al. (2008):	2.30	Equação 11
Tricarico et al. (2007):	1.48	Equação 12
Brière (2007)	1.90	
SABESP(1989)	1.20	

Fonte: Guidi,2015 et al

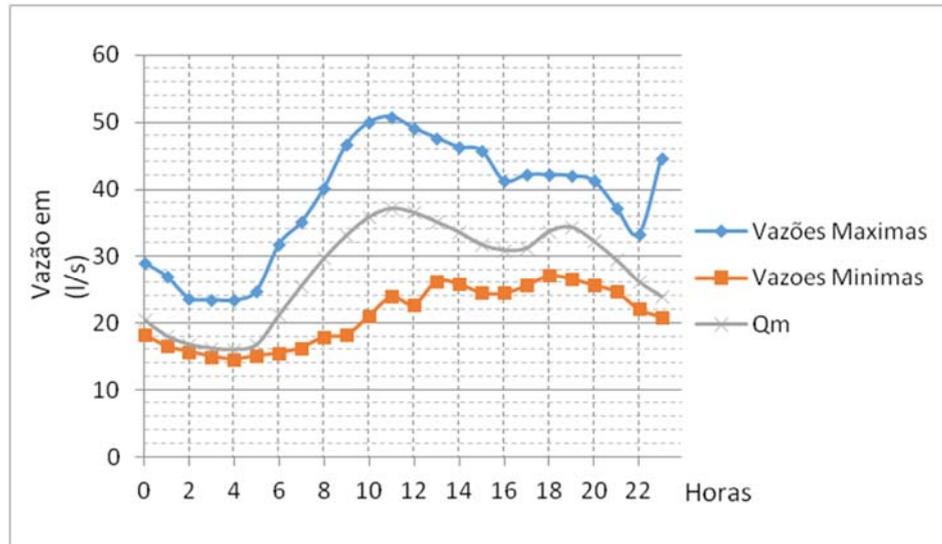
Tabela 4. Valores obtidos para o coeficiente K

Método	Resultado para K	Limite de População
Fórmula Harmon (1918)	2.60	$1,000 \leq E \leq 1,000,000$
PRP-Gumbel (2005) (90% consumo interno)	3.50	$1,000 \leq E \leq 25,000$
AWWA (2004)	Não se aplica – população fora da faixa indicada	$650 \leq E \leq 1,675$
DVGW (2007)	3.36	Desconhecido
SABESP (1989)	Não se aplica - vazão fora da faixa indicada.	$> 751l/s$
SABESP (1989)	1,80	$< 751l/s$

Fonte: Guidi,2015 et al

Após as totalizações pertinentes pode-se construir uma curva com os valores médios para a vazão horária,  $Q_m$ , o que mostra o perfil de consumo do setor de abastecimento foi representado ainda os valores máximos e mínimos atingidos pelo vazão horária no período de estudo.

Figura 2. Gráfico da curva média, mostrando ainda os valores máximos e mínimos medidos para o setor em análise Ana Dorothea - Franca-SP



Fonte: Guidi,2015 et al

## ANÁLISES DOS RESULTADOS

Pode-se observar que os resultados obtidos pelo experimento foram para  $K1=1.18$  e  $K2=1.56$ , valores esses que estão bem próximos dos recomendados pela norma NBR 9646,  $K1=1.20$  e  $K2=1.50$  e também por TSUTIYA, 2004.

Nota-se ainda que os valores obtidos para o coeficiente de vazão para o dia de maior consumo,  $K1$ , calculados pelos métodos empíricos citados internacionalmente mostraram-se em média 33% maiores do que os valores obtidos no experimento. Para os valores do coeficiente da hora de maior consumo  $K2$ , notamos uma diferença ainda maior, aproximadamente de 42%.

Os valores medios para a vazão aplicados no gráfico da figura 2 mostram uma curva característica de demanda de consumo residencial, pois existe dois picos de vazão, um maior por volta da 11:00 horas, e um menor as 19:00 horas.

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O desenvolvimento do experimento possibilitou a extração e armazenamento de uma série de dados de vazão para um setor de abastecimento denominado de Ana Dorothea, Franca SP, Brasil. Dados que podem ser analisados com a finalidade de determinar a demanda de água para a realidade local. O trabalho chegou a valores dos fatores de pico de demanda,  $K1$  e  $K2$ , praticamente iguais aos sugeridos pela NBR9646 e também por TSUTIYA, 2004.

Os valores obtidos para o coeficiente de pico de vazão, por metodologias empíricas sugeridas internacionalmente, mostraram-se aproximadamente 33% maiores do que os determinados no experimento, para os valores de  $K2$  os resultados chegaram em média a 42% maiores do que os obtidos pelo experimento. Isso ocorre pois os valores de vazão usados para a construção das equações são, na maioria dos casos, os valores conhecido como micromedidos, segundo PRP-Gumbel (2005). Já os valores medidos por esse trabalho contabilizam as vazões macromedidas, ou seja, valores da vazão consumida por um setor de abastecimento ligado por um uma rede de abastecimento. Isso torna

o perfil de consumo mais generalizado com menores influências de usos internos a residência, deve-se considerar o percentual desta vazão que esta sendo perdida por vazamentos e usos não permitidos, ou seja, existem perdas físicas inerentes a construção e das redes que são valores significativos que alteram o perfil de consumo, e por sua vez influenciam nas variações de vazão.

TSUTIYA, 2004 orienta o cálculo do valor de K2 através da relação entre a maior vazão observada em um dia e a vazão média horária do mesmo dia, mas para essa trabalho inicial optou-se por usar o valor da vazão média diária do período em análise, pois retrata melhor as condições reais de projeto, que usam valores estimados para o consumo médio per capita.

## REFERÊNCIAS

American Water Works Association. 1989. *Distribution network analysis for water utilities*. Denver (CO), USA:

American Water Works Association. 1999, *Design and construction of small water systems: an AWWA small systems resource book*. Denver (CO), USA:

American Water Works Association. 2004. *Sizing water service lines and meters*. Denver (CO), USA: American Water Works Association

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1998). NBR 5626—Instalação predial de água fria. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). NBR 9646— Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1992). NBR 12211 – Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água - Procedimento. 15p, Rio de Janeiro.

Bose, A.R. Neelakantan, T.R, Mariappan, PEAK FACTOR IN THE DESIGN OF WATER DISTRIBUTION-AN ANALYSIS. INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING AND TECHNOLOGY (IJCIET). Volume 3, Issue 2, July- December (2012), pp. 123-129

Brentan, B.M., Ribeiro, L.C.L.J., Luvizotto Jr., E., Mendonça, D.C. and Guidi, J.M. (2014) Synthetic Reconstruction of Water Demand Time Series for Real Time Demand Forecasting. *Journal of Water Resource and Protection*, 6, 1437-1443. <http://dx.doi.org/10.4236/jwarp.2014.615132>

Brière, F.G. 2007. *Drinking-water distribution, sewage, and rainfall collection*. Montréal, Canada: Presses Internationales Polytechnique.

CPHEEO, 1991, *Manual on Water Supply and Treatment*, Ministry of Urban development, Government of India.

CSIR, 2003, Council for Scientific and Industrial Research. *Guidelines for Human Settlement and Design*. A report compiled under the patronage of the Department of Housing by the CSIR. Pretoria, South Africa: CSIR Building and Construction Technology. Report No. BOU/E2001.

Diao, K., Barjenbruch, M. & Bracklow, U. 2010. Study on the impacts of peaking factors on a water distribution system in Germany. *Water Science & Technology: Water Supply*, 10(2), 165-172.

Diao, K., Barjenbruch, M. and Bracklow, U. (2010) *Study on the impacts of peaking factors on a water distribution system in Germany*, *Water Science and Technology: Water Supply*, 10(2), pp. 165-172.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, *Sinopse do Censo Demográfico*, Rio de Janeiro, 2010.

Magnano, L. and Boland, J.W. (2007), Generation of Synthetic Sequences of Electricity Demand. Application at South Australia. *Energy*, 32, 2230-2243. <http://dx.doi.org/10.1016/j.energy.2007.04.001>

Martínez-Solano, J., Iglesias-Rey, P.L., Pérez-García, R., and López-Jiménez, P.A. 2008. Hydraulic analysis of peak demand in looped water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134(6), 504-510.

- Matos, C., Teixeira, C.A., Duarte, A.A.L.S., Bentes, I. (2014). Domestic water uses: Characterization of daily cycles in the north region of Portugal. *Science of the Total Environment*. 458-460.
- NARCHI, H. A demanda domestica de água, São Paulo, Revista DAE, Vol. 49, nº154, Jan/Mar, 1989.
- NUCCI, N. L. R. Avaliação da demanda urbana de água. Aspectos econômicos e urbanísticos. A área edificada como possível explicativa e prospectiva. *Revista Dae*. São Paulo, ano 4, n.135, p. 22 - 29, 1983.
- Proença, L.C Ghisi, E. Water end-uses in Brazilian office buildings. *Resources, Conservation an Recycling*. Volume 4, Issue 8, June 2010, Pages 498-500
- SABESP. (2000) Caderno de Normas Técnicas para Projeto dos Sistemas de Água e Esgotos para Loteamentos predominantemente Residenciais na Área da IM. Sabesp, Botucatu, 2000.
- Spolaor, A. S. Automação Nos Sistemas De Abastecimento De Água. Caso Do Controle Da Reservação De Distribuição. Dissertação de Mestrado - FEC Unicamp - Campinas, SP, 2011.
- Tricarico, C., De Marinis, G., Gargano, R. & Leopardi, A. 2007. Peak Residential Water Demand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water Management*, 160(2).
- TSUTIYA, M. T. Abastecimento De Água. 1º Edição, São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica, 2004, XVIII – 643 p.
- TSUTIYA, M.T. & SOBRINHO, P.A. Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário. 1ª ed., USP, São Paulo, 1999.
- VON SPERLING, M. Introdução À Qualidade Das Águas E Ao Tratamento Dos Esgotos Vol.1. Belo Horizonte, UFMG, 1995.
- WSSA, 1999, Water reticulation Code of Australia, (WSA 03-1999) Part-I Design, Water Services Association of Australia, Melbourne.
- YASSUDA, E.R.; NOGAMI, P.S. Consumo de água, Capítulo 4 In: Técnicas de Abastecimento de Água. Vol. 1, CETESB. São Paulo, 1976.
- Zhang, X., Buchberger, S.G. & van Zyl, J.E. 2005. A theoretical explanation for peaking factors. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers Environmental and Water Resources Institute Conference, 15-19 May 2005, Anchorage (AK), USA*.
- Zhang, X.Y, 2005, Estimating peak factors with Poisson Rectangular Pulse Model and Extreme value theory, Master of Science, University of Cincinnati, United States.

## Capítulo 3. Análisis de la reducción de la capacidad de la red y su relación con el suministro intermitente de agua

*Amilkar Ernesto Ilaya-Ayza (1), Enrique Campbell (2), Rafael Pérez-García (3), Joaquín Izquierdo (4)*

(1-4) FluIng-IMM Universitat Politècnica de València (España) {amilay ; encamgo1 ; rperez ; jizquier}@upv.es

---

**RESUMEN.** El presente trabajo muestra, a través de dos casos de estudio, el proceso de transformación de un sistema inicialmente con suministro continuo a un sistema con suministro intermitente. Se analiza como las ampliaciones, realizadas a lo largo de la vida del sistema, fueron reduciendo la capacidad de la red, para medir esta capacidad se propone el uso del caudal máximo teórico. Asimismo, se indaga sobre la presencia de nudos desfavorables y favorables en redes de distribución que cuentan con depósitos domiciliarios, su relación con la capacidad de la red y la percepción de la falta de agua en escenarios en los cuales la limitación de agua esta impuesta por la red.

**ABSTRACT.** This paper presents, through two case studies, the transformation of a continuous water supply initially to an intermittent water supply. We study how the extensions, made throughout the life of the system, reduce the water supply network capacity, to measure this capacity we propose the use of the theoretical maximum flow. Also, we investigated the presence of unfavorable and favorable nodes in water distribution networks with household tanks, its relationship with water supply network capacity and perception of scarcity of water in scenarios where water limitation is imposed by the network.

---

Palabras clave: suministro intermitente, capacidad de la red, curva de consigna, demanda dependiente de la presión, ampliación de la red.

Keywords: intermittent water supply, water supply network capacity, setpoint curve, pressure dependent demand, water supply network extension.

## **INTRODUCCIÓN**

Cuando se realiza la ampliación de una red de suministro de agua, el objetivo es llegar con el servicio a un mayor número de personas; sin embargo, cuando esta ampliación no toma en cuenta la capacidad de la red y la influencia de las nuevas extensiones, se puede llegar a escenarios que tienden a reducir la capacidad de la red, amenazando a la cantidad y a la calidad del servicio. Este tipo de condiciones pueden obligar a suministrar agua de forma intermitente.

Se considera suministro de agua intermitente cuando el abastecimiento del servicio se realiza por una cantidad limitada de tiempo, la periodicidad con que se abastece es diaria, aunque en los casos extremos alcanza a más de un día. Paradójicamente, este tipo de suministro requiere mucha más agua que los sistemas continuos, veinticuatro horas los siete días de la semana, debido a los niveles altos de desperdicio (Faure & Pandit, 2010). Generalmente, este tipo de sistemas están diseñados y construidos para trabajar con suministro continuos; sin embargo, son varias las causas para que el suministro se realice de forma intermitente y que en varias horas del día la tubería se encuentre vacía con presencia de aire. Totsuka clasifica estas causas en: escasez física del recurso, la escasez económica y la mala gestión (Totsuka, Trifunovic & Vairavamoorthy, 2004).

El presente trabajo evalúa el crecimiento del subsistema de la zona sur de la ciudad de Oruro (Bolivia), el cual fue construido para tener suministro continuo pero las modificaciones en la red impusieron un entorno ideal para un suministro intermitente. En base a la clasificación de sistemas intermitentes (Totsuka et al., 2004), el sistema solamente presenta escasez económica y de gestión, no escasez física del recurso; de esta forma, solamente se analiza la influencia de las modificaciones en la infraestructura a lo largo del periodo de estudio.

En base al crecimiento histórico de la población de Oruro, su crecimiento urbano y la infraestructura existente desde la construcción del depósito de almacenamiento y la red principal, se reconstruirán las condiciones de servicio para cada una de las etapas de ampliación, con lo cual se analizarán las condiciones que llevaron al suministro intermitente.

Para complementar el estudio y tener una mejor comprensión del proceso de transición de suministro continuo a intermitente, se analiza también la presencia de nudos favorables y desfavorables en una red con presencia de depósitos domiciliarios, analizando la red bajo el criterio de demanda depende la presión.

## **METODOLOGÍA**

En base a dos casos de estudio, se analiza como la construcción de extensiones de la red mal planificadas pueden llevar de suministro continuo a intermitente.

Con el primer caso de estudio, se analiza la presencia de nudos favorables y nudos desfavorables en una red en la cual los usuarios cuentan con depósitos domiciliarios, esta situación es regida por la dependencia de la demanda con la presión; es decir, que el caudal suministrado dependerá de la presión disponible en la red, a niveles de presión elevados se puede lograr abastecer con el caudal

demandado y con valores bajos de presión se tiene un suministro limitado, llegando incluso a un caudal nulo.

Generalmente, el análisis de redes se realiza con la demanda independiente de la presión, DDA (Demand Driven Analysis); sin embargo, el análisis de demanda dependiente de la presión PDD (Pressure Dependent Demand), permite realizar un análisis más cercano a la realidad (Cheung, Van Zyl & Reis, 2005), (Wu et al., 2006). La relación de demanda dependiente de la presión, está definida por una función exponencial y un tramo lineal (Wu et al., 2006):

$$\begin{aligned} 0 & & H_i \leq 0 \\ \frac{Q_i^s}{Q_{ri}} = \left( \frac{H_i}{H_{ri}} \right)^\alpha & & 0 < H_i < H_t \\ \left( \frac{H_i}{H_{ri}} \right)^\alpha & & H_i \geq H_t \end{aligned} \quad (1)$$

Donde la demanda calculada en el nudo ( $Q_i^s$ ) o caudal de suministro, depende de la demanda de referencia o demanda solicitada por el nudo ( $Q_{ri}$ ), la presión calculada en el nudo ( $H_i$ ) y la presión de referencia que se considere para abastecer la demanda total solicitada ( $H_{ri}$ ).

El cálculo hidráulico para cada estado de carga es realizado con EPANET 2.0, modificado por (Pathirana, 2010), el cual permite realizar la simulación en base a la demanda dependiente de la presión. Los estados de carga son incrementados progresivamente, por lo que se tienen varios puntos de caudal suministrado y presión en cada uno de los nudos.

El segundo caso de estudio, busca reconstruir las condiciones hidráulicas del subsistema de la zona sur de la ciudad de Oruro, en el periodo comprendido entre los años 1968 a 2012. El modelo utilizado es el actual, considerando que la red inicial se mantiene desde la inauguración de la infraestructura. Debido a la inexistencia de información, se utiliza como referencia el crecimiento de la mancha urbana, para la cual se estima la topología de la red de suministro en cada uno de los periodos de estudio.

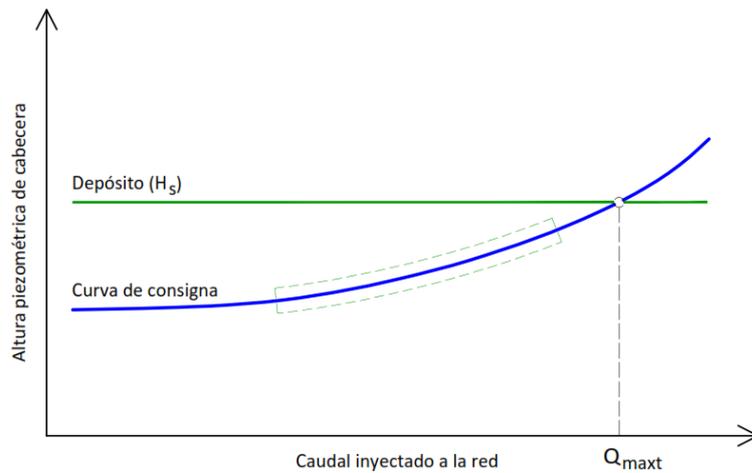
Tomando como referencia la población de cada uno de los periodos estudiados y la demanda de agua, es posible calcular el caudal requerido por la población. Sin embargo, para comparar este valor con la capacidad de la red es necesario que ambos elementos tengan las mismas dimensiones, por lo que se propone el indicador *Caudal máximo teórico*.

### **Caudal máximo teórico ( $Q_{maxt}$ )**

Al igual que en una tubería simple es posible calcular el caudal máximo que circula por la misma, tomando en cuenta las condiciones de contorno aguas arriba y abajo, como presiones o alturas manométricas, en una red puede hacerse lo mismo. La curva de consigna (Martínez, Vidal & Andrés,

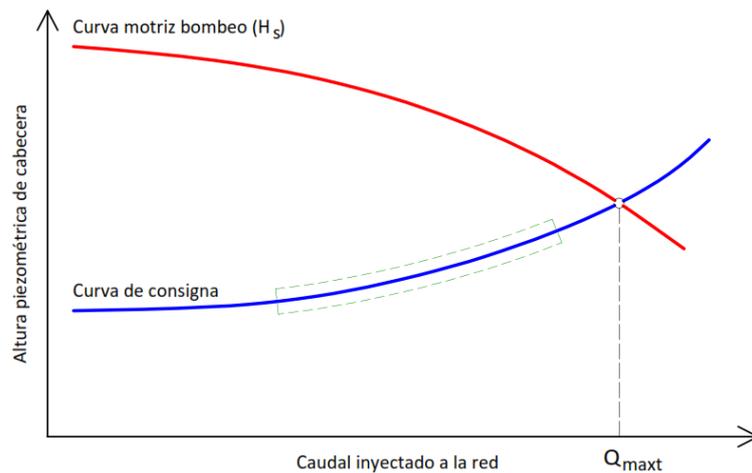
2009), permite fijar las condiciones aguas abajo o en los nudos de consumo de la red, definiéndose una presión mínima ( $P_{min}$ ) que debe ser cumplida en un estado de carga específico, en el cual se aplica un mismo factor pico a todos los caudales de consumo; bajo estas condiciones, es posible calcular el caudal total inyectado en la red y la energía necesaria en la cabecera para cumplir con la presión mínima y los caudales en los nudos. El conjunto de estados de carga define un conjunto de puntos que define a la curva de consigna. La condición aguas arriba, que limita las posibilidades hidráulicas de la red, está definida por la energía disponible en el punto de suministro ( $H_s$ ), puede ser un depósito de almacenamiento o bomba.

Figura 1. Caudal máximo teórico para una red alimentada por un depósito.



Fuente: Elaboración propia

Figura 2. Caudal máximo teórico para una red alimentada por un equipo de bombeo.



Fuente: Elaboración propia

$$Q_{maxt} = f(P_{min}, H_s) \quad (2)$$

En sistemas alimentados por depósitos, el caudal máximo teórico puede incrementarse solamente con mejoras, ampliaciones y refuerzos en la red, pues la energía disponible de ingreso presenta poca variación, la que le permite la altura del depósito, por lo que no es posible el incremento con modificaciones en la misma fuente, a menos de que se construya un nuevo depósito que permita disponer de una mayor altura manométrica.

En los sistemas de suministro alimentados directamente por bombeo, existen dos opciones para ampliar el caudal máximo teórico, la primera implica mejoras, ampliaciones o refuerzos de la red, que modificará la pendiente de la curva de consigna, y la segunda forma será mejorando el equipo de bombeo, la nueva curva de bombeo con caudales y alturas manométricas mayores alcanzará un valor del caudal máximo teórico más grande.

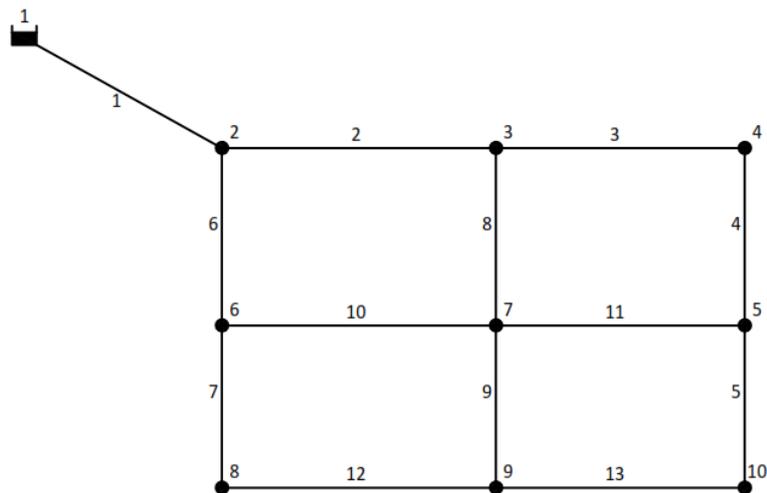
Generalmente, el concepto de capacidad de la red es considerado como un elemento cualitativo de la red, el cual puede ser identificado mediante la reducción de presiones y las quejas de la población (Alegre et al., 2006); el planteamiento de un indicador como el caudal máximo teórico, permite otorgarle su verdadera dimensión, le otorga el carácter cuantitativo necesario para la toma de decisiones en la evaluación, gestión, mantenimiento, explotación y diseño de una red de agua potable.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### Caso de estudio 1

La siguiente red es utilizada para analizar la diferencia entre nudos favorables y desfavorables. Se considera una demanda igual en todos los nudos con el fin de facilitar la evaluación de las variaciones en el caudal suministrado a partir de este patrón; asimismo, todos los nudos en la red se encuentran en un mismo nivel y el desnivel entre el plano de los nudos y el depósito es de 50 m.

Figura 3. Red modelo para el análisis de la demanda dependiente de la presión.



Fuente: Elaboración propia

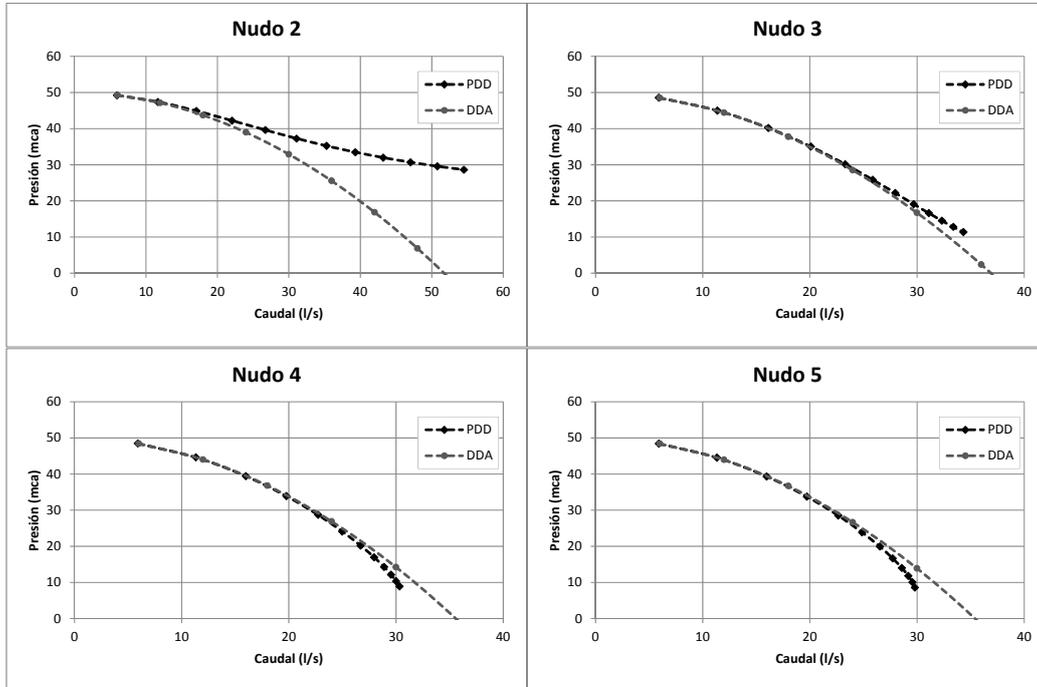
Tabla 1. Características de los nudos y tuberías de la red.

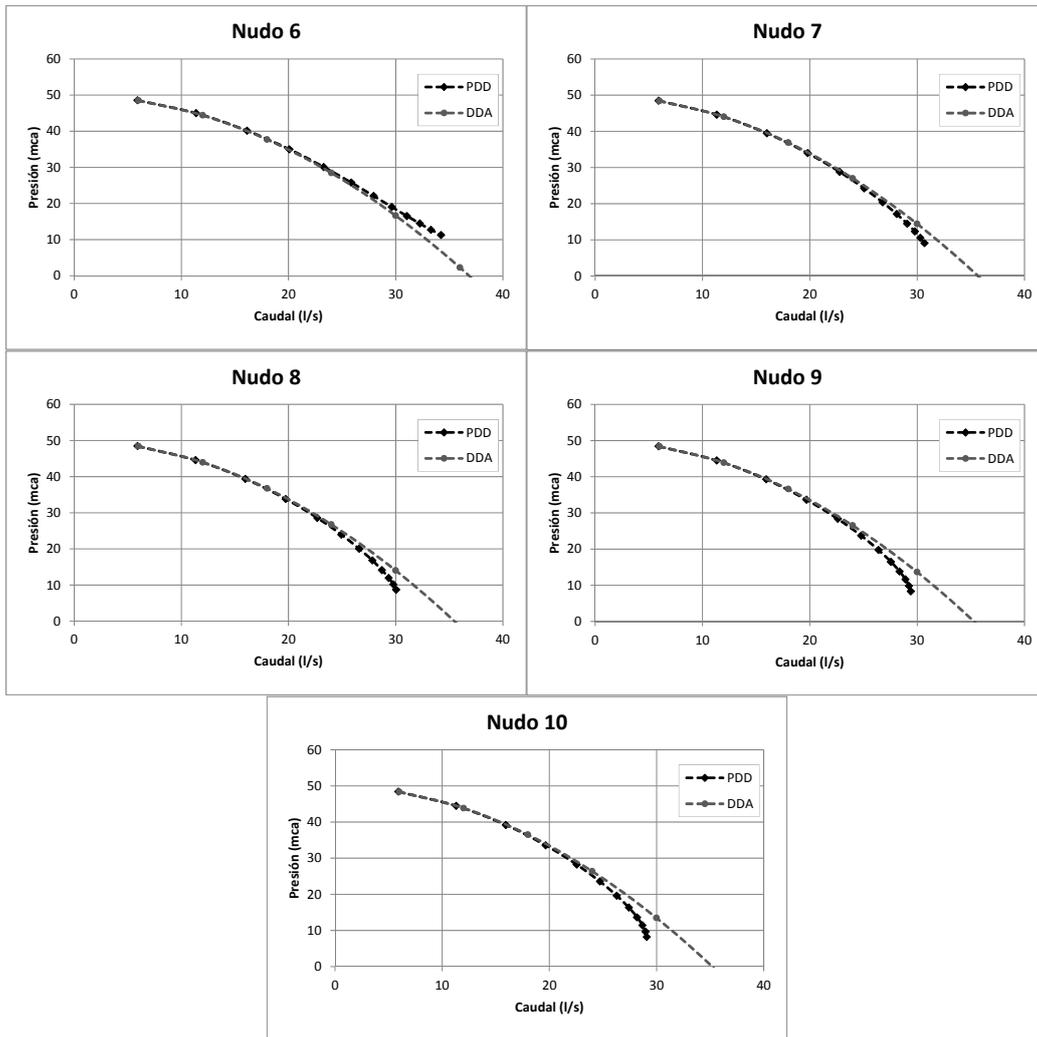
Nudo	Cota (m)	Tubería	Longitud (m)	Diámetro (mm)
2	0	1	432	300
3	0	2	250	200
4	0	3	250	200
5	0	4	250	200
6	0	5	250	200
7	0	6	250	200
8	0	7	250	200
9	0	8	250	200
10	0	9	250	200
1	50	10	250	200
		11	320	250
		12	250	200
		13	250	200

Fuente: Elaboración propia

Para el análisis PDD, se adopta el límite de presión ( $H_t$ ) igual al desnivel; el exponente de la relación demanda/presión ( $\alpha$ ) utilizado es 0.5. Con el fin de comparación, se realizó el cálculo en DDA y en PDD, a continuación se muestran la variación del caudal suministrado con la presión en cada uno de los nudos de la red, para diferentes estados de carga que van incrementando el caudal demandado.

Figura 4. Presión y caudal suministrado en cada nudo en DDA y PDD para  $H_t = 50$  mca.





Fuente: Elaboración propia

## Caso de estudio 2

El año 1968 se inaugura el proyecto “Agua potable para la ciudad de Oruro” (ANESAPA, 2014), el cual incluía la infraestructura principal para el suministro de agua en el subsistema de la zona sur de la ciudad, depósito y tuberías principales, por esta razón el año inicial para el análisis es 1968. El crecimiento de la población de la ciudad de Oruro es detallado en la siguiente tabla en base a los datos de censos poblacionales.

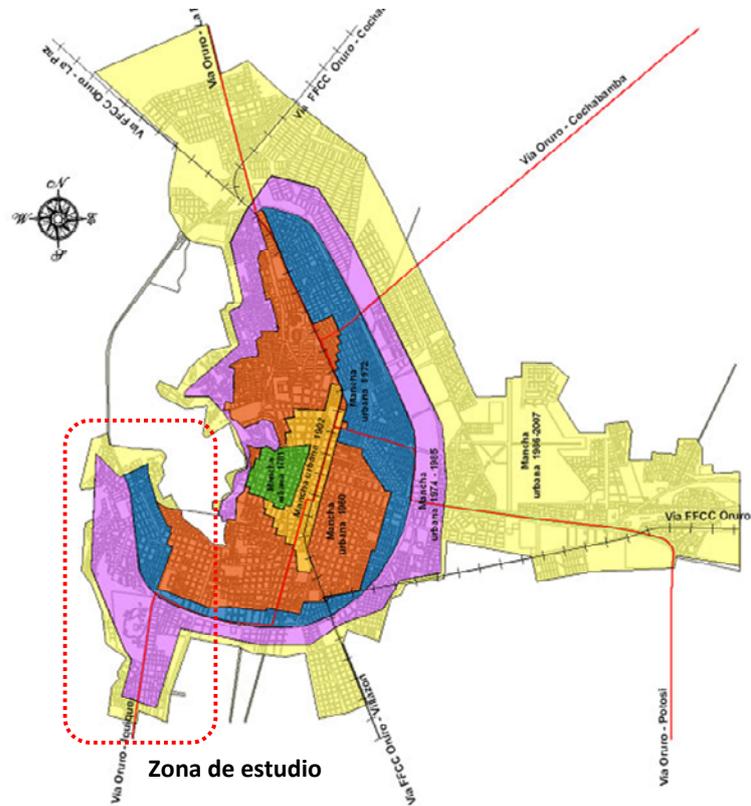
Tabla 2. Población total de la ciudad de Oruro.

Año	1950	1976	1992	2001	2012
<b>Población área urbana</b>	73 094	158 615	222 018	236 110	264 943

Fuente: (INE - Bolivia, 2015)

La ciudad fue creciendo en extensión y población, consecuentemente lo hacía la red de distribución; el crecimiento de la mancha urbana es mostrado en la siguiente figura:

Figura 5. Crecimiento urbano de Oruro.



Fuente: (Martinely, 2009)

Considerando el tamaño del área urbana, la densidad poblacional y la cantidad de usuarios actual, es posible estimar la población ( $Pob$ ) de la zona de estudio en cada uno de los periodos conocidos de crecimiento, definidos por el crecimiento urbano. Asimismo, en base a la dotación media actual ( $D$ ) del subsistema (84.32 l/hab/d) y un factor pico ( $k_p$ ) de 2.2, representativo de otras zonas de la ciudad que cuentan con agua potable durante 24 horas, se calcula el requerimiento de caudal máximo horario en cada uno de los años de estudio.

$$Q_{req} = k_p \cdot \frac{Pob \cdot D}{86400} \quad (3)$$

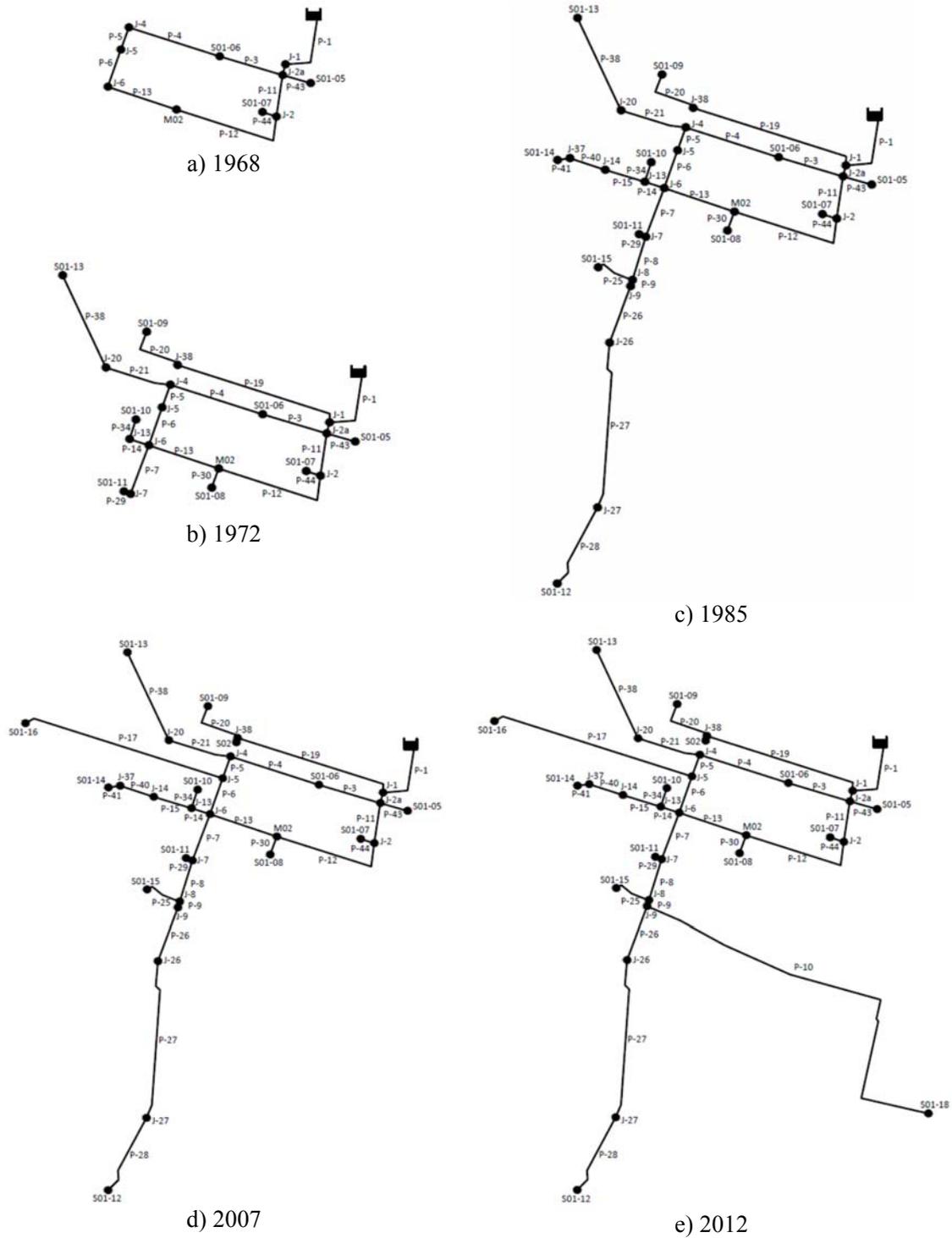
Tabla 3. Cálculo del caudal máximo requerido.

Año	1968	1972	1985	2007	2013
<b>Población subsistema zona sur</b>	13842	16814	33407	37395	37700
<b>Caudal máximo requerido (l/s)</b>	29.72	36.1	71.73	80.29	80.94

Fuente: Elaboración propia

El crecimiento de la ciudad, permite definir los escenarios de crecimiento de la red de suministro del subsistema de la zona sur de la ciudad de Oruro, tuberías principales e ingreso a sectores:

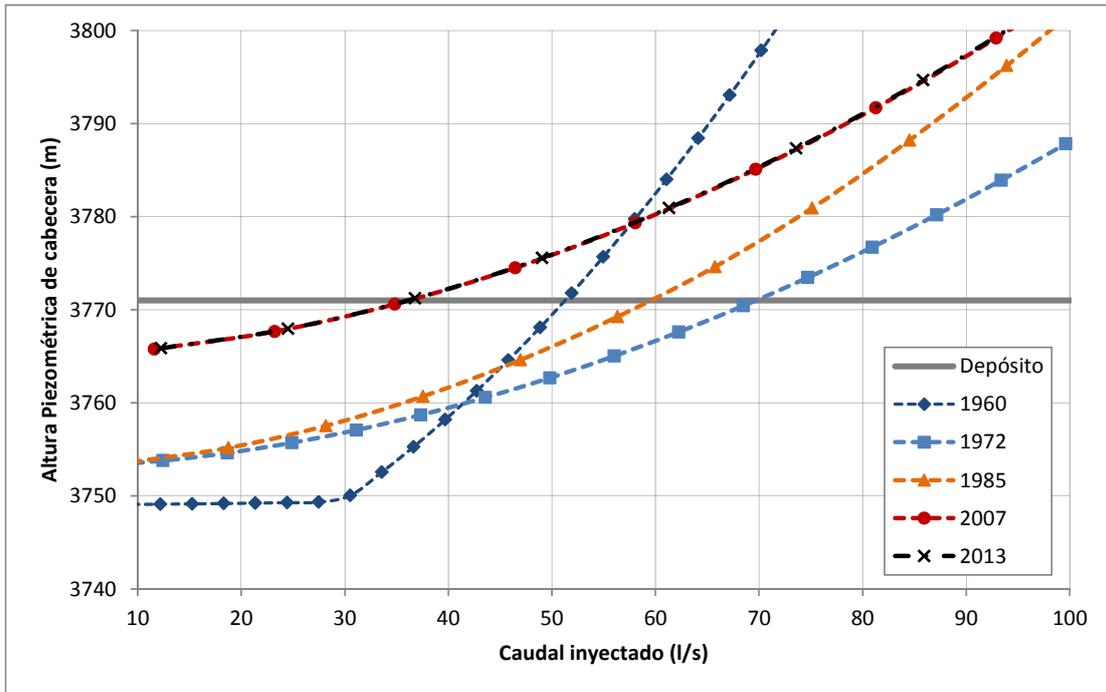
Figura 6. Crecimiento de la red del subsistema sur de la ciudad de Oruro.



Fuente: Elaboración propia

Con la configuración de la red para cada año de estudio, se calcula la curva de consigna y el caudal máximo teórico o capacidad de la red respectiva para una presión mínima en los nudos ( $P_{min}$ ) de 20 mca. La elevación mínima del nivel de agua en el depósito ( $H_s$ ) es 3771 msnm y la elevación promedio de la red es 3723.8 msnm.

Figura 7. Curva de consigna en cada uno de los años de estudio.



Fuente: Elaboración propia

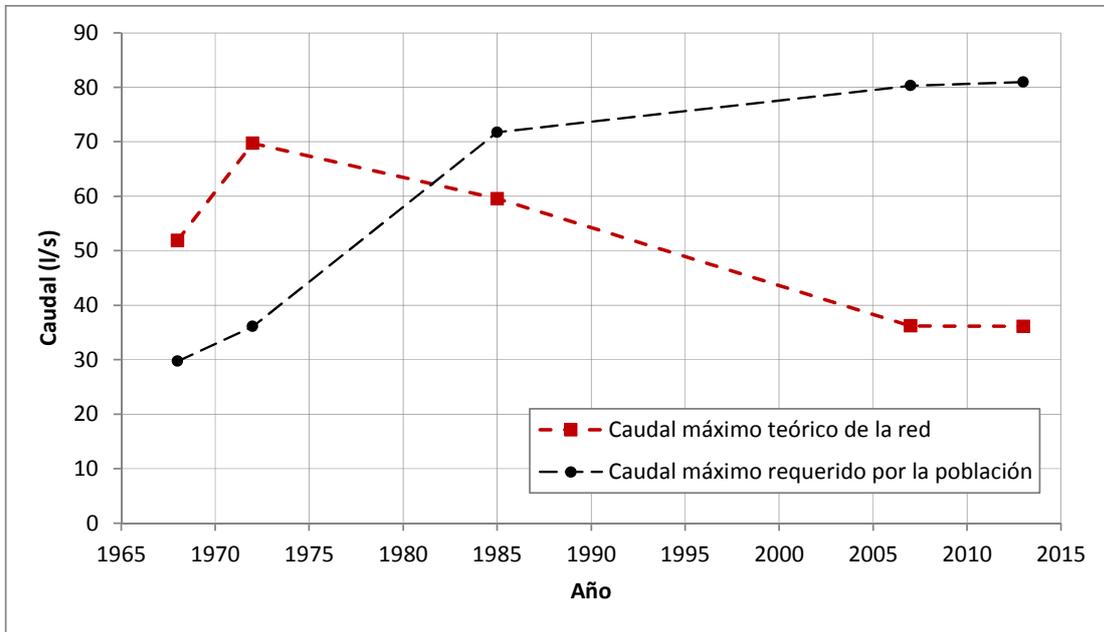
Tabla 4. Cálculo del caudal máximo teórico o capacidad de la red.

Año	Caudal máximo teórico (l/s) a $P_{min} = 20mca$
1968	51.88
1972	69.72
1985	59.56
2007	36.21
2013	36.12

Fuente: Elaboración propia

Comparando el caudal requerido por la población y el caudal máximo teórico o capacidad de la red, se tiene:

Figura 8. Evolución del caudal máximo teórico y el caudal máximo requerido en la zona de estudio.



Fuente: Elaboración propia

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### Resultados caso de estudio 1

Los gráficos muestran que la posición del nudo en la red resulta ser muy determinante para recibir el caudal suministrado; aquellos nudos que cuentan con mayor presión de servicio, ubicados en zonas favorables (nudos 2, 3 y 6), pueden incrementar su demanda sin problemas pues la red no restringe, por sí sola, el suministro; perjudicando sin duda a los demás nudos (nudos 4, 5, 7, 8, 9 y 10) los cuales ven limitado su suministro. Entre estos nudos desfavorables existe un caudal máximo de suministro que no puede ser superado, debido a las restricciones que imponen los consumos y la misma configuración de la red, muchas veces este caudal es menor al requerido por los usuarios.

Al comparar los caudales demandados en un escenario PDD con los valores DDA, es posible ver como el caudal y la presión en PDD siguen a la curva DDA hasta que los nudos desfavorables pierden presión y disponen de menor caudal, la reducción del caudal permitirá la reducción de la pérdida de carga en tramos aguas arriba y en consecuencia se dispondrá de mayor presión para los nudos favorables.

Es característico de los nudos favorables que la pendiente de la curva de suministro sea menor a la pendiente de la curva definida por DDA, favoreciendo sus posibilidades de obtener mayor caudal de suministro por la red, en casos en los que no existe medición se dan las condiciones para el derroche

de agua. Por el contrario, los nudos desfavorables tienen una curva de suministro que cae con mayor pendiente, lo cual tiende a limitar su caudal de suministro. Generalmente, las quejas de la población debidas a la falta de presión y agua provienen de este tipo de nudos. Es común, cuando no existe control de los caudales, asumir esta falta de agua debida a las restricciones de la red como escasez física del recurso.

## **Resultados caso de estudio 2**

El sistema estudiado nace para suministro continuo, esta situación es evidente pues la capacidad de la red es superior al caudal máximo requerido por la población en 1968, la red podía suministrar agua a mayor cantidad de población, pues el diseño inicial así lo permite y otorga una holgura razonable para futuras ampliaciones. Este escenario se mantiene durante todo el primer periodo 1968-1972; las ampliaciones realizadas en este periodo son desarrolladas en zonas favorables lo que repercute en la ampliación de la capacidad de la red, la red se desarrolla de forma adecuada.

En el periodo 1972-1985 la situación es diferente, la zona sur de la ciudad de Oruro crece en mayor proporción al resto de la ciudad y las extensiones de la red para cubrir los nuevos sectores son de gran longitud, la elección de diámetros pequeños incrementa la pérdida de carga y en consecuencia la capacidad de la red tiende a reducirse.

En 1985 el caudal máximo requerido por la población supera al caudal máximo teórico, lo cual impone la reducción de las presiones en la red, los nudos desfavorables pueden quedarse sin agua en periodos de máximo consumo, la gente necesita proteger su suministro y opta por el uso de depósitos domiciliarios. Este escenario genera inequidad en el suministro, los nudos favorables derrochan agua, debido a una medición inexistente, y los usuarios ubicados en zonas desfavorables se quejan por la falta de agua; se impone entre la población y el operador una percepción de escasez física de agua, a la que debe buscarse una solución.

Para resolver la escasez de agua en los puntos desfavorables existen dos soluciones potenciales: la primera opción, aunque no muy evidente en escenarios de escasez económica y gestión deficiente, es la ampliación de la capacidad de la red, renovando y/o reforzando tramos principales; y la segunda opción, generalizada por la idea errónea de la falta de agua y por la escasez económica del sistema, es optar por el suministro intermitente.

La adopción del suministro intermitente limita las horas de suministro en diferentes zonas, imponiendo horarios que buscan reducir el caudal máximo, esta acción puede ser útil inicialmente, pues los tramos principales deben conducir caudales menores, en consecuencia llega el caudal suficiente a los puntos desfavorables; sin embargo, el crecimiento poblacional exigirá nuevas extensiones, continuar con estas acciones condena al sistema a la intermitencia en el suministro de agua.

En este segundo periodo, se cruzan las curvas del caudal máximo teórico y el caudal máximo requerido, existe un punto en el cual la capacidad de la red ya no cubre la demanda de la población,

desde esa fecha la relación se mantiene; por lo que se puede afirmar que el suministro intermitente en la zona sur de la ciudad de Oruro comenzó entre 1970 a 1985.

En el tercer periodo de estudio 1985-2007 se consolida el suministro intermitente, pues las nuevas ampliaciones siguen reduciendo la capacidad de la red, la ampliación para el sector S01-16 es de diámetro pequeño y alimenta a un punto de mayor elevación, estas características lo convierten en nudo crítico, lo cual condiciona a la curva de consigna y en consecuencia al valor del caudal máximo teórico.

Entre 2007 y 2013 el subsistema se amplía con el sector S01-18, lo cual resulta no ser determinante en la capacidad de la red, debido a que el sector se encuentra en un sector más bajo y el diámetro instalado es adecuado para las necesidades del mismo; resulta ser una buena ampliación, pues no afecta en demasía a la curva de consigna ni al caudal máximo teórico.

El problema de la reducción de la capacidad de la red no es percibido cuando la red trabaja con suministro intermitente, debido a que se logra llegar con agua, aunque con presiones muy bajas, a todos los sectores; sin embargo, este problema será el principal responsable del suministro inequitativo.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El presente trabajo propone el uso del caudal máximo teórico como herramienta para establecer la capacidad hidráulica de la red. A partir del cual, es posible evaluar el funcionamiento de un sistema de suministro de agua. Asimismo, se plantea una forma de clasificación entre nudos favorables y nudos desfavorables en modelos de demanda dependiente de presión.

Con ambos casos de estudio, es posible observar como los procesos de ampliación de la red fueron reduciendo sistemáticamente la capacidad de la red, esta reducción trajo consigo inicialmente presiones bajas, las cuales generaron la presencia de nudos desfavorables y quejas de la población, esta situación fue percibida como escasez física de agua y no como reducción de la capacidad de la red, con lo cual se decidió optar por el suministro intermitente; las acciones de ampliación posteriores, consolidaron este tipo de suministro.

Es importante considerar que la extensión racional de la red no solo implica el tendido de tuberías adicionales que lleguen a los puntos de demanda, este proceso debe ir acompañado del refuerzo, rehabilitación o ampliación de las tuberías principales de la red.

## **REFERENCIAS**

Alegre, H., Baptista, J. M., Cabrera Jr., E., Cubillo, F., Duarte, P., Hirner, W., Merkel, W, Parena, R. (2006). Performance indicators for water supply services. IWA publishing.

- ANESAPA. (2014). SeLA – Oruro 50 Años de Servicio. Recuperado el 18 de Marzo de 2015, de ANESAPA (Asociación Nacional de Empresas de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado): <http://www.anesapa.org/noticias/sela-oruro-50-anos-de-servicio/>
- Cheung, P. B., Van Zyl, J. E., & Reis, L. F. (2005). Extension of EPANET for Pressure Driven Demand modeling in water distribution system. *Computer and Control in Water Industry, Water Management for the 21st Century*.
- Faure, F., & Pandit, M. (2010). Intermittent Water Distribution. Obtenido de Sustainable Sanitation and Water Management: <http://www.sswm.info/category/implementation-tools/water-distribution/hardware/water-distribution-networks/intermittent>
- INE - Bolivia. (2015). Población por censos según departamento, área geográfica y sexo, censos de 1950 - 1976 -1992 - 2001. Recuperado el 20 de Marzo de 2015, de Instituto Nacional de Estadística: <http://www.ine.gob.bo/indice/visualizador.aspx?ah=PC20111.HTM>
- Martinelly, E. (2009). Proyecto Cábala - Procesos de integración sociocultural y económica en ciudades capitales de Bolivia. Recuperado el 18 de Marzo de 2015, de <http://www.pieb.org/cabala/principal.html>
- Martínez, F., Vidal, R., & Andrés, M. (2009). La regulación de los sistemas hidráulicos. En E. Cabrera, V. Espert, J. García-Serra, & F. Martínez, *Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua* (3ª ed., Vol. II). Valencia, España: ITA-UPV.
- Pathirana, A. (2010). EPANET2 Desktop Application for Pressure Driven Demand Modeling. *Water Distribution Systems Analysis. Water Distribution System Analysis 2010 - WDSA2010*, (págs. 65-74). Tuscon, AZ, USA.
- Totsuka, N., Trifunovic, N., & Vairavamoorthy, K. (2004). Intermittent urban water supply under water starving situations. *30th WEDC International Conference*, (págs. 505 - 512). Vientiane, Lao.
- Wu, Z. Y., Wang, R. H., Walski, T. M., Yung, S. Y., Bowdler, D., & Baggett, C. C. (2006). Efficient pressure dependent demand model for large water distribution system analysis. *8° Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis*. Cincinnati, Ohio.

## Capítulo 4. PUMAGUA-UNAM: una visión integral del manejo del agua

*Fernando González Villarreal (1), Cecilia Lartigue Baca (2), Josué Hidalgo Jiménez (3), Berenice Hernández Mastache (4), Carlos Kegel Pacheco (5)*

(1) Instituto de Ingeniería, UNAM (México) fgv@pumas.iingen.unam.mx

(2) PUMAGUA-UNAM (México) clartigueb@iingen.unam.mx

(3) PUMAGUA-UNAM (México) jhidalgoj@iingen.unam.mx

(4) PUMAGUA-UNAM (México) bhernandezma@iingen.unam.mx

(5) PUMAGUA-UNAM (México) ckegelp@iingen.unam.mx

---

**RESUMEN.** El Programa de Manejo, Uso y Reuso del Agua en la UNAM constituye un modelo para el uso eficiente del agua, tanto de entidades universitarias, como privadas, y también a nivel de municipios. En Ciudad Universitaria se ha logrado disminuir el consumo de agua potable en 23%, así como contar con agua potable y residual tratada de excelente calidad. El Programa ha fomentado igualmente el uso responsable del agua de actores clave en la Universidad y el involucramiento de estudiantes y profesores en la propuesta de soluciones a la problemática del agua. Cuenta con Observatorio del Agua- UNAM, una plataforma digital en tiempo real, con los módulos de cantidad de agua, calidad de agua y participación social, para atender con prontitud eventualidades e interactuar activamente con la comunidad universitaria.

**ABSTRACT.** The Program for Management, Use, and Reuse of Water is a model for the efficient use of water in universities, and also in private buildings, and municipalities. In UNAM's main campus, a reduction of 23% in water consumption has been achieved, and currently drinking water and treated wastewater have an excellent quality. PUMAGUA has also enhanced responsible use of water by key actors, as well as the participation of students and lecturers in generating proposals to solve water problems. The Program has created UNAM's Observatory of Water, a digital real time platform that includes water quantity and quality, and social participation, in order to respond promptly to any eventuality and to actively interact with the university community.

---

Palabras clave: manejo eficiente del agua, plataforma digital, observatorio, participación

Keywords: efficient water management, digital platform, observatory, participation

## INTRODUCCIÓN

La escasez y contaminación del agua son problemas graves en México. Según cálculos oficiales, la disponibilidad promedio de agua por persona disminuirá de 4,090 a 3,815 metros cúbicos en el año 2030, o incluso a 1,000 m<sup>3</sup> en regiones del norte, lo cual se considera como escasez grave. Por otra parte, el 26% de los ríos, lagos y embalses que monitorea la Comisión del Agua son de buena calidad, en tanto que en el 74% restante el agua tiene diferentes grados de contaminación (CEMDA 2011).

De acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (2011), después de la agricultura (77%), el servicio público es el sector que ocupa un mayor volumen de agua en el país. Para enfrentar la escasez del agua en amplias regiones del país se requiere de sistemas de abastecimiento urbano con elevada eficiencia física. Sin embargo, en México, se pierde entre el 30% y el 50% del agua en fugas (Carabias y Landa 2005). En el Distrito Federal, en particular, la eficiencia física es de cerca del 43% (IMTA 2014).

Resolver esta compleja problemática requiere de acciones prontas y concretas provenientes, tanto de la sociedad en general, como de las entidades directamente responsables del manejo del agua, así como de los profesionistas y académicos relacionados con el tema.

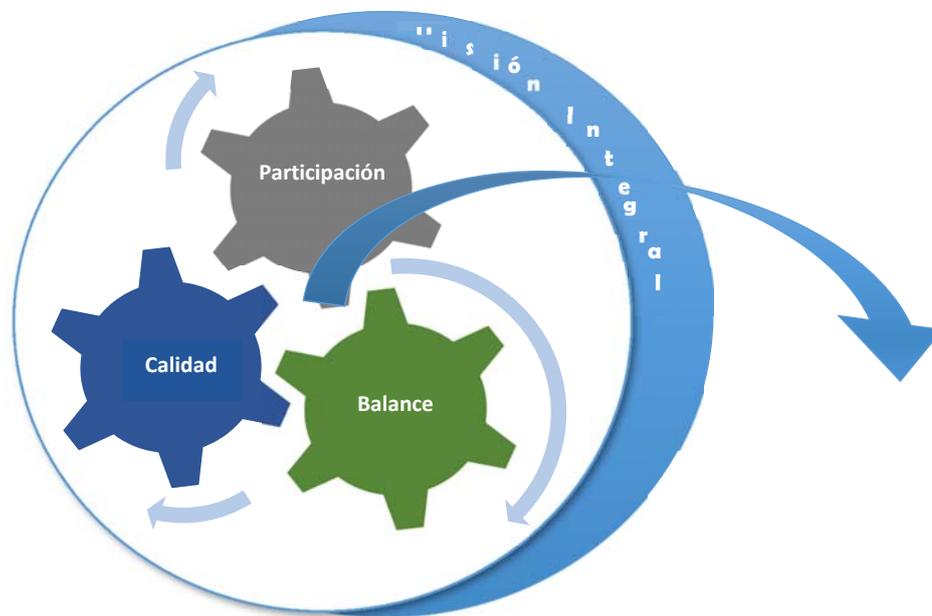
En este entendido, en 2008, por mandato del Consejo Universitario, la Universidad Nacional Autónoma de México implementó el Programa de Manejo, Uso y Reuso del Agua en la UNAM (PUMAGUA), con el objetivo de lograr un manejo eficiente del agua dentro de las instalaciones de la Máxima Casa de Estudios.

Debido a que la primera fase del Programa se implementó en Ciudad Universitaria, cuyas condiciones son similares a las de una ciudad mexicana de tamaño medio (en términos de población, extensión, infraestructura hidráulica, etc.), desde un inicio se contempló el objetivo de generar un modelo aplicable a otras localidades del país.

A continuación se enlistan las áreas de PUMAGUA con sus respectivas metas (Figura 1):

- Balance Hidráulico: Disminuir en 50% el suministro de agua potable.
- Calidad del agua: Mejorar la calidad del agua potable y residual tratada para cumplir con las normas oficiales mexicanas.
- Fomento a la participación social: Lograr la participación de todos los actores involucrados.

Figura 1. Componentes de PUMAGUA, dentro de un esquema integral de manejo de agua.



## MÉTODOS

A continuación se señalan los métodos utilizados por cada una de las áreas de PUMAGUA:

### Balance Hidráulico

- Se hizo un diagnóstico del sistema de manejo de agua, incluyendo el levantamiento y la actualización de los planos de infraestructura hidráulica: se realizaron recorridos por todo el campus para actualizar y posteriormente digitalizar toda la información espacial de la infraestructura hidráulica.
- Modelación matemática y sectorización de la red de agua potable: se realizó una modelación matemática de las presiones de la red de distribución de agua potable; se segmentó la red para ubicar espacialmente las fugas y desperdicios de agua potable.
- Medición de caudales: se instaló un sistema de medición de consumos en tiempo real, el cual comprende macro y micromedidores en las fuentes de abastecimiento (3 pozos), en tanques de almacenamiento, así como en los puntos de suministro a los usuarios. La información recibida permite detectar fugas y desperdicios. Para la toma de decisiones, se cuenta asimismo con un sistema de clasificación de fugas, de tal manera que dependiendo de su magnitud, se les clasifica como urgentes, significativas o irrelevantes.
- Para lograr un ahorro significativo de agua se implementaron las siguientes acciones:
  - ✓ Detección y reparación de fugas y desperdicios: una vez que el sistema de medición de consumos detecta una posible fuga, se acude con equipo especializado para ubicarla y posteriormente se repara.

- ✓ Sustitución de muebles de baño: para lograr un ahorro de hasta 40% del suministro de agua potable, se instalan muebles de bajo consumo de agua.
- ✓ Disminución de consumo de agua en el riego de jardines. Con base en las condiciones climáticas y en las características del suelo, se calculó la lámina de riego. Asimismo, se promueve la sustitución de plantas de alto consumo de agua por vegetación xerófila, nativa al campus, la cual no requiere de riego.
- ✓ Rehabilitación de plantas de tratamiento: las plantas de tratamiento permiten disminuir el consumo de agua potable, mediante la producción de agua tratada que se puede destinar para el riego de jardines o para los sanitarios.
- ✓ Captación de agua de lluvia en sitios con condiciones adecuadas: Se cuenta con pozos de absorción para infiltrar el agua de lluvia al acuífero.

### **Calidad del agua**

Agua para uso y consumo humano:

- Aplicando la norma oficial mexicana NOM-127-SSA1-1994(2000), se analizó la calidad del agua en los siguientes puntos: antes de la desinfección (subterránea), después de la desinfección (a la salida de los pozos), en cisternas, en la red de distribución y en bebederos.
- Utilizando parámetros complementarios (virus, bacterias y protozoarios), se analizó la calidad del agua en los mismos sitios mencionados en el punto anterior. Esto, con el fin de incluir microorganismos patógenos con impactos significativos en salud humana.

Agua residual tratada

- Revisión de plantas de tratamiento: Se hizo una inspección de los equipos de dos plantas de tratamiento de aguas residuales con tratamiento terciario, con una producción de 15 y 1.5 l/s, respectivamente.
- Aplicando la NOM003-ECOL-1997, se analizó el influente y efluente de las dos plantas señaladas, y de 26 plantas de biorreactor anaerobio integrado (BRAIN)

### **Fomento a la participación social**

- Se realizó el mapeo de actores, para identificar a los responsables del manejo del agua en Ciudad Universitaria, los facilitadores del proceso de comunicación y el público objetivo.
- Se efectuó una encuesta para identificar las percepciones, actitudes y conductas de la comunidad universitaria con respecto a la problemática del agua en CU.
- Con base en los resultados de la encuesta se diseñó y aplicó un programa de comunicación, dirigido específicamente a cada uno de los actores identificados.

### **Observatorio del agua**

Con la información producida por las tres áreas de PUMAGUA se construye el Observatorio del Agua-UNAM, una plataforma digital cuyos objetivos son contar con datos en tiempo real que permitan actuar con prontitud en caso de eventualidades; difundir la información a los responsables del manejo del agua y a la comunidad universitaria, en general; y fomentar la interacción con dicha comunidad a través de encuestas en línea.

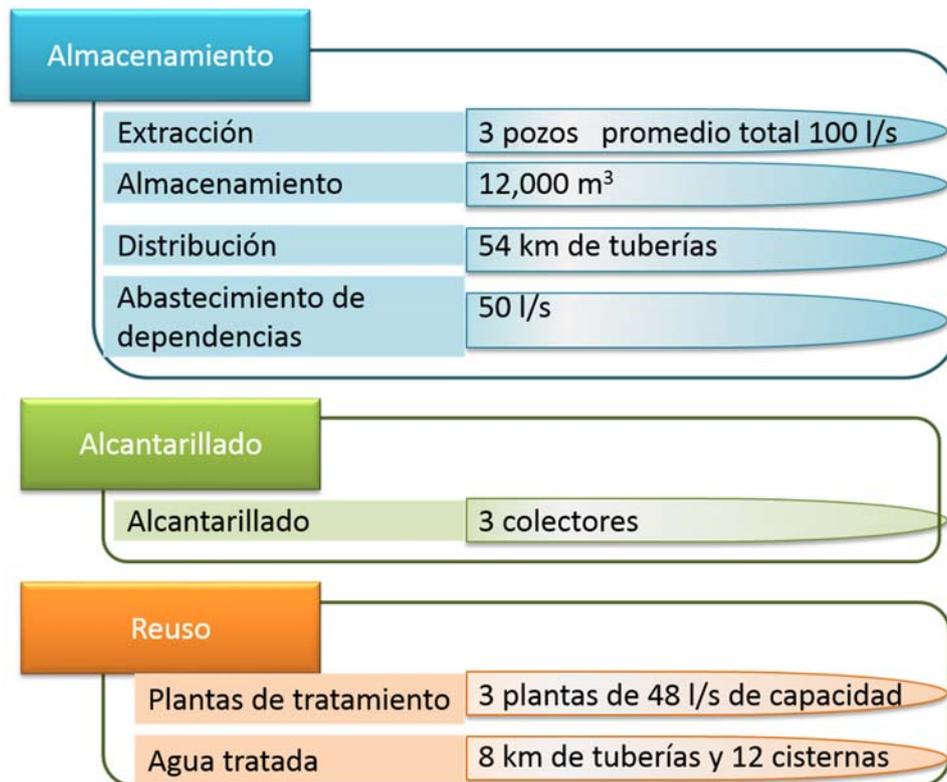
## **PRESENTACIÓN DE RESULTADOS**

A continuación se señalan los principales avances en cada una de las áreas de PUMAGUA:

### Balance Hidráulico:

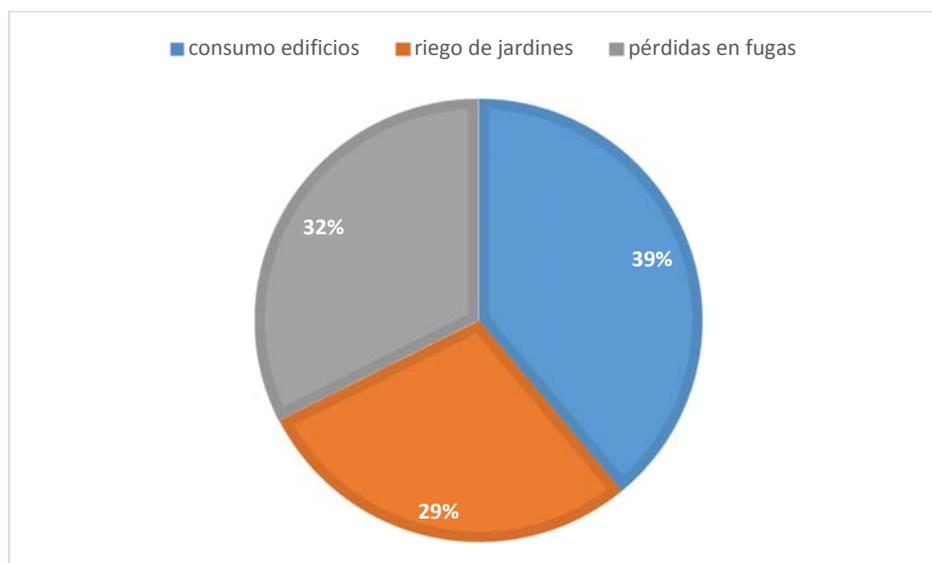
- Se cuenta con un diagnóstico de la infraestructura hidráulica (Figura 3), y con planos actualizados y digitalizados de toda la red de distribución de agua potable, de alcantarillado y de agua tratada.

Figura 3. Sistema de manejo de agua en Ciudad Universitaria, UNAM.



- Se ha logrado disminuir en un 23% la extracción de los tres pozos que abastecen a Ciudad Universitaria (Figura 2), mediante la implementación de las acciones descritas previamente:
  - ✓ Se efectuó una modelación matemática de las presiones de la red de agua potable, mediante el programa Epanet. Se sectorizó la red, aislando cada uno de los 5 sectores hidráulicos identificados.
  - ✓ Se ha instalado alrededor del 90% de los micro-medidores y todos los macro-medidores proyectados para Ciudad Universitaria. De manera continua se revisan las mediciones de consumos enviadas por este sistema de lectura remoto. De este modo se detectan fugas y desperdicios. Se ha logrado disminuir las fugas a la mitad de lo que se tenía en 2008, cuando inició el Programa.Las mediciones de suministro han permitido hacer un diagnóstico del volumen de agua utilizado en cada actividad (Figura 4), al igual que el volumen consumido por cada tipo de entidad/dependencia (Figura 5).

Figura 4. Volumen de agua consumido en diferentes actividades en 2015 en Ciudad Universitaria.



- ✓ Se cambiaron 5, 200 muebles de baño por muebles de bajo consumo, con lo cual se verificó que se puede ahorrar hasta 40% del suministro a cada edificio.
- ✓ Catorce entidades/dependencias cambiaron parte de sus jardines por vegetación nativa al Pedregal de San Ángel, ahorrando agua en el riego de jardines y contribuyendo a la conservación de la biodiversidad local.

## Calidad del agua

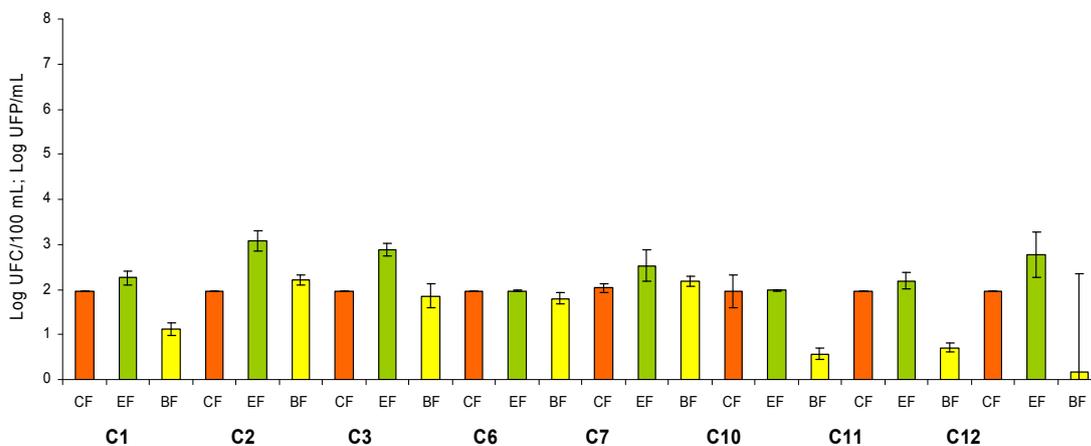
### Agua para uso y consumo humano

Se encontró que se cumplía con todos los parámetros de la NOM-127-SSA1-1994(2000), a excepción de cloro residual libre. Como consecuencia, en los tres pozos se han instalado sistemas de desinfección automatizados, cuya función es la dosificación de cloro hacia la red de agua potable. El monitoreo continuo revela que, mediante este tratamiento, el agua en CU se encuentra dentro de los límites permisibles de la normatividad oficial) y con respecto a indicadores microbiológicos (virus, bacterias y protozoarios) analizados por PUMAGUA.

### Agua residual tratada

Se encontró que tanto el efluente de la principal planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), como el agua de reuso en cisternas (Figura 4), aerosoles y pastos no cumplía con la NOM-003-SEMARNAT-1997

Figura 4. Presencia de microorganismos patógenos en cisternas de agua residual tratada en Ciudad Universitaria en 2010.



Cisternas (C1, C2, C3, C6, C7, C10, C11 Y C12). Coliformes fecales (CF), enterococos fecales (EF) y bacteriófagos (BF).

En 2012 se rehabilitó la PTAR “Cerro del Agua”. Actualmente se genera agua que cumple con la calidad necesaria para el uso público y contacto directo como lo establece en la normatividad oficial. Con esto se garantiza que la comunidad universitaria así como externos, no presentarán afecciones a la salud provocadas por el contacto con el agua, al realizar actividades recreativas en las áreas verdes del campus regadas con agua de reúso.

### Fomento a la participación social

- ✓ Se efectuó el mapeo de actores, identificando las autoridades de la UNAM responsables del manejo de agua, a los facilitadores del proceso de comunicación y al público objetivo (Cuadro 1, 2 y 3):

Cuadro 1. Autoridades universitarias responsables del manejo del agua en Ciudad Universitaria

<i>Autoridades universitarias generales</i>	<i>Autoridades universitarias por dependencia/entidad</i>	<i>Otras autoridades</i>
Rector	Director	Dirección General de Obras y Conservación (DGOyC)
Secretario General	Secretario Administrativo	Dirección General de Actividades Deportivas y Recreativas (DGADR)
Secretario Administrativo	Jefe de Servicios Generales	
	Intendente	

Cuadro 2. Posibles facilitadores del proceso de comunicación

<i>Dependencias/entidades universitarias</i>	<i>Otros</i>
PUMAGUA	Sociedad de alumnos de facultades
Dirección General de Divulgación de la Ciencia	Sociedad de Exalumnos de la UNAM
Dirección General de Comunicación Social	Profesores específicos de facultades
Dirección General de Orientación y Servicios Educativos (instrumentación del Programa a través de servicios sociales)	
Dirección General de Administración Escolar	
Reserva Ecológica del Pedregal de San Ángel	
Facultad de Química (coordinación con Programa de Manejo de Residuos Peligrosos)	
Responsable de difusión en cada entidad/dependencia	

Cuadro 3. Público objetivo para el programa de comunicación de PUMAGUA.

<i>Comunidad universitaria</i>		<i>Trabajadores universitarios</i>	<i>Usuarios externos con actividades económicas dentro de la UNAM</i>	<i>Incidentales</i>
Usuarios regulares	Usuarios mayores	Jardineros	Lavacoches	Visitantes
Estudiantes	Estudiantes en laboratorios	Intendentes	Empleados de cafeterías y comedores	
	Deportistas			
Académicos	Académicos en laboratorios		Vendedores informales	
	Académicos deportistas			
Administrativos	Administrativos en laboratorios			
	Administrativos deportistas			
Personal de limpieza	Personal de limpieza deportistas			

- ✓ Se aplicó una encuesta de conocimientos, percepciones, actitudes y conductas, diseñada para cada sector identificado en el mapeo, la cual también incluyó un diagnóstico de los medios de comunicación preferidos por cada uno. De acuerdo con los resultados de la encuesta, se diseñó una campaña de comunicación en tres fases: 1) Dar a conocer la situación del manejo del agua en CU en 2008: gravedad de fugas y desperdicios en la red de agua potable, desperdicio en el riego de jardines, mal funcionamiento de muebles de baño, etc. 2) Informar sobre los avances de PUMAGUA, como representante de una autoridad universitaria. ; 3) Invitar a participar en el uso responsable del agua, una vez que ya se ha informado de que las autoridades universitarias están haciendo “su parte.
- ✓ A lo largo de los siete años de existencia del Programa, el área de Fomento a la participación social ha llevado a cabo las actividades señaladas en el Cuadro 4, específicas a cada sector. Por ejemplo, en el caso de personal de mantenimiento y jardineros, los esfuerzos se han concentrado en talleres sobre acciones concretas para ahorrar agua; con respecto a los estudiantes y académicos, en concursos sobre propuestas para atender la problemática del agua, así como en concursos de carácter artístico para abordar el tema del agua desde una perspectiva lúdica; en el caso de las autoridades, en reuniones para comprometerlos a realizar acciones para ahorrar agua. Las tesis se han realizado en las tres áreas de PUMAGUA.
- ✓ Hoy 105 dependencias y entidades colaboran con PUMAGUA en pro del buen manejo del agua; en los festivales a favor del agua se contó con la participación de 26 organizaciones y más de 20,000 asistentes; en los concursos han participado alumnos de 12 licenciaturas, y también se ha logrado involucrar a 15,000 estudiantes en auditorías del uso del agua en entidades de educación media superior. Se han generado 22 tesis de licenciatura y de posgrado; se han escrito más de 20 artículos de divulgación y 8 especializados.

- ✓ Actualmente el Programa se ha extendido a seis campus externos a Ciudad Universitaria: las Facultades de Estudios Superiores de Acatlán, Aragón, Iztacala, Zaragoza, así como el campus Juriquilla, Morelos. Asimismo, se ha llevado a cabo el diagnóstico en el Colegio de Ciencias y Humanidades Oriente, en el Distrito Federal, al cual se le dará seguimiento para la implementación de acciones.

Cuadro 4. Actividades llevadas a cabo por Fomento a la Participación para cada sector de la UNAM y para la comunidad externa

Sector	Actividades							
	Talleres	Concursos	Investigaciones con valor curricular	Festivales	Auditorias	Artículos	Tesis	Medios Masivos
Estudiantes		X	X	X	X	X	X	X
Académicos		X	X	X		X	X	X
Personal de mantenimiento	X							X
Jardineros	X							X
Autoridades				X		X		X
Público en general				X		X		X

### Observatorio del agua

Se cuenta con una plataforma digital para el despliegue espacial de la información hidráulica. En el tema de Balance Hidráulico, el público puede conocer los consumos de las entidades/dependencias, en tiempo real, así como el semáforo de fugas. Para PUMAGUA y para las autoridades de las dependencias/entidades es posible, además, conocer los consumos y las fugas por cada medidor, así como el tiempo límite para darle mantenimiento a estos últimos. Con respecto a Calidad del Agua, el público en general puede conocer el cumplimiento/incumplimiento de la normatividad del agua abastecida por bebederos y de la que se almacena en las cisternas, mientras que PUMAGUA conoce con mayor detalle todos los parámetros, algunos en tiempo real, que permiten lograr un control de la calidad del agua que se abastece en Ciudad Universitaria. Finalmente, en el área de Fomento a la Participación Social, se cuenta con un componente donde se muestra el nivel de participación de cada dependencia/entidad en cada una de las acciones propuestas por el Programa: instalación de medidores, sustitución de muebles de baño, colocación de vegetación nativa del Pedregal de San Ángel, asistencia a talleres de PUMAGUA, instalación de bebederos, difusión de material de comunicación sobre el uso responsable del agua. Asimismo, se cuenta con un módulo de encuestas para recibir las percepciones y actitudes de la comunidad universitaria sobre el manejo del agua en la UNAM.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

PUMAGUA se ha constituido en un modelo de uso eficiente del agua, con una visión integral que comprende tanto los temas de cantidad y calidad del agua, como el de participación social. Así, se ha logrado disminuir significativamente el suministro de agua potable, cumplir con la normatividad oficial con respecto al agua para uso y consumo humano, y residual tratada, al igual que involucrar a la comunidad universitaria en el uso responsable del agua y contribuir al desarrollo de capacidades de los estudiantes y del personal de mantenimiento.

Sin embargo, la labor no ha sido concluida. Quedan como pendientes lograr una mayor disminución de pérdidas en fugas y del volumen de agua potable utilizada en el riego de jardines. Asimismo, en

este esfuerzo ha quedado manifiesto que, como señala Lipton (2014), la parte más difícil para lograr el manejo eficiente del agua es cambiar las conductas de la gente. Aunque todavía no se aplica una segunda encuesta para evaluar si después de siete años de existencia de PUMAGUA, se han modificado los conocimientos, actitudes y conductas de la comunidad universitaria, se puede afirmar que los mayores avances, en términos de litros ahorrados y en mejoramiento de calidad del agua, se han logrado mediante las acciones de las entidades/dependencias de la UNAM (instalación de medidores, reparación de fugas, cambio de muebles de baño, renovación de PTAR, instalación de sistema de desinfección) que mediante las acciones individuales o colectivas de la comunidad universitaria. Un reto a vencer, en particular, es lograr que los jardineros disminuyan su tiempo de riego. A pesar de que se han impartido diversos talleres, no se ha logrado convencerlos de modificar sus conductas y, como se señaló, de los 77 l/s que se extraen de los pozos actualmente, 22 corresponden al riego de jardines.

En cuanto a las fugas, existen factores externos al Programa que han complicado su disminución, tales como obras de la UNAM que incluyen excavaciones, durante las cuales se han roto tuberías. También es indispensable sustituir tuberías, pues hay amplios tramos con más de cincuenta años de antigüedad, por lo cual los esfuerzos de recuperación de caudales se ven entorpecidos por la aparición de nuevas fugas debidas al mal estado de las tuberías.

El papel de PUMAGUA ha sido el de un agente de cambio, que emite recomendaciones, asiste en la ejecución de algunas acciones (localización de fugas, desarrollo de capacidades), da seguimiento a las acciones implementadas, monitorea y difunde constantemente los parámetros de calidad, cantidad y participación social y funge como un vínculo entre la comunidad universitaria y las autoridades que controlan el agua en la Universidad. De esta manera, realiza una labor fundamental para la UNAM: al encaminarse al uso responsable del agua dentro de las instalaciones universitarias y constituir un modelo, aplicable no sólo en los campus de la UNAM, sino en entidades privadas y públicas, contribuye a la resolución de los problemas nacionales. En los próximos años el Programa concentrará los esfuerzos en constituirse principalmente como un Observatorio del Agua, pero sin descuidar las tres tareas sustantivas de la Universidad: investigación, docencia y difusión de la cultura (UNAM 2012).

## REFERENCIAS

Carabias, J. y R. Landa (2005), Agua, medio ambiente y sociedad: hacia la gestión integral de los recursos hídricos en México, UNAM-El Colegio de México- Fundación Gonzalo Río Arronte, México

Centro Mexicano de Derecho Ambiental. (2006) Agua: Lo que todas y todos debemos saber. Recuperado de: [http://www.cemda.org.mx/wp-content/uploads/2011/12/agua-mexico\\_001.pdf](http://www.cemda.org.mx/wp-content/uploads/2011/12/agua-mexico_001.pdf)

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (2014) Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores. Recuperado de: [http://www.pigoo.gob.mx/index.php?option=com\\_wrapper&view=wrapper&Itemid=1252](http://www.pigoo.gob.mx/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=1252)

Lipton, J (2014) Tapping into the power of behavioral science. Recuperado de: <http://www.watersmart.com/tapping-power-behavioral-science/>

Organization for Economic Cooperation and Development (1999). Applying communication tools toward sustainable development. OECD publications. Paris, Francia

Programa de Manejo, Uso y Reuso del Agua en la UNAM (2011) Informe 2010. Universidad Nacional Autónoma de México.

Universidad Nacional Autónoma de México. 2012. Plan de Desarrollo de la Universidad 2011-2015. Recuperado de: [http://www.dgi.unam.mx/rector/informes\\_pdf/PDI2011-2015.pdf](http://www.dgi.unam.mx/rector/informes_pdf/PDI2011-2015.pdf)

## Capítulo 5. Benchmarking de sistemas de abastecimento de água de Municípios do Agreste Brasileiro

*Saulo de Tarso Marques Bezerra (1), Monica Pertel (2), Lais Regis Salvino (3) Lyanne Cibely Oliveira de Sousa (4)*

(1) Universidade Federal de Pernambuco (Brasil) s.bezerra@hotmail.com

(2) Universidade Federal do Rio de Janeiro (Brasil) mpertel@gmail.com

(3) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) lais\_regis@hotmail.com

(4) Universidade Federal de Pernambuco (Brasil) lyannebibely@gmail.com

---

**RESUMO.** Com o crescimento da conscientização que a água é um recurso finito, estratégico e estruturante para o desenvolvimento da humanidade, verifica-se na sociedade um aumento da supervisão e do monitoramento do nível de perdas de água em seus sistemas urbanos de distribuição de água. O investimento em medidas para o controle das perdas de água é essencial para a racionalização do uso dos recursos hídricos, de modo a garantir o abastecimento do crescente consumo e responder às exigências do desenvolvimento sustentável. A presente pesquisa objetiva avaliar o fornecimento de água das companhias que atuam no Agreste Brasileiro, tendo como base dados de quatro indicadores de desempenho operacionais do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento Brasileiro. Os resultados apontam para a necessidade urgente da implantação de estratégias de controle de perdas de água na grande maioria das cidades localizadas na região analisada.

**ABSTRACT.** With growing awareness that water is a finite, strategic and structuring for the development of mankind feature, there is an increase in the company's supervisory and monitoring the level of water losses in its urban water systems. It is essential to rationalize the use of water resources investment in measures to reduce and control of water losses, to ensure the supply of the growing consumption and meet the demands of sustainable development. This research aims to evaluate the water companies operating in Brazilian Agreste region, based on data from four indicators of operating performance of the National System of Sanitation Information of the Brazil. The results point to the urgent need to implement strategies to water loss control in most of the cities located in the analyzed region.

---

Palavras chave: Sistemas de distribuição de água, indicadores de desempenho, perdas de água, eficiência hidráulica.

Keywords: Water distribution system, performance indicators, water losses, hydraulic efficiency.

## INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural limitado, dotado de valor econômico e vital para a sobrevivência de todos os seres vivos. Trilhões de litros de água tratada são desperdiçados todos os anos, seja pelo mau uso do recurso pela população ou pelas perdas na distribuição. A deterioração dos recursos hídricos vem gerando problemas de escassez e causando conflitos entre os diversos usuários da água, o que traz a tona questionamentos sobre a situação atual e futura desse precioso recurso no mundo.

Segundo dados do Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento (SNIS, 2014), o índice de perdas na distribuição de água no Brasil tem média de 36,9%, o que é um valor alto, ainda mais se for considerado que há regiões no país com perdas muito maiores que a média, como o Nordeste (44,6%). Para alcançar um patamar aceitável de perdas de água, é necessário melhorar o sistema de abastecimento de água como um todo, com ações voltadas para a redução das perdas, aparentes e reais. De acordo com Toneto Júnior, Saiani & Rodrigues (2013), uma simples redução de 10% nas perdas de distribuição de água no país acarretaria em um ganho de R\$ 1,3 bilhão ao ano. Se as perdas caíssem para 20%, haveria um acréscimo de 10,3 bilhões, cerca de 50% do faturamento anual do setor, estimado em R\$ 20,8 bilhões, que poderiam ser investidos na melhoria dos sistemas pré-existentes e na universalização dos serviços de água e esgoto.

O Agreste Brasileiro é uma das regiões do país que mais sofrem com a escassez de água, necessitando urgentemente de soluções que visem diminuir o desperdício de água, o que, conseqüentemente, aumentaria a eficiência do uso. Em contraste com a pouca disponibilidade hídrica da região, o índice de perdas de água é alto, o que é inaceitável para uma região com tal característica.

Portanto, é de suma importância que os prestadores de serviços de abastecimento estabeleçam um nível mínimo de eficiência operacional e de controle de perdas, avaliando o desempenho dos sistemas aos quais atendem, de modo a ter o conhecimento das áreas mais carentes de investimentos. A avaliação de desempenho permite medir as metas e os objetivos da prestação de serviços e se apresenta como a melhor alternativa para o acompanhamento dos serviços prestados, com aplicações diretas para os gestores, as agências reguladoras, os investidores, os usuários, a sociedade e os próprios prestadores de serviços (Bezerra e Cheung, 2013).

Objetivou-se, com esta pesquisa, analisar o fornecimento de água das companhias que atuam no Agreste Brasileiro, tendo como base os indicadores de desempenho definidos pelo SNIS relacionados às perdas de água. Essa avaliação dos serviços prestados poderá fornecer subsídios aos gestores para a priorização de sistemas mais ineficientes, bem como propiciar às instituições a definição de um *benchmarking* local.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Área de Estudo

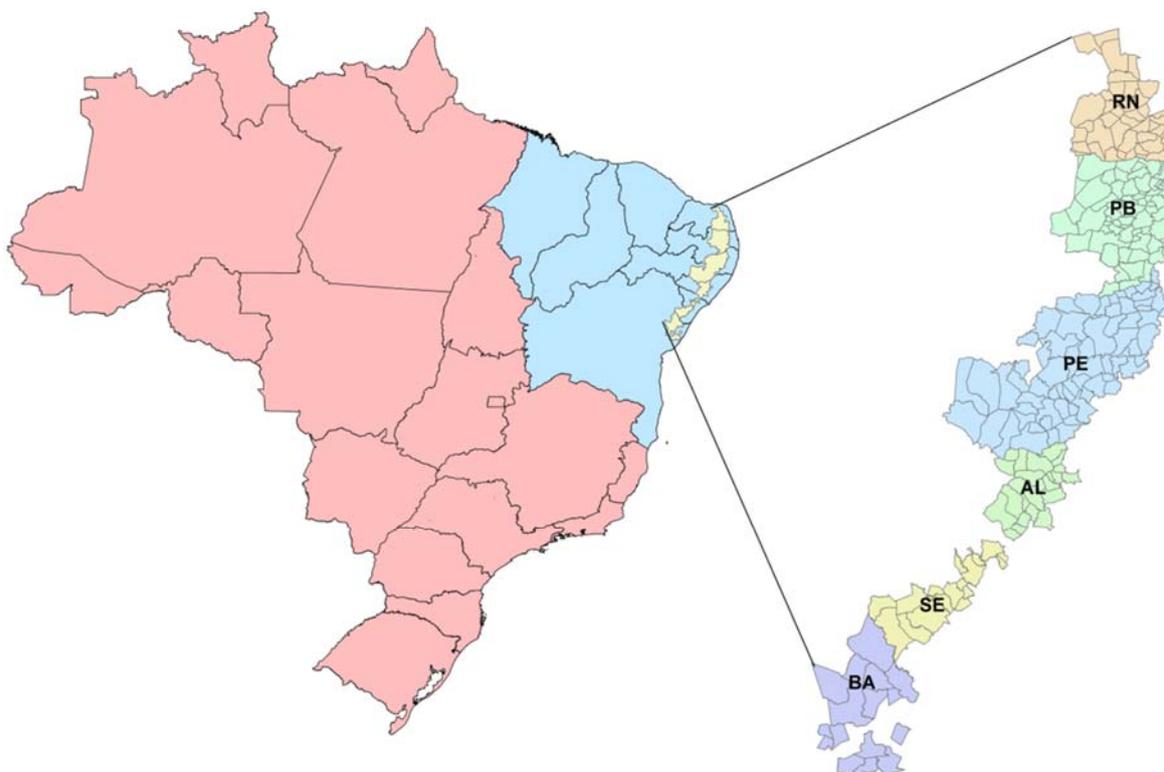
O agreste brasileiro, que designa uma mesorregião da região do Nordeste, corresponde a uma área de transição entre a Zona da Mata (litoral) e o Sertão (Figura 2), abrangendo os estados da Bahia, Sergipe, Alagoas, Pernambuco, Paraíba e Rio grande do Norte, o que corresponde a uma população de mais de 5,2 milhões de habitantes, distribuída em 238 cidades, segundo informações do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística do Brasil (ano base 2010).

A área ocupada pelo Agreste situa-se numa estreita faixa, paralela à costa. Possui como principais características: solos profundos (latossolos e argissolos), com relevo extremamente variável, associados a solos rasos (litossolos) e vegetação variável com predominância de vegetação

caducifolia. O clima predominante é o semiárido, sendo uma região menos úmida que a Zona da Mata e menos seca que o Sertão Brasileiro.

É uma área sujeita às secas, cuja pluviometria é relativamente baixa e muito irregular ao longo do ano. De acordo com dados do Serviço Geológico do Brasil (CPRM), a precipitação média anual do agreste brasileiro varia de 400 mm a 1700 mm (considerando os dados do período de 1977 até 2006), dependendo do local. Segundo os estudos realizados por Marengo (2007), com base em relatórios do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE) e do *Intergovernmental Panel on Climate Change* (IPCC), o agreste tende a tornar-se mais seco, aumentando assim a frequência e a intensidade das secas, o que implicará numa redução na disponibilidade de recursos hídricos da região.

Figura 1. Mapa da região do agreste brasileiro e sua localização no Nordeste e Brasil



Fonte: Elaborado pelo autor a partir de dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2013)

Dos 238 municípios do agreste brasileiro, apenas treze são abastecidas por companhias locais, os demais possuem o abastecimento de água realizado por seis concessionárias estaduais, abrangendo uma população de cerca de 4,9 milhões de habitantes, são elas: Compesa (Pernambuco [PE]), Deso (Sergipe [SE]), Caern (Rio Grande do Norte [RN]), Cagepa (Paraíba [PB]), Casal (Alagoas [AL]) e Embasa (Bahia [BA]).

### Metodologia

Seguindo as recomendações de Zimmermann (2010), a seleção dos indicadores foi baseada na sequência de passos estabelecida pela norma ISO 24.512 - *Activities relating to drinking water and wastewater services - Guidelines for the management of drinking water utilities and for the*

*assessment of drinking water services*. De acordo com esta norma, a seleção de indicadores associados ao planejamento de uma entidade gestora de serviços de abastecimento de água deve ser precedida pela definição de objetivos e critérios de avaliação do serviço. Portanto, para o desenvolvimento desta pesquisa, no âmbito do planejamento tático, foram estabelecidos os seguintes objetivos estratégicos:

- Fornecimento de serviços em condições satisfatórias aos usuários;
- Sustentabilidade da entidade gestora;
- Maximização do uso dos recursos naturais visando à proteção ao meio ambiente.

Os indicadores de desempenho utilizados no presente estudo foram obtidos a partir de informações de domínio público disponibilizadas nos Diagnósticos dos Serviços de Água e Esgotos do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS. Este sistema é composto por serviços de água, esgotos e manejo de resíduos sólidos, o SNIS abrange aspectos operacionais, administrativos, econômico-financeiros, contábeis e de qualidade dos serviços. Para a água, as informações são processadas a partir de declarações anuais de responsabilidade das companhias estaduais, empresas e autarquias municipais, empresas privadas e, em muitos casos, pelas prefeituras municipais. O banco de dados permite identificar, com elevado grau de objetividade, os aspectos da gestão dos respectivos serviços nos municípios brasileiros.

O presente trabalho apresentará os resultados com base nas informações disponibilizadas nos anos base 2007 a 2011 de 218 cidades (algumas cidades apresentaram dados inconsistentes e foram retiradas das avaliações). Observa-se, na Tabela 1, a população atendida pelas companhias regionais em cada estado.

Tabela 1. Dados dos sistemas avaliados

<b>Estado</b>	<b>Prestador Regional</b>	<b>Quantidade de Municípios</b>	<b>População (Milhares)</b>
Alagoas	Casal	21	586
Bahia	Embasa	14	277
Paraíba	Cagepa	57	1204
Pernambuco	Compesa	69	2189
Rio Grande do Norte	Caern	39	366
Sergipe	Deso	18	384
<b>Total</b>	-	218	5006

A Tabela 2 indica os quatro indicadores de desempenho disponibilizados pelo SNIS adotados. Observa-se que, diferentemente dos indicadores preconizados pela *International Water Association*, que distinguem perdas reais de perdas aparentes e de água não faturada, os indicadores do SNIS são calculados com base nas perdas totais. Neste sentido, estes indicadores devem ser interpretados como sendo referentes à totalidade do conjunto de perdas que estão sujeitos os sistemas de abastecimento de água (Pertel *et al.*, 2013).

Tabela 2. Indicadores Operacionais de Água do SNIS

Indicador	Ref.	Unidade
Micromedição relativo ao volume disponibilizado	IN <sub>010</sub>	%
Perdas de Faturamento	IN <sub>013</sub>	%
Índice de Perdas Totais na Distribuição	IN <sub>049</sub>	%
Índice de Perdas Totais por Ligação	IN <sub>051</sub>	L/dia/lig.

O indicador Micromedição (IN<sub>010</sub>) relativo ao volume disponibilizado corresponde à razão entre o volume de água micromedido e o volume de água disponibilizado para distribuição.

O cálculo da perda por meio do indicador geral de perdas de água foi documentado pela primeira vez em 1957 no relatório da “*Revenue Producing vs. Unaccounted for Water*”. Nas décadas seguintes, este indicador foi adotado por diversas empresas e agências para medir a perda de água (Bezerra e Cheung, 2013). As comparações entre indicadores percentuais de sistemas de abastecimento estruturalmente muito diferentes entre si levam a distorções na interpretação. O caso mais emblemático é quando se compara um sistema com elevado consumo per capita com outro com baixo consumo per capita. Para um mesmo volume perdido, aquele sistema com maior consumo per capita obterá um indicador substancialmente menor do que o outro com menor consumo per capita. Igualmente, a presença de concentrações elevadas de indústrias (grandes consumidores) em determinado sistema também leva à obtenção de índices percentuais de perdas mais baixos (Tardelli Filho, 2009). O índice de perdas de faturamento (Equação 1) é considerado um indicador básico e, alguns pesquisadores, recomendam que não seja aplicado para fins operacionais.

Ressalta-se que o uso do indicador IN<sub>013</sub> de forma isolada não é recomendado, pois este traz algumas distorções na análise comparativa de sistemas. Este indicador não é adequado para a comparação de desempenho operacional entre sistemas e prestadores de serviços distintos, principalmente porque não levam em consideração características que implicam diretamente no grau da perda de água, como, por exemplo, topografia, comprimento das tubulações, números de ligações e a forma como o sistema é operado e mantido. A conotação dada pela *International Water Association - IWA* é que esse é um “indicador financeiro” da companhia, não primordialmente “técnico” (Bezerra e Cheung, 2013).

$$IN_{013}(\%) = \frac{V_P - V_F}{V_P} \times 100 \quad (1)$$

Onde  $V_P$  é o volume produzido (entrada no sistema) e  $V_F$  é o volume de água faturado.

O indicador geral de perdas na distribuição, referenciado no SNIS como IN<sub>049</sub>, relaciona o volume disponibilizado ou de entrada no sistema com o consumo autorizado (Equação 2).

$$IN_{049}(\%) = \frac{V_P - V_{CA}}{V_P} \times 100 \quad (2)$$

Onde  $V_P$  é o volume produzido (entrada no sistema) e  $V_{CA}$  é o volume de consumo autorizado (volume de água consumido por todos os usuários, compreendendo o volume micromedido somado com o volume de consumo estimado para as ligações desprovidas de hidrômetro ou com hidrômetro parado). O  $V_{CA}$  não deve ser confundido com o volume de água faturado, pois para o cálculo desse último, as empresas adotam consumos mínimo ou médio.

Apesar do que foi citado anteriormente, é importante a apuração sistemática dos indicadores gerais de perdas, que mostram, com certo grau de fidelidade, as tendências e a evolução das perdas nos sistemas e nas companhias, constituindo-se em uma ferramenta útil para o controle e acompanhamento do nível de perdas. De forma geral, índices superiores a 40% representam más condições do sistema quanto às perdas. Numa condição intermediária, estariam os sistemas com índices de perda entre 25% e 40%, enquanto valores abaixo de 25% indicam sistemas com bom gerenciamento de perdas (Bezerra e Cheung, 2013).

O índice de perdas por ligação, referenciado como  $IN_{051}$ , classificado como intermediário e operacional, relaciona a diferença entre volume disponibilizado e volume utilizado ao número de ligações ativas (Equação 3). Este também é um indicador volumétrico de desempenho, e as magnitudes obtidas neste indicador incorporam as perdas reais e aparentes. Como tende a dar valores muito elevados em áreas com baixa ocupação urbana, recomenda-se seu uso para sistemas que possuem um número superior a 20 ligações/km de rede, valor que ocorre praticamente em todas as áreas urbanas. Como é esperado, não há indicador perfeito que possa ser aplicado com eficácia em 100% das redes. No caso deste indicador, observou-se que existem problemas na sua adoção em locais com elevada verticalização (as ligações abastecem várias economias).

$$IN_{051} \left( \frac{\text{litros}}{\text{ligação.dia}} \right) = \frac{V_P - V_{CA}}{Lig} \quad (3)$$

Onde  $V_P$  é o volume produzido;  $V_{CA}$  é o volume de consumo autorizado e  $Lig$  é o número de ligações ativas.

O indicador  $IN_{050}$  - Índice de Perdas Lineares, que relaciona a diferença entre o volume disponibilizado e o volume utilizado ao comprimento da rede, foi desconsiderado porque é indicado para sistemas de distribuição de água que possuem um número inferior a 20 ligações/km de rede. Este é apropriado para sistemas de adução e subúrbios com características mais próximas às zonas rurais.

A metodologia adotada para avaliação dos indicadores se baseou em estatística descritiva para a determinação do *benchmarking* (valores de referência) e na avaliação dos sistemas. Seguindo as avaliações realizadas por Pertel et al. (2013) para as companhias regionais brasileiras, assumiu-se o valor do percentil 25% como valor de referência. Os valores do *benchmarking* serão comparados com os dados dos sistemas municipais, para assim avaliar a eficiência e estabelecer os grupos:

- Municípios com melhor desempenho (*benchmarking*): são aqueles que apresentam um bom desempenho em todos os indicadores selecionados;
- Outros municípios: aqueles que não apresentam um bom desempenho em pelo menos um dos indicadores.

Para o primeiro grupo, os critérios que os definem são:

- $IN_{010} \geq \text{Percentil } 75\%$ ;
- $IN_{013} \leq \text{Percentil } 25\%$ ,  $IN_{049} \leq \text{Percentil } 25\%$  e  $IN_{051} \leq \text{Percentil } 25\%$ .

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise estatística apontou que apenas 11% dos municípios foram enquadrados como *benchmarking* (Grupo I). Verificou-se que as companhias Compesa e Deso apresentaram os piores resultados. Em contrapartida, Pernambuco e Sergipe são os estados com o primeiro e terceiro piores índices de disponibilidade hídrica do Brasil, respectivamente. Barth (2012) estimou que estes possuem 1.320 e 1.743 metros cúbicos de água por ano para cada habitante, respectivamente, quando o recomendado pela Organização das Nações Unidas (ONU) é de 2.500 m<sup>3</sup>/ano.

Os resultados consolidados da avaliação estão apresentados na Tabela 3, que dispõe a quantidade de municípios, para cada estado, que obtiveram índices iguais ou superiores aos valores de referência, ou seja, enquadrados no grupo I. A Tabela 4 apresenta os valores médios dos indicadores de desempenho dos municípios, por estado. Os melhores resultados deste trabalho foram da Embasa, com 57% dos municípios analisados atendendo satisfatoriamente aos quatros indicadores simultaneamente.

Vale salientar que os valores negativos de perdas de faturamento ocorrem, provavelmente, porque na região predominam cidades pequenas (população média das cidades com índice negativo igual a 14.882 habitantes). Nestas cidades, a grande maioria da população é de baixa renda, que possui um consumo de água inferior, em muitos casos, a consumação mínima faturada pelas companhias (10 m<sup>3</sup>/mês). Outro fator que contribui fortemente para o fenômeno é a intermitência no abastecimento de várias cidades do interior do Nordeste do Brasil.

Comparando os resultados da pesquisa aos valores de referência considerados ideais pela Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados do Estado do Ceará - ARCE (Nordeste do Brasil), tem-se que, em relação à micromedição, somente uma cidade da Paraíba (Puxinanã) respeita o valor de referência da agência citada (indicador de prestação de serviço > 90%). Com relação às perdas no faturamento e às perdas por ligação, os valores de benchmarking determinados nesta pesquisa são mais restritivos que o indicador de sustentabilidade econômica financeira (< 20%) e o indicador de sustentabilidade ambiental relativo às perdas (perdas por ligação ativa < 350 L/lig.ativa/dia).

Tabela 3. Quantidade de municípios, por estado, pertencentes ao Grupo I (*Benchmarking*)

Companhia	Índice de Micromedição		Índice de Perdas no Faturamento		Índice de Perdas Totais Distribuição		Índice de Perdas Totais por Ligação		Classificados no grupo I	
	Qtd.	%	Qtd.	%	Qtd.	%	Qtd.	%	Qtd.	%
Casal (AL)	4	19%	3	14%	4	24%	2	10%	2	10%
Embasa (BA)	13	93%	11	79%	14	100%	9	64%	8	57%
Cagepa (PB)	30	51%	29	49%	30	51%	27	46%	14	21%
Compesa (PE)	0	0%	6	9%	3	4%	3	4%	0	0%
Caern (RN)	3	8%	3	8%	3	8%	0	0%	1	3%
Deso (SE)	5	28%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
<b>TOTAL</b>	<b>55</b>	<b>25%</b>	<b>52</b>	<b>24%</b>	<b>54</b>	<b>24%</b>	<b>41</b>	<b>19%</b>	<b>25</b>	<b>11%</b>

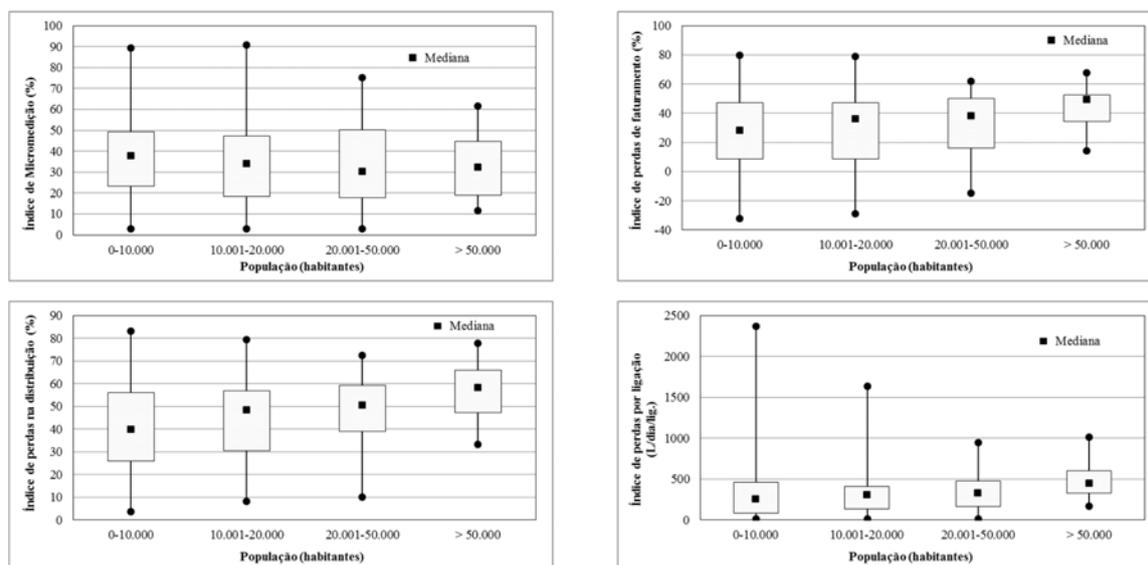
Tabela 4. Resultado - Valores médios dos indicadores de desempenho dos municípios, por estado

Companhia	Índice de Micromedicação (%)	Índice de Perdas no Faturamento (%)	Índice de Perdas Totais Distribuição (%)	Índice de Perdas Totais por Ligação (L/dia/lig.)
	Valores de Referência			
	≥ 49,87	≤ 12,25	≤ 28,38	≤ 137,19
	Grupo I - Benchmarking			
Casal (AL)	62,0	-0,3	21,5	90,7
Embasa (BA)	63,9	2,1	16,8	78,6
Cagepa (PB)	73,4	-10,5	16,3	61,4
Caern (RN)	61,2	-21,5	5,0	24,0
	Grupo II			
Casal (AL)	30,6	38,5	47,5	541,1
Embasa (BA)	49,5	15,0	25,8	111,1
Cagepa (PB)	43,4	17,6	35,8	195,2
Compesa (PE)	20,1	42,2	55,9	475,5
Caern (RN)	26,2	40,5	52,0	463,7
Deso (SE)	45,4	43,4	53,9	381,7

Os resultados apresentados, segundo diferentes estratos populacionais, são apresentados na Figura 3. O agrupamento dos municípios foi estabelecido segundo os critérios abaixo:

- Até 10.000 habitantes (71 municípios para 2007-2011 e 63 para 2012).
- De 10.001 a 20.000 habitantes (78 municípios para 2007-2011 e 71 para 2012).
- De 20.001 a 50.000 habitantes (54 municípios para 2007-2011 e 51 para 2012).
- Mais de 50.000 habitantes (17 municípios para 2007-20011 e 17 para 2012).

Figura 3. Comparativo dos indicadores por classes de população



Observa-se nos gráficos da Figura 3 uma pequena tendência de diminuição da eficiência dos sistemas, na medida em que aumenta o número de habitantes do município E, que os valores de perdas dos indicadores avaliados são inversamente proporcionais ao valor de micromedicação, demonstrando a importância da micromedicação para o controle eficiente dos sistemas. Há uma forte assimetria dos dados para todas as faixas de população, com exceção do índice de perdas na distribuição. É possível inferir que os dados do índice de perdas por ligação possuem a menor precisão quando comparados aos demais.

Comparando os resultados apresentados para as cidades do agreste brasileiro com os valores médios para o Brasil, em 2012 (Tabela 7), tem-se que os valores de referência adotados são mais restritivos que a média brasileira. Desde modo, todas as cidades do grupo I obtiveram resultados melhores que a média brasileira. Para o indicador de micromedicação (IN<sub>010</sub>), apenas 17% das cidades do grupo II obtiveram resultados melhores que a média brasileira. Para o indicador de perdas de faturamento (IN<sub>013</sub>), 59% obtiveram valores inferiores à média (35,48%), o que mostra que para esse indicador, a maioria das cidades do agreste brasileiro tem resultados melhores que a média no Brasil. Para o indicador de perdas na distribuição (IN<sub>049</sub>), 34% dessas cidades obtiveram resultados inferiores à média brasileira (36,94%). Por fim, para o indicador de perdas por ligação (IN<sub>051</sub>), 71% obtiveram resultados inferiores à média brasileira, mostrando que, para este indicador, a região obteve resultados melhores que a média brasileira.

Tabela 5. Valores médios dos indicadores, Brasil, 2012

Indicador	Média Brasileira	Unidade
IN <sub>010</sub> : Micromedicação relativo ao volume disponibilizado	51,96	(%)
IN <sub>013</sub> : Perdas de Faturamento	35,48	(%)
IN <sub>049</sub> : Índice de Perdas Totais na Distribuição	36,94	(%)
IN <sub>051</sub> : Índice de Perdas Por Ligação	368,19	L/dia/lig.

Fonte: Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento (SNIS, 2014)

## CONCLUSÕES

Esta pesquisa avaliou o fornecimento de água das companhias que atuam no Agreste Brasileiro, tendo como base os indicadores de desempenho definidos pelo SNIS relacionados às perdas de água. Essa avaliação dos serviços prestados pode fornecer subsídios aos gestores para a priorização de investimento nos sistemas mais ineficientes; propicia às agências reguladoras um estudo para comparação da prestação de serviços nos diversos municípios da região, resultado na definição de um *benchmarking* local; além de fornecer aos profissionais nordestinos valores de referência de indicadores determinados em condições sociais, ambientais e econômicas semelhantes às dos seus sistemas.

Apesar do desenvolvimento tecnológico dos últimos anos, os resultados abalizam a necessidade urgente de investimentos em infraestrutura e na gestão eficiente dos sistemas de abastecimento de água localizados na região avaliada.

Como restrição ao uso dos resultados da pesquisa, identificou-se, como uma das limitações do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS, a falta de dados de perdas reais e aparentes, o que impossibilita o cálculo de parte dos principais indicadores de desempenho propostos pela *International Water Association* - IWA. Ademais, verificou-se a necessidade de uma melhoria no tratamento dos dados coletados. Atualmente, esses dados são fornecidos pelas companhias e é comum informações incoerentes e atribuídas sem critérios técnicos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barth, F. T. (2002). Aspectos institucionais do gerenciamento de recursos hídricos. In: Rebouças, A. C., Braga, B. & Tundisi, J. G. (Eds.) *Águas Doces do Brasil: Capital Ecológico e Conservação*. Escrituras Editora e Distribuidora de livros Ltda, 2ª Ed., São Paulo, Brasil.
- Bezerra, S. T. M. & Cheung, P. B. (2013). *Perdas de água: Tecnologias de Controle*. Editora da UFPB, 1ª Ed., 220p., João Pessoa, Brasil.
- Marengo, J. A. (2007). *Mudanças climáticas globais e seus efeitos sobre a biodiversidade - Caracterização do clima atual e definição das alterações climáticas para o território brasileiro ao longo do século XXI*. Ministério do Meio Ambiente, v. 1, 2ª Ed., Brasília, Brasil.
- Pertel, M. (2014). *Experimentos hidráulicos conjugados ao uso de indicadores de desempenho aplicados à quantificação de perdas em sistemas de abastecimento de água no Brasil*. Tese de doutorado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.
- Pertel, M., Azevedo, J. P. S., Volschan, I. Jr. & Pena, M. M. (2013). O uso de indicadores de perdas totais para a seleção de um benchmarking entre os prestadores regionais de saneamento no Brasil. *Anais do 27º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. ABES, Rio de Janeiro, Brasil.
- Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS (2014). *Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2012*. Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Brasília, Brasil.
- Tardelli Filho, J. (2009). O indicador percentual é efetivo para o controle de perdas? *Revista DAE*, No. 181, setembro 2009, pp. 35-36.

Toneto Júnior, R.; Saiani, C. C. S.; Rodrigues, R. L. (2013). Perdas de Água: Entraves ao Avanço do Saneamento Básico e Riscos de Agravamento à Escassez Hídrica no Brasil. Editora Fundace. São Paulo.

Zimmermann, D. M. H. (2010) O uso de indicadores de desempenho para planejamento e regulação dos serviços de abastecimento de água: SAA Capinzal/Ouro. 2010. 188f. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

## Capítulo 6. Programa de indicadores de gestión de organismos operadores de agua

*Hansen Rodríguez, M.P. (1); Alcocer Yamanaka, V.H. (2); Laurel Varela, Y. (3); Perdomo De La Cruz, V. (4)*

(1,3,4) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) phansen@tlaloc.imta.mx

(2) Comisión Nacional del Agua (México)

---

El programa de indicadores de gestión de organismos operadores (PIGOO) establece una batería de 28 indicadores de gestión que sirven para medir los aspectos operativos de los sistemas de agua potable, los temas financieros y las eficiencias.

Idealmente, los indicadores de desempeño de un organismo operador deben estar ligados a un objetivo o estrategia que establezca la misma entidad.

Estos son calculados a partir de datos anuales, de variables tales como el volumen de agua producido, número de empleados, ingresos y egresos totales, incidencia de fugas, reclamaciones, etcétera.

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua lleva a cabo el Programa desde el año 2005, del año 2005 al año 2013 el número de organismos operadores se incrementó de 50 a 161. Así mismo el número de indicadores de gestión calculados pasó de 12 a 28. Se cuenta con información de 208 Organismos participantes publicados en el sitio web <http://www.pigoo.gob.mx/>

El desempeño en la calidad del servicio que ofrece un Organismo Operador de cualquier ciudad, se puede medir según: la eficiencia y eficacia con la que suministra el agua, recolecta y trata las aguas residuales; la satisfacción de los usuarios; si el suministro de agua es continuo en cantidad y calidad; si conoce los elementos que forman su infraestructura; si se tiene un registro confiable de sus usuarios; si sabe cuánta agua se produce y cuánta entrega a los consumidores; si utiliza toda la capacidad de sus unidades de tratamiento; si son atendidas todas las quejas de los usuarios en un tiempo razonable y ellos a su vez pagan el servicio; y si los costos de operación, mantenimiento y administración pueden ser amortizados por el propio sistema.

El portal cuenta, entre otras opciones, con la posibilidad de comparar los indicadores. Otra posibilidad de acceder a la información de manera selectiva se encuentra en la sección consulta geográfica, en donde es posible utilizar filtros de consulta relacionados con aspectos demográficos, geográficos y rangos de valores de los indicadores de gestión.

El trabajo abordará los diversos temas con que cuenta el programa, así como el análisis de sus resultados.

---

Palabras clave: organismos operadores, indicadores de gestión.

## INTRODUCCIÓN

Según los censos económicos de INEGI (2009), en México, para realizar la captación, tratamiento y suministro de agua, se identificaron 2,517 Organismos operadores; de ellos 44 fueron clasificados en el sector privado y el resto en el sector público.

Por el tipo de cobertura geográfica, 1,302 organismos operadores de agua trabajaron sólo en las zonas urbanas, donde la concentración de población y de actividades económicas genera más demanda de infraestructura de servicios de agua, mientras que 1,215 organismos prestaron sus servicios tanto en área urbana como en área rural.

Resulta importante entonces conformar un sistema de indicadores que permita evaluar la evolución de este proceso de desarrollo y modernización de los organismos operadores de agua potable, alcantarillado y saneamiento, fijar estándares a alcanzar y contribuir a la transparencia de información nacional.

En el presente trabajo se presentan los resultados del estudio realizado en 2013 por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

## OBJETIVO

El principal objetivo del proyecto realizado era el de “Calificar y dar seguimiento, a través de una batería de indicadores estratégicos, al desempeño y evolución de los principales organismos operadores de agua potable del país”.

## METODOLOGÍA

Para definir los indicadores estratégicos a valorar en los Organismos Operadores, se realizó un análisis en la literatura técnica, definiéndose al principio doce de ellos y durante el desarrollo del proyecto se ha llegado a veintiocho, de los cuales 19 evalúan el área de operación, 4 indicadores financieros y 5 indicadores de eficiencia. El comportamiento de participación es el mostrado en la Figura 1.



Figura 1. Comportamiento de los organismos operadores e indicadores evaluados por año

A continuación se invitó a organismos operadores de ciudades del país con más de 20,000 habitantes, a participar en el proyecto. A éstas, se les envió una lista de datos necesarios a entregar, para poder evaluar los indicadores. La información obtenida se clasificó por número de habitantes y por región administrativa.

Al final se realizaron los siguientes análisis: *i)* sistema de indicadores de gestión por ciudad, *ii)* comparativa del sistema de indicadores de gestión por número de habitantes; *iii)* comparativa del sistema de indicadores de gestión por región administrativa; *iv)* comparativa del sistema de indicadores de gestión de organismos operadores ubicados en la frontera norte del país y, por último, *v)* comparativa general del sistema de indicadores de gestión

## Evaluación de resultados

En la Tabla 2, se muestran los resultados obtenidos de algunos indicadores, así como su evolución en los últimos cuatro años.

Tabla 1. Resultados obtenidos en algunos indicadores (promedios nacionales)

INDICADOR	OBTENIDO 2013	DESEABLE	EVOLUCIÓN (2012-2013)
Tomas con servicio continuo (%)	75.66	100	3.3↑ (71.24-75.66)
Redes e instalaciones (%)	64.22	100	0.14↔ (64.08-64.22)
Padrón de usuarios (%)	98.28	100	3.81↑ (97.22-98.28)
Macromedición (%)	87.56	100	3.81↑ (83.75-87.56)
Micromedición (%)	54.21	100	2.45↓ (56.66-54.61)
Volumen tratado (%)	50.74	100	0.42↓ (50.32-50.74)
Reclamaciones (reclamaciones)	124.29	NO EXISTE*	15.75↑ (108.55-124.29)
Usuarios con pago a tiempo (%)	54.96	95	0.61↓ (55.57-54.96)
Costos entre volumen producido (\$)	6.15	VARIABLE	0.34↑ (5.81-6.15)
Empleados por cada 1000 tomas (empleados)	5.19	4	0.02↔ (5.20-5.19)
Empleados dedicados a control de fugas (empleados)	12.94	NO EXISTE*	0.38↑ (12.56-12.94)

NOTAS:

\*NO EXISTE: NO SE ENCONTRARON DATOS QUE PUDIERAN ESTABLECER EL NIVEL DESEABLE

- Estos resultados también pueden ser presentados en gráficas como las que se muestran en la Figura 2 en donde podemos observar, en la gráfica de la izquierda el comportamiento de los promedios nacionales del indicador de macromedición, así como su comparativa con lo que reporta la CONAGUA (2014) en el documento “Situación del subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, 2014” y a la derecha se observa el comportamiento del indicador de cobertura de alcantarillado y de agua potable de los organismos operadores participantes del estado de Baja California.

- En 2005, con el fin de difundir los resultados obtenidos se puso en operación un portal de internet en la dirección <http://www.pigoo.gob.mx>, en donde se puso a disposición del público los indicadores obtenidos de la totalidad de los Organismos Operadores participantes. El sitio web del PIGOO se encuentra alojado en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. En su desarrollo se integraron tecnologías de software libre.

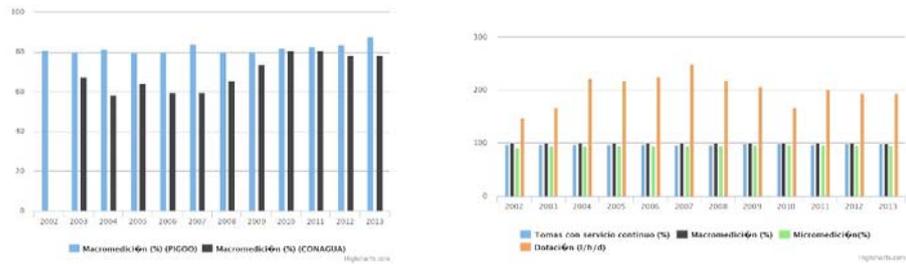


Figura 2. Gráficas que representan los comportamientos de algunos indicadores (a la izquierda: macromedición PIGOO-CONAGUA y a la derecha: comparativa entre tomas con servicio continuo, macromedición, micromedición y dotación)

- En 2011, se actualizó nuevamente el sitio con un rediseño (Figura 3) que implementa características de usabilidad para facilitar el acceso a la información a través de una navegación más directa y sencilla. Incorpora gráficas y comparativas automáticas, además de posibilitar la descarga de la información en formatos comunes de CVS (Formato recomendado por la Unidad de Gobierno Digital) y PDF. De forma complementaria, se tiene un repositorio de los archivos históricos de indicadores de gestión procedentes de otras fuentes, como lo son: CONAGUA (2014), Consejo Consultivo del Agua (2011), BAL-ONDEO (2008).



Figura 3. Sitio WEB PIGOO diseño 2013

- Navegando en el sitio se puede observar que la información se ofrece para su consulta en modo tabular desde la sección Indicadores de Gestión, en donde se encuentra dividida por Ciudad, Estado o Región Hidrológica (Figura 4).

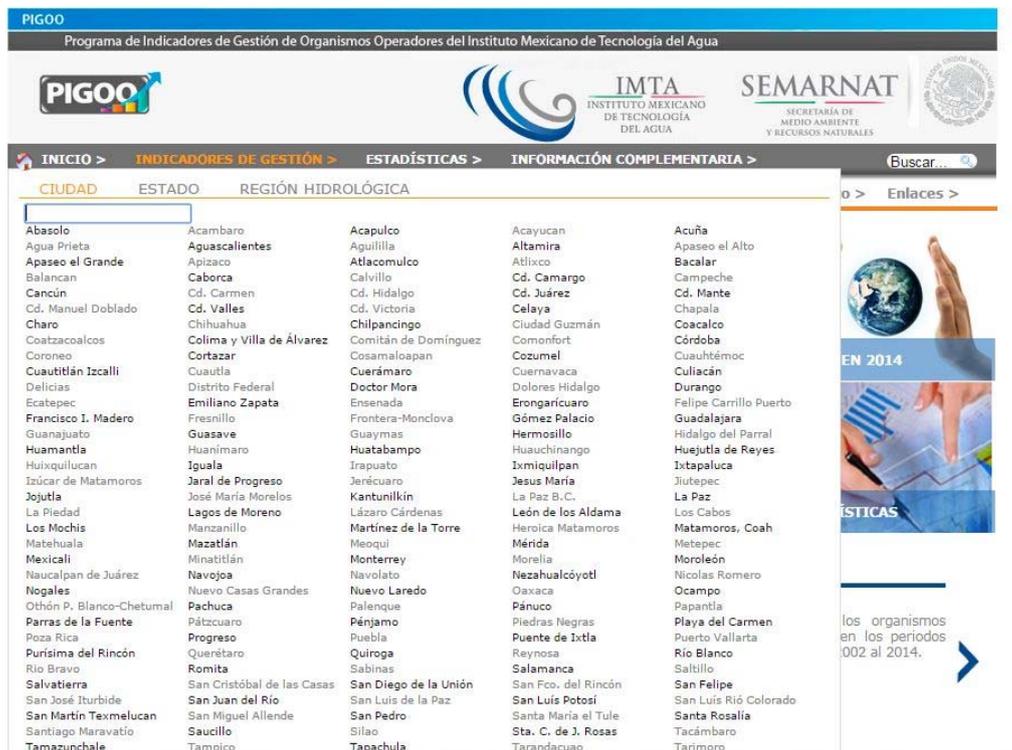


Figura 4. Información de Indicadores de Gestión por Ciudad, Estado y Región Hidrológica

- Elegida una ciudad, se presenta la información de los indicadores de gestión junto con dos gráficas en las cuales se incluyen los indicadores más importantes así como las dos opciones para exportar la información [se ofrecen dos opciones de exportación: en formato CVS (Formato recomendado por la Unidad de Gobierno Digital) y PDF].
- La información de los indicadores puede ser comparada, al seleccionar algún indicador de la tabla se muestra un pequeño mensaje de confirmación para comparar el indicador elegido. Al elegir la opción "Si", se muestra seguidamente una pantalla en la que se pueden elegir las ciudades, así como las referencias que ofrecen los promedios generales PIGOO y el rango de años para la comparación del indicador de gestión seleccionado.
- La comparativa del indicador con respecto a los criterios seleccionados, se presenta en un formato tabular y con la gráfica correspondiente a los indicadores, incluyendo las opciones para exportar la información a otros formatos.
- En la sección Estadísticas, se muestran la lista de Indicadores de Gestión clasificados en promedios nacionales y promedios por región hidrológica (Figura 5).



Figura 5. Indicadores de Gestión por Promedios Nacionales

- En la clasificación promedios nacionales, se muestran gráficas (Figura 6) de los promedios obtenidos históricamente con gráficas individuales de acuerdo al rango de cobertura de medición que se tenga, si es que este impacta al indicador, por ejemplo: Redes a Instalaciones (%). El mismo proceso aplica para los promedios por región hidrológica o por estado.



Figura 6. Gráfica de Promedio del Indicador de Gestión de Redes e Instalaciones

- Otra posibilidad de acceder a la información de manera selectiva se encuentra en la sección consulta geográfica, en donde es posible utilizar filtros de consulta relacionados con aspectos demográficos, geográficos y rangos de valores de los Indicadores de Gestión. Al ejecutar la consulta, se muestran con globos de color azul los Organismos Operadores de Agua Potable que cumplen con los criterios fijados en el formulario. Al hacer clic sobre alguno de ellos aparece un globo informativo en donde se ofrece un enlace al detalle de los valores (Figura 7).

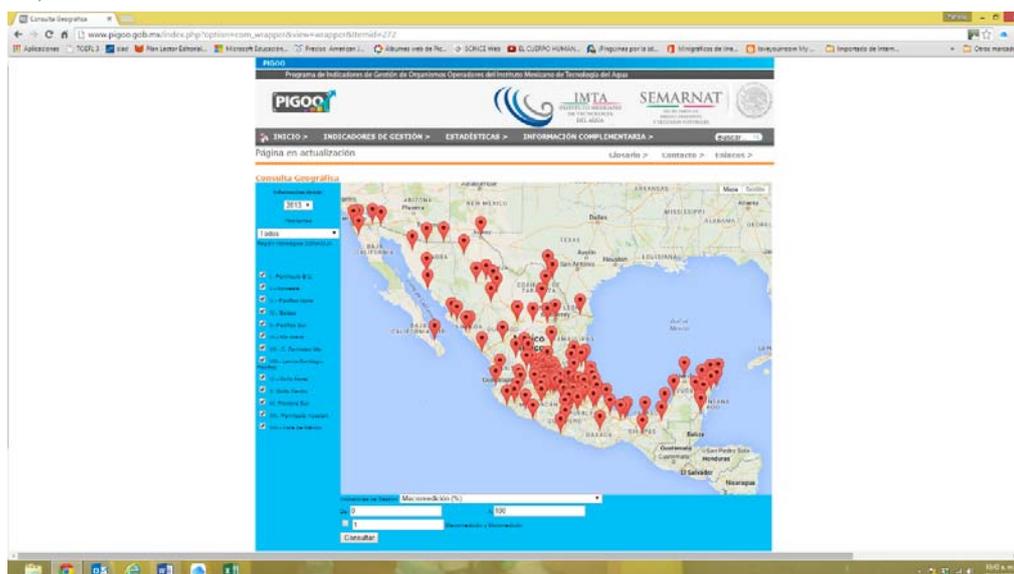


Figura 7. Consulta geográfica de Organismos Operadores por Región Hidrológica

## CONCLUSIONES

En este artículo se expuso el resultado de un trabajo desarrollado desde 2005 en materia de indicadores de desempeño vinculado a los organismos operadores de nuestro país. Esta labor ha sido posible gracias a la colaboración de 208 organismos participantes.

Durante este periodo se ha fomentado una cultura de generación de información que permite a los organismos operadores conocer cómo se están desarrollando en las diversas áreas de su institución.

A partir de un análisis de los indicadores de gestión publicados, la evolución demográfica, la disponibilidad del recurso hídrico, y presupuesto e información de contexto relevante cada Organismo Operador de Agua Potable puede implementar acciones de mejora en parámetros tales como la cobertura y calidad del servicio, sustentabilidad económica, eliminación de fugas de agua, etc. En este actuar, es necesario identificar las mejores prácticas asociadas a las acciones que tienen un impacto positivo en los valores de los indicadores. Cada Organismo Operador debe identificar los Indicadores de desempeño que son relevantes o no, de acuerdo a sus objetivos o metas particulares.

El Gobierno Federal, a través de los programas federalizados otorga incentivos a los organismos operadores que presentan sus indicadores de desempeño con valores adecuados, sin embargo, la medición de volúmenes en fuentes de captación (macromedición), es una variable determinante para la obtención de incentivos, y por lo tanto la importancia de su certidumbre es alta. A pesar de esto, la mayoría de los prestadores de servicios carecen de la infraestructura, instrumental y medios adecuados para contar con una macromedición confiable. Ahora bien, el porcentaje de macromedición en México reportado por CONAGUA en su publicación (2014) situación del subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento alcanza en el 2013 un 78.6% y en

PIGOO se obtiene un promedio de 87.6% en el mismo año, dicha diferencia se debe al tamaño de muestra que se toma para el cálculo de este indicador, siendo la participación de Organismos en este año de 400 para CONAGUA y de 116 para PIGOO.

En el Plan Nacional de Desarrollo 2013-2018, Objetivo 4.4. Impulsar y orientar un crecimiento verde incluyente y facilitador que preserve nuestro patrimonio natural al mismo tiempo que genere riqueza, competitividad y empleo. Estrategia 4.4.2. Implementar un manejo sustentable del agua, haciendo posible que todos los mexicanos tengan acceso a ese recurso. Línea de acción 4.4.2.5 Fortalecer el desarrollo y la capacidad técnica y financiera de los organismos operadores para la prestación de mejores servicios. Al año 2014 se obtuvo información del 47 OOAPAS que reportaron para el año 2013 una Eficiencia Global del 45%, mientras que la Relación de Trabajo (Egresos contra Ingresos del OOAPAS) fue para el mismo año de 102.8% según lo reportado por 105 organismos operadores. Entre las acciones realizadas para el incremento de la eficiencia destacan, la detección y reparación de fugas en la red de distribución, macromedición, micromedición, cobro de cartera vencida, actualización de padrón de usuarios, sectorización, actualización de tarifas, y actualización del sistema comercial.

Si bien las metas prioritarias en materia de cobertura han sido alcanzadas en el periodo reportado, quedan por resolver todavía grandes retos y temas dentro del subsector de agua potable; siendo uno de ellos, la consolidación de los organismos operadores dentro del país y el tratamiento de aguas residuales.

## **AGRADECIMIENTOS**

El presente estudio no se habría podido realizar sin el apoyo recibido por los representantes de los 208 Organismos Operadores que están participando. Por lo cual les reiteramos nuestro agradecimiento y esperamos seguir trabajando para enriquecer aún más los resultados aquí mencionados.

## **REFERENCIAS**

BAL-ONDEO (2008), Reporte Anual de Desempeño, disponible en:  
<http://www.bal-ondeo.com.mx/noticias-y-publicaciones/>

CONAGUA (2014), Situación del subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, (2003-2014), disponible en:  
<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/DSAPAS2014.pdf>

Consejo Consultivo del Agua (2011), Gestión del Agua en las Ciudades de México, disponible en:  
<http://www.aguas.org.mx/sitio/descargas/reporte2011.pdf>

Hansen, Martha P., Alcocer, Víctor H., (2013) Indicadores de Gestión Prioritarios en Organismos Operadores, *Informe final*, IMTA (HC1308.1), Resumen disponible en: <http://www.pigoo.gob.mx/>

INEGI (2009), Censo Económico.

## Capítulo 7. Análisis de los indicadores de gestión de las empresas municipales de agua potable del Estado de Guanajuato

*Ana Lucía Moreno Paz (1), Xitlali Delgado-Galván (2), Josefina Ortiz-Medel (3), Gilberto Carreño (4), Jesús Mora Rodríguez (5)*

(1) Universidad de Guanajuato (México) [almorenopaz@gmail.com](mailto:almorenopaz@gmail.com)

(2) Universidad de Guanajuato (México) [xdelgado@ugto.mx](mailto:xdelgado@ugto.mx)

(3) Universidad de Guanajuato (México) [jomedel@ugto.mx](mailto:jomedel@ugto.mx)

(4) Universidad de Guanajuato (México) [gilcarreno@gmail.com](mailto:gilcarreno@gmail.com)

(5) Universidad de Guanajuato (México) [jesusmora@ugto.mx](mailto:jesusmora@ugto.mx)

---

**RESUMEN.** Este trabajo está enfocado al análisis de aquellos indicadores de gestión que las empresas de agua potable del Estado de Guanajuato utilizan para la medición, optimización y mejora constante de sus servicios. Los indicadores de gestión juegan un papel muy importante para la administración del agua a nivel de uso público urbano y de los recursos utilizados para ello. Esta investigación profundiza sobre aquellos propósitos que los indicadores desean alcanzar, su diseño y una comparación con aquellos planteados por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Se realiza una comparación de los resultados mostrados a nivel nacional de seis indicadores puntuales, con los que han obtenido en conjunto las empresas municipales de agua potable del Estado de Guanajuato.

**ABSTRACT.** This work focuses on the analysis of performance indicators municipal water utilities of State of Guanajuato use for measurement, optimization and constant improvement of their services. Performance indicators play a very important role on water management of urban public use and the resources used for this issue. This work analyses the purposes that indicators want to reach and their design. It is also presented a comparison of those indicators raised by the Mexican Institute of Water Technology reported from water utilities of all the country. Finally, it is shown a comparison of the results of six specific indicators, considering national values and values from the municipal water utilities in the State of Guanajuato.

---

Palabras clave. Indicadores de gestión, benchmarking, empresas de agua potable.

Keywords. Performance indicators, benchmarking, water utilities.

## INTRODUCCIÓN

Los indicadores de gestión permiten describir en forma sencilla e intuitiva el estado de los servicios, mejorando la toma de decisiones tanto a nivel estratégico como operativo. En el caso de los servicios públicos, su difusión permite además la participación de los usuarios y otros interesados (PIGOO, 2015).

Los indicadores son medidas de la eficiencia y eficacia de los abastecimientos de agua con respecto a determinados aspectos de la actividad del abastecimiento y del comportamiento del sistema. La eficiencia es la medida de hasta qué punto los recursos del abastecimiento se utilizan de manera óptima para dar el servicio, mientras que la eficacia es la medida de en qué grado se han cumplido los objetivos marcados. Un indicador de eficiencia es un número porcentual o absoluto que determina o indica el grado de avance de un organismo operador, y es un cociente que es obtenido de la información que se maneja o se registra por alguna actividad (CONAGUA, 2012).

El presente trabajo tiene como objetivo comparar los indicadores de gestión usados por la Comisión Estatal de Agua de Guanajuato (CEAG) y los indicadores usados en el Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (PIGOO), así como analizar la información presentada por las empresas de agua potable de Guanajuato para identificar aquellos indicadores que aportan información prioritaria del sector.

Desde hace 17 años, la CEAG ha publicado un Diagnóstico Sectorial de Agua Potable y Saneamiento. El propósito de esta publicación es registrar información de las empresas prestadoras del servicio de agua potable, y pretende la difusión de información para que hagan uso de ella, que les sea útil para mejorar y compararse con otras empresas del estado.

### **Importancia de generar indicadores de gestión**

La medición de la eficiencia de manera general se ha relacionado con el tema de la calidad, definido tradicionalmente en términos de cumplimiento de estándares, como medidas de desempeño que se centran en parámetros tales como defectos de calidad o costos de un producto (Nogueira Vilanova *et al.*, 2015). Los trabajos sobre medición de la eficiencia en la industria del agua que se desarrollaron entre los años 1960 y 1970 eran de naturaleza econométrica. El rendimiento se cuantificó considerando el costo y la función de producción (Abbott & Cohen, 2009).

De acuerdo con la CEAG (2013), se debe tener un conocimiento más amplio de la eficiencia y eficacia del organismo operador, y eso se logra a través de la obtención de datos más precisos, de este modo que la toma de decisiones sea correcta. Para procurar calidad de los datos generados, es primordial trabajar permanentemente en:

- Verificar el funcionamiento de los macromedidores y micromedidores.
- Instalación de micromedidores y macromedidores.
- Realizar bitácoras de la operación de las fuentes de abastecimiento.
- Verificar lecturas.
- Actualizar el sistema comercial.
- Revisar y mejorar las políticas comerciales.
- Registrar consumos no medidos.
- Estimar el volumen total de agua que no se factura ni se cobra.
- Mantener actualizado el catastro de las redes.
- Mantener actualizado el padrón de usuarios.
- Capacitación del personal.

Por otra parte, el PIGOO usa un comparativo de indicadores de desempeño, también llamado benchmarking, para la mejora de los servicios de agua potable y aguas residuales. El benchmarking es una técnica que ha ido desarrollándose rápidamente en América Latina y en el mundo entero en los últimos años. Para efectuar benchmarking se deben compartir resultados, analizar información, recursos y enlaces con organizaciones que practican esta actividad.

Las técnicas de benchmarking son una herramienta importante para documentar el desempeño histórico, hacer comparaciones entre diferentes empresas y establecer líneas básicas de comparación para mejorar el desempeño a futuro. A través de la aplicación de técnicas de benchmarking se miden determinados aspectos de la gestión y se describen en forma simplificada sus resultados. Estas técnicas permiten monitorear los aspectos más relevantes de la gestión y pueden utilizarse para generar incentivos para mejorar su eficiencia. La sola exposición pública de los resultados de los análisis de benchmarking suele funcionar como un potente incentivo para que los directivos mejoren la prestación de los servicios (ADERASA, 2012). El benchmarking permite la comparación de una empresa de agua potable consigo misma a través del tiempo o con otras empresas que realizan la misma actividad, con la finalidad de evaluar sus resultados y con ello su gestión.

### **Problemática**

Las empresas de agua potable, al operar sin competencia directa, tienen escasos incentivos a la eficiencia y tienden naturalmente a pagar costos innecesarios, que son luego trasladados a los usuarios a través de las tarifas, o bien a toda la comunidad mediante el requerimiento de subsidios. Otra tendencia natural en regímenes monopólicos es la de relajar los niveles de eficacia en la prestación, resultando en servicios de baja calidad (ADERASA, 2012). Hacer un mejor uso de los recursos que se usan en el sector del agua potable, tiene una implicación social, económica y ambiental. Sin embargo, el mayor aporte que puede hacerse recae en la posibilidad de aumentar la eficiencia en el uso del agua, brindar de un mejor servicio a los usuarios del agua, e incluso, poder cubrir las necesidades de aquellos que no cuentan con los servicios que prestan las empresas municipales de agua potable y alcantarillado.

El diagnóstico sectorial de agua potable y saneamiento que la CEAG realiza es una herramienta que ayuda a comparar el desempeño que empresas municipales de agua potable van teniendo año con año.

Si bien, la importancia de tener indicadores de gestión estriba en poder mejorar el rendimiento de la empresa y poder, a su vez, tener un mayor control del recurso hídrico. De igual manera, es importante mencionar las particularidades en la prestación de servicios de agua potable para uso doméstico, ya que si bien cualquier otra empresa busca su crecimiento económico y tener grandes ventas para tener grandes ganancias, en este caso, por tratarse del agua, un recurso limitado y difícil de administrar, agregando las deficiencias del sistema, en este caso, las fugas de agua que juegan un rol bastante alarmante, dado que en muchas ocasiones no son detectadas. La tasa promedio de las pérdidas de agua es precisamente el ejemplo más relevante de la ineficiencia de suministro de agua de las empresas dedicadas a prestar el servicio de agua potable (Nogueira Vilanova *et al.*, 2015).

## **MATERIALES Y MÉTODOS**

Se realizó un estudio comparativo entre las diferentes instituciones que se encargan de mejorar el rendimiento del agua y los indicadores de gestión que cada una utiliza, para realizar un análisis de cómo es que cada uno de los indicadores de gestión utilizados, les ayudará a cumplir sus objetivos.

En los abastecimientos de agua potable, la evaluación y uso de indicadores de eficiencia implica las ventajas siguientes (CONAGUA, 2012):

- Permiten tener una respuesta más rápida y de mayor calidad de la operación del sistema de abastecimiento; al mismo tiempo, los indicadores permiten una monitorización más fácil de los resultados del funcionamiento.
- Facilitan información clave al abastecimiento, permitiendo un fortalecimiento del enfoque pro-activo de la gestión, en contra del enfoque reactivo más tradicional, que normalmente confía en funcionamientos aparentes y erróneos del sistema.
- Crean un incentivo para adoptar medidas correctivas, como la reubicación de recursos humanos para mejorar la productividad y modernizar las rutinas y procedimientos tradicionales.
- Cuando los abastecimientos están interesados en implantar una Gestión Total de la Calidad, los indicadores pueden tener un papel relevante, como una manera de enfatizar calidad y eficiencia globales en la organización.
- Permiten a los abastecimientos implementar procedimientos rutinarios de medida de la eficiencia, ya sea internas para comparar diversas regiones o zonas, o externas para compararse con otros abastecimientos; este tipo de prácticas crea una competición saludable que de manera natural promueve la mejora de las actuaciones.
- Facilitan las auditorías, ya que constituyen un buen lenguaje técnico para que un equipo de auditores comprenda los trabajos del organismo operador y por tanto ellos puedan expresar sus recomendaciones financieras, administrativas y operativas.

La CEAG sugiere que se calculen los indicadores con los siguientes datos:

Datos técnicos:

- Obras de captación subterráneas en operación (Pozo)
- Obras de captación superficiales en operación (Presa)
- Volumen asignado por CONAGUA
- Volumen extraído de fuentes subterráneas
- Volumen extraído de fuentes superficiales
- Volumen total extraído
- Volumen desinfectado
- Volumen de agua extraído macro medido
- Volumen de agua residual generada
- Gasto de diseño de plantas en operación

Datos comerciales:

- Localidades rurales integradas al sistema

- Tomas domésticas en localidades rurales
- Tomas totales de agua
- Tomas domésticas de agua potable
- Tomas comerciales de agua potable
- Tomas industriales de agua potable
- Tomas mixtas de agua potable
- Tomas públicas de agua potable
- Tomas con micro medidor funcionando
- Tomas con servicio continuo
- Descargas totales al sistema de drenaje sanitario
- Descargas domésticas
- Descargas comerciales
- Descargas industriales
- Descargas mixtas
- Descargas públicas
- Monto facturado total por el servicio de agua
- Monto facturado doméstico - servicio de agua potable

- Monto facturado comercial - servicio de agua
- Monto facturado industrial – servicio de agua
- Monto facturado mixto – servicio de agua
- Monto facturado público – servicio de agua
- Volumen facturado total
- Volumen facturado medido
- Volumen consumido estimado
- Volumen facturado doméstico
- Volumen facturado comercial
- Volumen facturado industrial
- Volumen facturado mixto
- Volumen facturado público
- Cartera vencida
- Deudores que forman la cartera vencida

Datos financieros:

- Ingresos totales
- Ingresos por el servicio de agua potable

- Ingresos por el servicio de drenaje sanitario
- Ingresos por el servicio de tratamiento
- Ingresos por rezagos
- Ingresos por derechos de incorporación
- Ingresos por nuevas conexiones de agua y descargas sanitarias
- Gastos totales
- Gastos por sueldos y por previsión social
- Gastos en energía eléctrica para extracción de agua

Datos administrativos:

- Empleados en el área de agua potable
- Empleados en el área de drenaje sanitario
- Empleados en el área de tratamiento
- Empleados en el área de planeación
- Total de empleados

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Y con estos datos se pueden procesar para obtener los siguientes 38 indicadores:

Indicadores para medir la eficiencia:

- Relación de trabajo
- Costos del personal
- Costo unitario de producción
- % de gastos en energía eléctrica para bombeo de agua
- Costo relativo de energía eléctrica

Indicadores para medir la eficacia:

- Dotación
- Consumo promedio
- Cobertura de desinfección del agua
- Pérdidas o agua no contabilizada
- Cobertura de micromedición
- Cobertura de macromedición
- Tarifa promedio del servicio de agua
- Precio del agua
- Precio del servicio de alcantarillado

- Ingreso total por m<sup>3</sup> extraído
- Ingreso total promedio por toma al mes
- Facturación de agua promedio por toma al mes
- Recaudación por servicio de agua por toma al mes
- Distribución del consumo %
- % de agua consumida por usuarios domésticos
- % de agua consumida por usuarios comerciales
- % de agua consumida por usuarios industriales
- Consumo doméstico promedio por toma al mes
- Consumo comercial promedio por toma al mes

- Consumo industrial promedio por toma al mes
- Consumo mixto promedio por toma al mes
- Consumo público promedio por toma al mes
- Cartera vencida en meses de facturación
- Empleados en drenaje sanitario
- Empleados en tratamiento de agua
- Empleados en el área de planeación
- Empleados por cada mil tomas de agua
- Tomas con servicio continuo

Indicadores para medir la calidad del servicio:

- Empleados administrativos
- Empleados en agua potable
- Física
- Comercial
- Global

Mientras que el PIGOO tiene los siguientes 29 indicadores de gestión:

- Redes e instalaciones
- Rehabilitación de tubería
- Rehabilitación de tomas domiciliarias
- Tomas con servicio continuo
- Eficiencia comercial
- Macromedición
- Micromedición
- Volumen tratado
- Dotación
- Consumo
- Padrón de usuarios
- Horas con servicio de agua en las zonas de tandeo
- Usuarios con pago a tiempo
- Usuarios abastecidos con pipas
- Reclamaciones
- Empleados por cada mil tomas
- Empleados dedicados al control de fugas
- Cobertura de agua potable reportada
- Cobertura de alcantarillado reportada
- Costo entre volumen producido
- Relación de trabajo
- Relación inversión PIB
- Eficiencia física 1 y 2
- Eficiencia de cobro
- Eficiencia global
- Pérdidas por longitud de red
- Pérdidas por toma
- Relación costo - tarifa

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los indicadores de gestión de la CEAG y PIGOO fueron elegidos estratégicamente dependiendo de las necesidades de cada organismo, pero ambos toman en cuenta 6 indicadores de gestión iguales, por lo tanto se consideran los más importantes.

- Dotación
- Consumo
- Pérdidas de agua
- Micromedición
- Macromedición
- Precio – Relación costo-tarifa
- Empleados por cada mil tomas
- Eficiencia comercial
- Eficiencia global
- Volumen tratado
- Tomas de servicio continuo

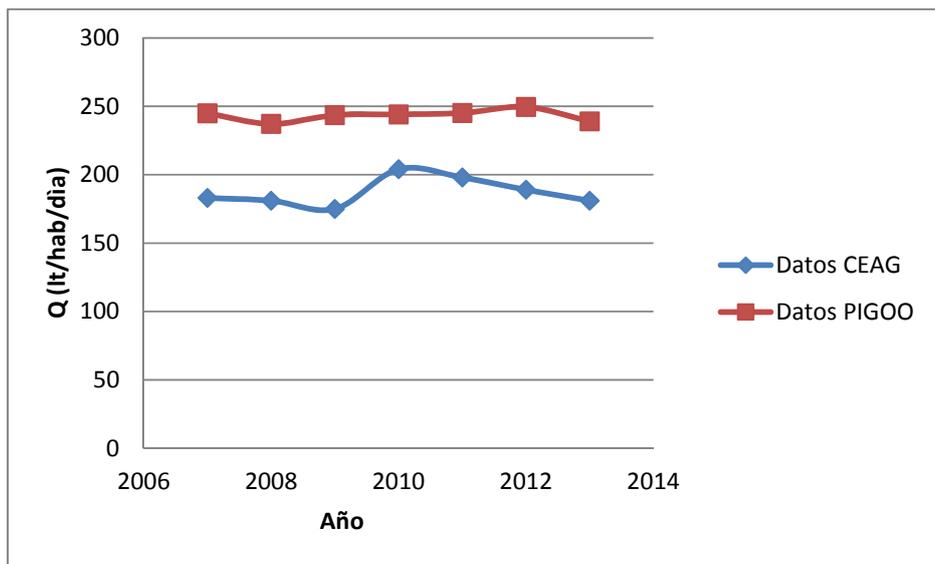
Tanto la CEAG como el PIGOO ofrecen la información de cada empresa municipal de agua potable (CEAG; empresas municipales de agua potable dentro del estado de Guanajuato, PIGOO; empresas municipales de agua potable dentro del país), pero cabe resaltar que este tipo de información se ha implementado recientemente y con ello el registro de información está comenzando a ser más completa y verídica; lo que ha mejorado de manera contundente la administración en las empresas.

En las figuras 1-6 se presentan algunas tablas comparativas de las tendencias históricas que la CEAG y el PIGOO han mostrado con los resultados obtenidos en seis indicadores específicos.

Con estas gráficas es posible comparar cómo se encuentran las empresas municipales de agua potable del estado de Guanajuato con respecto al resto del país, y para poder conocer sus virtudes pero sobretodo sus deficiencias para así poder hacer mejoras que beneficien a su desempeño y que ello redunde en un beneficio a la sociedad.

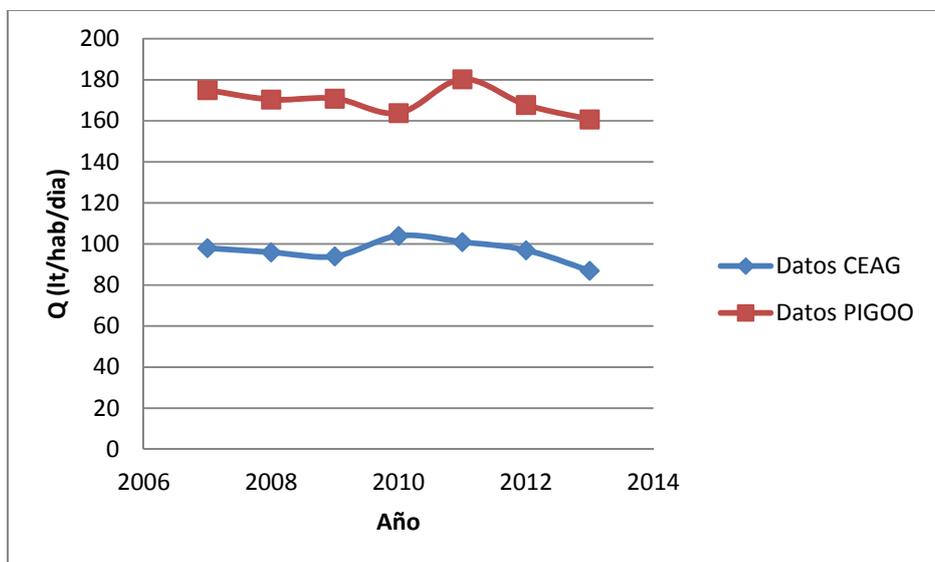
La figura 1 muestra los valores de dotación. La dotación es el valor que se obtiene es la cantidad de agua extraída por cada habitante servido, considerando pérdidas de agua en el sistema.

Figura 1. Dotación



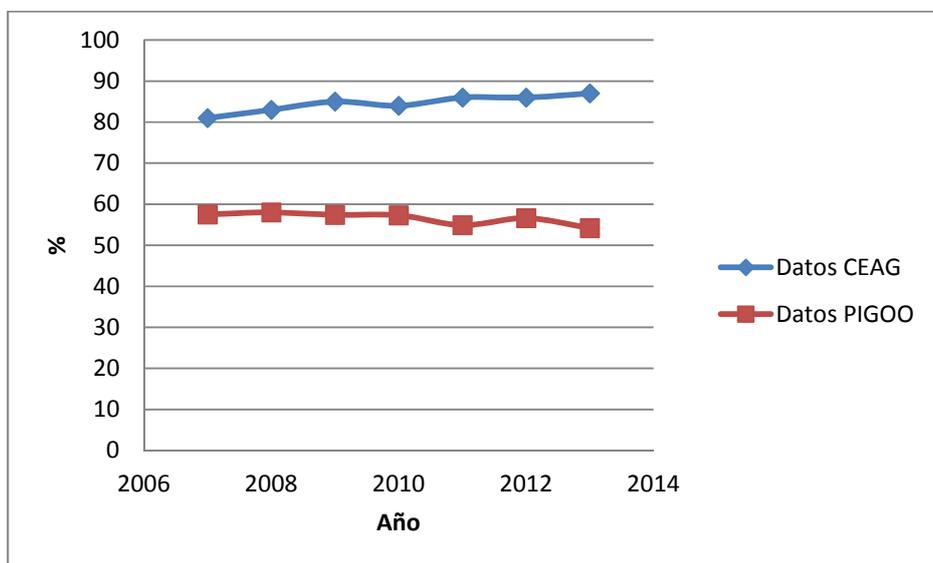
El consumo es el volumen promedio de agua que un usuario doméstico consume al día. Las tendencias de las empresas de agua potable que registra la CEAG y que registra PIGOO se muestran en la figura 2.

Figura 2. Consumo



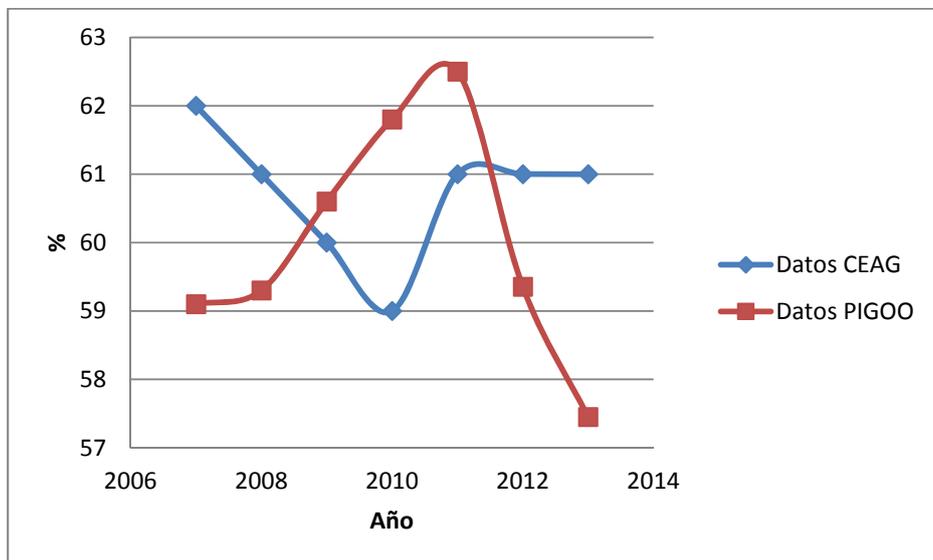
La micromedición es el indicador da a conocer el grado de medición de consumos a los usuarios. También permite evaluar la confiabilidad de las eficiencias estimadas. Mientras más alta es la cobertura de medición, el dato de volumen facturado será más confiable. En la figura 3 se pueden observar los valores que han reportado las empresas municipales de agua potable a la CEAG y a PIGOO.

Figura 3. Micromedición



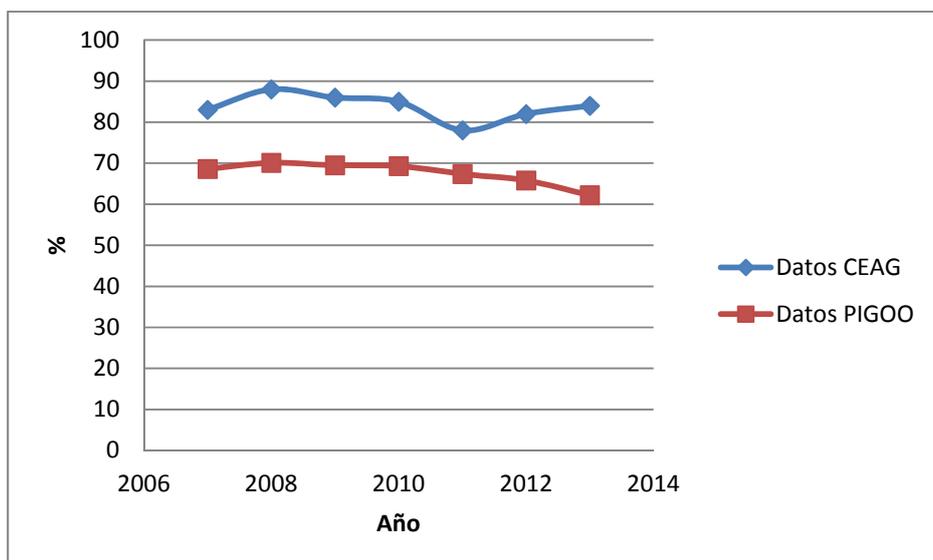
La eficiencia física refleja el grado de competencia que se tiene en la entrega del agua en la red. La confiabilidad de este indicador recae en las buenas prácticas de medición de volúmenes (producido y consumido). En la figura 4 se observan los datos de empresas de Guanajuato y de todo el país.

Figura 4. Eficiencia física



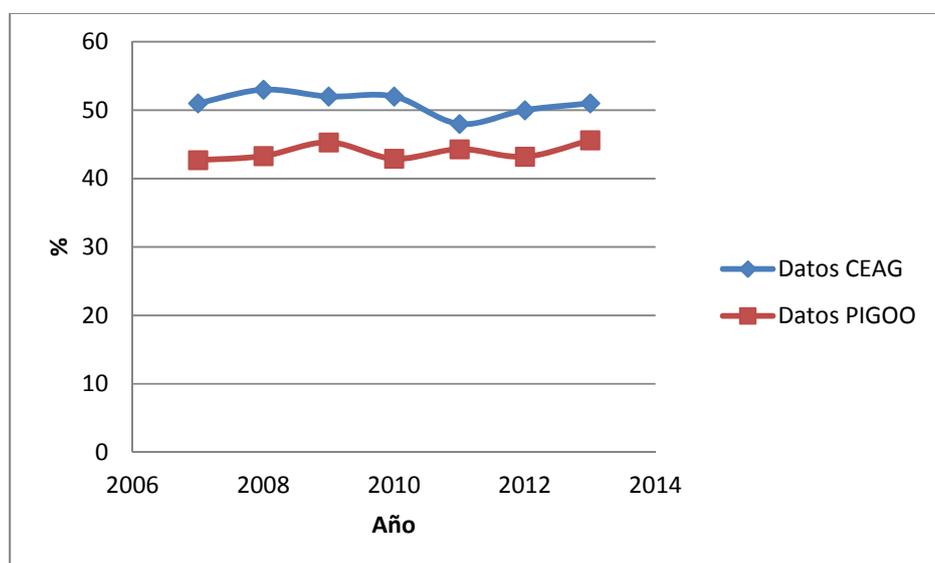
En la figura 5 se muestran los datos de eficiencia comercial, la cual indica la capacidad de los Organismos para cobrar el agua que factura.

Figura 5. Eficiencia comercial



La eficiencia global se obtiene al multiplicar el % de la eficiencia física por el % de la eficiencia comercial. Por tanto da un panorama integral del desempeño de los organismos prestadores del servicio de agua potable. En la figura 6 se muestran los datos de CEAG y PIGOO.

Figura 6. Eficiencia global



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con este trabajo se puede concluir que los indicadores de gestión pueden contribuir en la mejora de la administración de cualquier empresa prestadora de servicios ya que como lo hemos mencionado, ayuda a obtener mayores utilidades y satisfacer de mejor manera a los consumidores.

En cuanto a los indicadores presentados en las tablas 1-6, se puede decir que en comparación con el resto del país, el estado de Guanajuato presenta un buen nivel de servicios, así como en utilidades obtenidas. Es importante mencionar, por ejemplo, el consumo de los habitantes del estado de Guanajuato está casi 60 lt/hab/día por debajo que la media del resto del país, esto puede deberse a la conciencia que se ha generado en este estado. También se hace mención a que en cuanto infraestructura el nivel es aceptable, ya que por ejemplo, en las micromediciones de los municipios del estado de Guanajuato, la media está 30% por encima que la del resto del país. Ahora bien, como empresa la eficiencia es importante, por ejemplo, la eficiencia física se ha mejorado un 2%, mientras que en la media del resto del país decayó un 5%. Respecto a la eficiencia comercial, el estado de Guanajuato se ha mantenido en el rango de entre el 80% y el 85%, lo que representa un 20% más que la media presentada por el PIGOO. Para finalizar, la eficiencia global en el estado de Guanajuato también ha obtenido buenos resultados, ya que la media del estado se encuentra un 5% arriba de la media del resto del país presentada por el PIGOO.

Aunque en el estado de Guanajuato se considera que se lleva a cabo una buena administración en las empresas de agua potable, no cabe duda de que siempre es posible mejorar. Por ejemplo, aunque la media en el estado de Guanajuato referente a la eficiencia global es mayor a la media del resto del país, es importante mencionar que tener el 50% no es positivo, este valor nos está marcando que hasta ahora hay muchas cosas que mejorar, algunas que cambiar, y otras que seguir trabajando.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad de Guanajuato por el apoyo recibido en la convocatoria institucional DAIP 2014, para el proyecto “Evaluación de los costos asociados a las pérdidas de agua en redes de abastecimiento del estado de Guanajuato”.

## **REFERENCIAS**

ADERASA (Asociación de entes reguladores de agua potable y saneamiento de las Américas) (2012) Informe anual. pp. 58. Recuperado de: [http://www.ib-net.org/docs/aderasa\\_2012.pdf](http://www.ib-net.org/docs/aderasa_2012.pdf).

Abbott M, Cohen B. (2009) Productivity and efficiency in the water industry. *Utilities Policy*, Volume 17, Issues 3–4, September–December, Pages 233-244, ISSN 0957-1787, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jup.2009.05.001>.

CEAG (Comisión Estatal del Agua del Estado de Guanajuato) (2013) Diagnóstico sectorial de agua potable y saneamiento.

CONAGUA (Comisión Nacional del Agua) (2012) Manual de incremento de eficiencia física, hidráulica y energética en sistemas de agua potable. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Nogueira Vilanova MR; Magalhães Filho P; Perrella Balestieri JA. (2015) Performance measurement and indicators for water supply management: Review and international cases, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Volume 43, March, Pages 1-12, ISSN 1364-0321, <http://dx.doi.org/10.1016/j.rser.2014.11.043>.

PIGOO (Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua). Recuperado de <http://www.pigoo.gob.mx/>. Sitio en actualización (Indicadores actualizados por ciudad al 09 de septiembre de 2014), consultado junio 2015.

## Capítulo 8. Gestión del agua potable en China

*Ruiz Solorio Gerardo*

Universidad Nacional Autónoma de México (México) grs@unam.mx

---

**RESUMEN.** La prestación de servicios urbanos de calidad es fundamental para sostener el crecimiento de China, como una transición a una economía de mercado, los servicios de agua potable evolucionan en empresas comercialmente viables bajo la supervisión del gobierno. Grandes procesos enfrenta los servicios públicos de agua, incluyendo la rápida urbanización, gran desigualdad en el servicio y la grave escasez de agua. Las ciudades deben prestar el servicio dentro de un complejo mosaico de políticas y reglamentos provistos por los gobiernos nacionales y provinciales. En China, como en todo el mundo, el agua es también un asunto político sensible, el gobierno está dispuesto a proporcionar el servicio, pero también en sintonía con la necesidad de garantizar que las tarifas sean socialmente aceptables. En este trabajo se presenta un marco estratégico y un conjunto de recomendaciones para abordar estos desafíos y acelerar mejoras en servicios públicos de agua urbana de China.

**ABSTRACT.** The provision of quality urban services is essential to sustain China's growth, as a transition to a market economy, the potable water services are evolving in commercially viable enterprises under the supervision of the Government. Large processes faces public water services, including rapid urbanization, high inequality in service and the severe shortage of water. The cities must provide the service within a complex mosaic of policies and regulations provided by the national and provincial governments. In China, as the world, water is also a sensitive political issue, the Government is willing to provide the service, but also in line with the need to ensure that the rates they are socially acceptable. This paper presents a strategic framework and a set of recommendations to address these challenges and accelerate improvements in public services of China urban water.

---

Palabras clave: Gestión del agua, riego, tarifas, China.

Keywords: Water management, irrigation, tariffs, China

## INTRODUCCIÓN

La prestación de servicios urbanos de calidad es fundamental para sostener el crecimiento de China, como una transición a una economía de mercado, los servicios de agua potable evolucionan en empresas comercialmente viables bajo la supervisión del gobierno. Grandes procesos enfrenta los servicios públicos de agua, incluyendo la rápida urbanización, gran desigualdad en el servicio y la grave escasez de agua. Las ciudades deben prestar el servicio dentro de un complejo mosaico de políticas y reglamentos provistos por los gobiernos nacionales y provinciales. En China, como en todo el mundo, el agua es también un asunto político sensible, el gobierno está dispuesto a proporcionar el servicio, pero también en sintonía con la necesidad de garantizar que las tarifas sean socialmente aceptables. En este trabajo se presenta un marco estratégico y un conjunto de recomendaciones para abordar estos desafíos y acelerar mejoras en servicios públicos de agua urbana de China.

## ANTECEDENTES

Situada en el Este de Asia, China (Zhong Guo) es el nombre corto de la República Popular de China (Zhonghua Renmin Gongheguo), en la Figura 1 se presenta la división política de China. Se conforma de 23 provincias (sheng); 5 regiones autónomas (zizhiqu); 4 municipalidades y 2 regiones administrativas (Hong Kong y Macao).

Figura 1. División política de la República Popular de China



Existe seis niveles de gobierno, compuesto de la siguiente forma: 1 Gobierno central; 31 provincias; 15 sub-provincias; 332 ciudades; 2860 distritos y 44,850 municipios. La estructura básica del gobierno Chino es muy parecida a la del gobierno Mexicano, que se presenta en forma esquemática en la Figura 2.

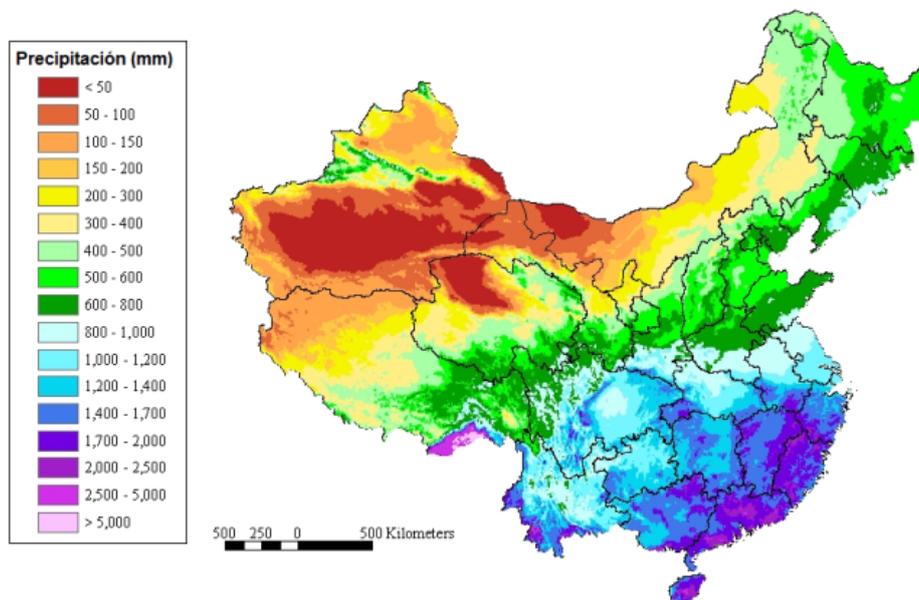
Figura 2. Estructura principal del gobierno Chino



### SITUACIÓN DEL AGUA, RIEGO Y DRENAJE

Las áreas totales de China son 9,6 millones de kilómetros cuadrados, casi 5 veces el territorio de México. El 33% es montañoso, 26% de mesetas, 19% de cuencas, 12% de llanuras y el 10% de colinas. En una palabra, dos tercios de la superficie total del país son montañosos y escarpados.

Figura 3. Precipitación media anual en China



Los rangos de precipitación anual es de más de 1500 mm en las zonas costeras del sur oriental a menos de 50 mm en las zonas interiores de la región noroeste, ver Figura 3. Hay poca lluvia desde noviembre a marzo y 60% a 80% de las precipitaciones a lo largo del país se concentra en el período

comprendido entre junio y septiembre y es la causa de grandes dificultades para el desarrollo y la utilización de los recursos hídricos.

En la agricultura China, se considera a Shennong como “Divino Agricultor”, también como el emperador de los cinco granos, quien vivió hace 5,000 años y fue gobernante de China. Se la asocia con varios inventos que incluyen el azadón, pala, hacha, perforadora de pozos, del riego agrícola, conservación de semillas utilizando orina de caballo hervida, la jornada semanal de los agricultores, el calendario chino de 24 divisiones.

En 1999, la producción agrícola de China continuó desarrollándose de una manera integral y los productos de grano, algodón y cultivos de aceite aumentaron en un 66.7, 76.7 y 400%, respectivamente, en 1978. Como resultado, finalmente fue superada la escasez crónica de los principales productos agrícolas, lo que inquietaba a los campesinos chinos durante cientos de años. Actualmente en China la gestión del agua se realiza por medio de 420 distritos de riego, 5,600 distritos de riego medio y aproximadamente 10 millones de distritos de riego pequeños; que se organizan por medio de las Asociaciones de Agricultores de Usuarios del Agua (WUA) y como es que un agricultor puede ser propietario de una “mǔ (畝 o 市亩)”, que es una medida milenaria del área, formando asociaciones con otros propietarios de condiciones similares. La gestión del agua es el contenido principal para la administración de los sistemas de riego y drenaje; que juega un papel muy importante en la planeación de nuevos distritos de riego.

China es un país grande, con una enorme población y pocas áreas de tierras cultivadas, también los recursos del agua son escasos y con frecuentes desastres como sequías e inundaciones. La característica principal de los recursos hídricos en China es la distribución no uniforme, como se muestra en la Tabla 1, las zonas del norte de China representaron el 64% de las áreas nacionales, pero sólo ocupa el 19% de los recursos hídricos. Al contrario en la parte sur de China que representa el 36% de las áreas nacionales, pero ocupa más del 81% de los recursos hídricos. Se divide el territorio en las tres regiones de las cuentas Huang, Huai y Hai, representa el 38.5% del total de la tierra cultivada y el 34% de la población, pero sólo ocupa el 7.5% de los recursos hídricos totales, (Zhinong, 2011).

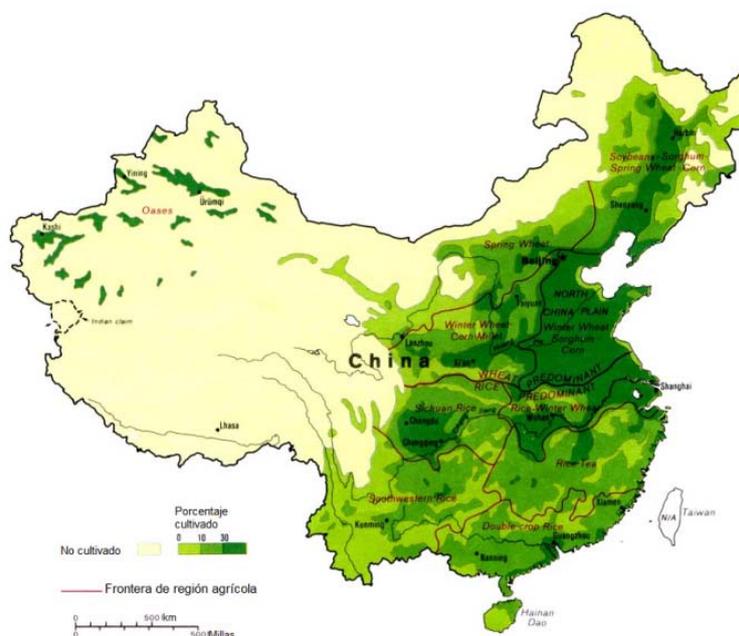
Tabla 1. Distribución de la agua, área cultivada y población en China

Sistema	Región	Agua	Población	Área cultivada
		[%]	[%]	[%]
I	Noreste	6.9	10.0	19.8
II	Hai-Luan He	1.5	10.0	10.9
III	Huai He	3.4	16.0	14.9
IV	Huang He	2.6	8.0	12.7
	<b>II+III+IV</b>	<b>7.5</b>	<b>34.0</b>	<b>38.5</b>
V	Chang Jiang	34.2	34.0	24.0
VI	Sur	16.8	12.0	6.8
VII	Sureste	9.2	6.0	3.2
VIII	Suroeste	20.8	2.0	1.7
	<b>V+VI+VII+VIII</b>	<b>81.0</b>	<b>54.0</b>	<b>35.7</b>
IX	Interior	4.6	2.0	5.8

Dependiendo de las diferentes regiones, los requerimientos de agua para los diferentes cultivos y la línea de contorno de la precipitación anual, el país se divide en tres principales zonas: zona de riego

perenne con menos de 400 mm de la precipitación media anual; zona de riego inestable con más de 400 mm a menos de 1000 mm; zona de riego de arroz con más de 1000 mm, como se muestra en la Ilustración 4, (Wen, 2000).

Figura 4. Principales zonas de riego en China



Zona de riego de perenne: Ubicada en regiones áridas y semiáridas. Debido a la falta de lluvia para alcanzar suelos ricos en nutrientes, el riego es perenne y una condición necesaria para el desarrollo de la agricultura. El índice de requisito de riego (como la tasa entre agua de riego y las necesidades de agua de cultivo) es del 50% al 60%.

Esta área puede dividirse dos sub-zonas, (1) región interior Noroeste que incluye Qinghai, Xinjiang, el corredor Hexi en Gansu y la meseta de Alxa en Mongolia interior. Esta zona se encuentra alejada del océano, con muy poca lluvia, la precipitación anual es inferior a 200 mm y algunas regiones menores a los 100 mm, con una evaporación entre los 2000 a 3000 mm. Son las áreas más secas en China, sin riego no hay agricultura y los recursos hídricos es el factor más restrictivo para el desarrollo de esta región; (2) Zona superior y media del río Amarillo que incluye Guansu, Ningxia, Shanxi, Shaanxi y el área de Mongolia interior. La mayoría de esta región pertenece a la meseta de Loess. Las precipitaciones anuales de 200 mm en el Oeste se incrementa a 400 mm en el Sureste del país, entre el 70% al 80% de la precipitación total se concentra en agosto y septiembre con graves causas de erosión en los suelos.

Zona inestable de irrigación: Incluye las regiones de Huang, Huai, Hai y áreas del Noreste. Debido al fuerte impacto del viento estacional, la precipitación se presenta con bastante tiempo y en forma variable en el espacio, así que los cultivos tienen mucha inestabilidad para el riego y drenaje.

Los cultivos secos en esta región pueden llevarse a cabo, por el temporal, pero debe tener la condición de infraestructura de drenaje y riego. Esta área se puede dividir en dos sub-zonas, como: (1) región Huang, Huai y Hai que incluye a Hebei, Henan, Shandong, norte de Jiangsu, norte de Anhui y dos ciudades como Beijing, Tianjum. Esta zona se ubica en las llanuras aluviales aguas abajo del río amarillo, río Huaihe y del río Haihe. La precipitación media anual es de 500 mm a 900 mm, pero 60% a 80% de las precipitaciones se presentan de junio a septiembre; (2) en la región Noreste que es la

más crítica se compone por las provincias de Liaoning, Jilin, Helongjiang y Oriente de Mongolia interior. La precipitación anual es de aproximadamente 300 mm a 900 mm con un aumento del oeste al este, pero es todavía desigual la distribución, presentándose más del 60% durante julio a septiembre y sólo del 10% al 15% durante abril y mayo.

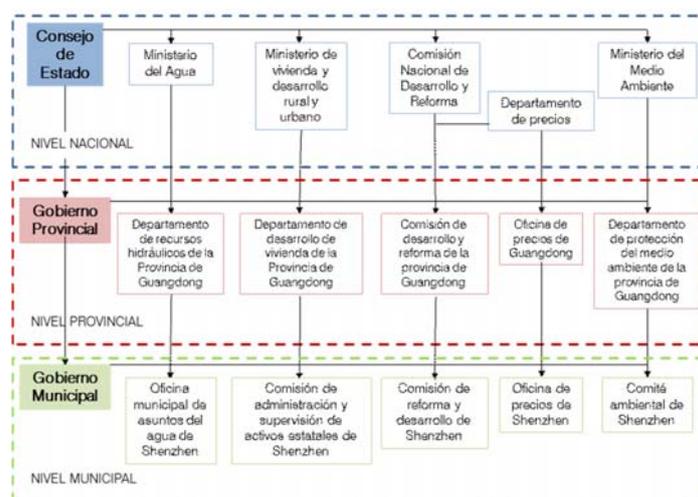
Zona de riego de arroz: Incluye la región media y aguas abajo del río Chang, Zhu Jiang, Min Jiang y las regiones Suroeste. La mayoría de las áreas tienen un suelo ácido. Estas áreas son las bases de producción de arroz más importantes.

Debido a la desigual distribución de las precipitaciones en las estaciones y en el año, por lo que el cultivo de arroz aún necesita riego complementario. Esta área puede dividirse tres sub-zonas, como: (1) Región media y aguas abajo del río Chang incluyendo partes de Hunan, Hubei, Jiangxi, Zhejiang, Shanghai y parte de Jiangsu y Anhui. En toda la región existe un clima subtropical, cálido y húmedo, la precipitación media anual es de alrededor de 800 mm y 1800 mm, entre los meses de abril a octubre, la temporada de inundaciones se presenta entre los meses de julio a septiembre; (2) La región Zhu Jiang y Min Jiang incluyendo Guangdong, Guangxi, Fujian y Hainan. Esta área pertenece a un clima subtropical y tropical, la precipitación media anual es alrededor de 1000 mm a 2000 mm; (3) región Suroeste incluye las regiones de Yunnan, Guizhou, Sichuan y parte área de Xizang (Tíbet). Toda la región pertenecen a un clima subtropical y tropical, la precipitación anual es de unos 1000 mm a 1500 mm con abundancia de recursos de luz, calor y agua.

## GESTIÓN DEL AGUA POTABLE EN SHENZHEN, CHINA

Durante 1998 la gestión del agua potable en la región de Shenzhen, China se determinó modificar el sistema de inversión del agua, orientado por el Gobierno (Estado) y por empresas privadas. En 2001 el grupo del agua de Shenzhen se fusionó con la Compañía de Suministro del agua de Shenzhen con el Departamento de Administración del agua de Shenzhen. La Comisión de Administración y Supervisión de activos estatales de Shenzhen (SZSASAC) asumió la gestión de los activos del agua. Shenzhen Water Group (SZWG) es la primera empresa en proporcionar abastecimiento del agua y servicios de alcantarillado, ver Figura 5. El Gobierno Municipal de Shenzhen decidió elegir cinco empresas estatales en los campos de energía, gas, alimentos, transporte público y servicios de agua; por medio de una licitación pública internacional, Browder (2007).

Figura 5. Marco institucional de la gobernanza del agua en Shenzhen, China.

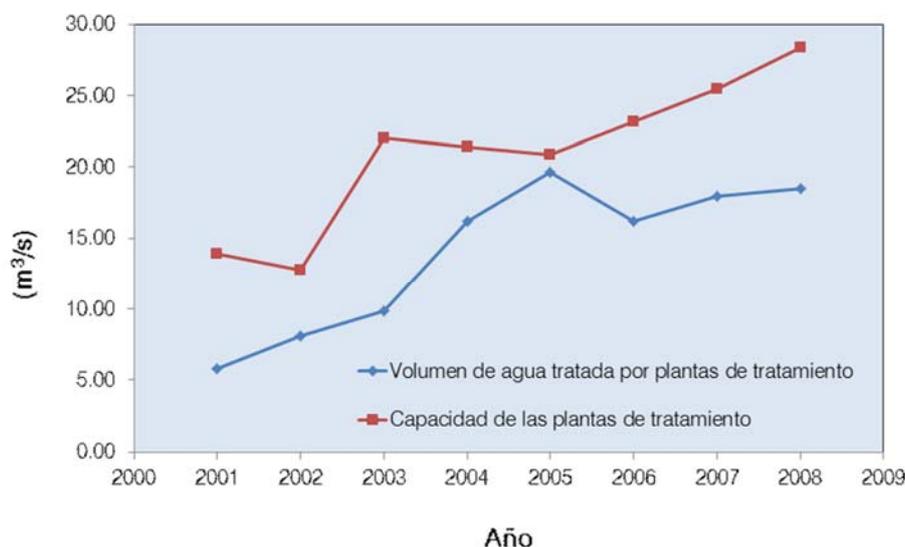


Veolia Water y Beijing Capital Group adquieren un 45% de las acciones de Shenzhen Water Group (SZWG). Fue la más grande fusión y adquisición en el sector del agua de China y la segunda más grande del mundo hasta el momento. El 23 de agosto de 2004, SZWG completó su transformación de una empresa de propiedad estatal a una empresa conjunta, aprobada por el Ministerio de comercio. Uno de los logros fue la adecuación de las tarifas del agua potable como se muestra en la Tabla 2 y en la Ilustración 6 se muestra el volumen de agua tratada a lo larga de la entrada de la nueva administración.

Tabla 2. Tarifas del agua en Shenzhen, China.

Usuarios		Tarifas del agua [\$/m <sup>3</sup> ]		
		2000 - 2004	2004 - 2012	2013
Doméstico	Hogares [m <sup>3</sup> /hogar/mes]	62.0 (abajo de 22 m <sup>3</sup> )	62.0 (abajo de 22 m <sup>3</sup> )	62.0 (abajo de 22 m <sup>3</sup> )
		93.0 (23 - 30 m <sup>3</sup> )	93.0 (23 - 30 m <sup>3</sup> )	93.0 (23 - 30 m <sup>3</sup> )
		124.0 (arriba de 31 m <sup>3</sup> )	124.0 (arriba de 31 m <sup>3</sup> )	124.0 (arriba de 31 m <sup>3</sup> )
	Medición por volumen [m <sup>3</sup> /hab/mes]	62.0 (abajo de 5 m <sup>3</sup> )	62.0 (abajo de 5 m <sup>3</sup> )	62.0 (abajo de 5 m <sup>3</sup> )
		93.2 (6 - 7 m <sup>3</sup> )	93.2 (6 - 7 m <sup>3</sup> )	93.2 (6 - 7 m <sup>3</sup> )
		124.0 (arriba de 8 m <sup>3</sup> )	124.0 (arriba de 8 m <sup>3</sup> )	124.0 (arriba de 8 m <sup>3</sup> )
Industrial		90.5	90.5	90.5
Servicio público		89.0	89.0	89.0
Comercial		90.5	90.5	90.5
Especial		405.0	405.0	405.0

Figura 6. Volumen total de agua tratada en Shenzhen, China.



## REFORMA ORIENTADA AL MERCADO EN EL SECTOR DEL AGUA.

Durante mucho tiempo, Shenzhen ha estado explorando la posibilidad de una reforma orientada al mercado en el sector del agua. Aunque, también exploró otras maneras de diversificar la estructura de la propiedad del agua y así eliminar las restricciones sobre el uso del agua. Dicha reforma orientada al mercado del agua en Shenzhen tiene las siguientes características:

La transferencia de acciones de SZWG había diversificado su propiedad y conducido a avanzar en la transformación del papel del gobierno. El éxito de separar las intervenciones gubernamentales en las operaciones del negocio y las funciones de gobierno de gestión de activos fue propicio para la mejora del sistema regulatorio del agua. Se tiene una relación entre el gobierno y las empresas, por medio de los departamentos de regulación que entraron en vigor con la nueva reglamentación, a partir de esta regulación el gobierno tiene un papel más eficaz en dicha regulación.

El proyecto de transferencia de equidad para SZWG se llevó a cabo en paralelo con la aplicación de las legislaciones para concesiones en Shenzhen. Para asegurar el éxito de la concesión de SZWG y ofrecer protección institucional, el gobierno de Shenzhen promulgó el primer conjunto de medidas en el PRC para la administración de las concesiones de servicios públicos municipales.

## **CONCLUSIONES**

Durante los últimos años la inversión realizada por el gobierno de China a la gestión del agua potable es enorme, se empieza a consolidar centros de investigación para formar su propia tecnología y ofrecerla al mundo; cuenta con características muy parecidas a México, esa es una de las razones del porque estudiar lo que se está realizando en ese país.

Un factor importante es la gestión del agua de los sistemas de agua potable, ya que han podido hacer partícipe al pequeño, mediano y grandes usuarios de las mega ciudades con las que tiene China.

Basado en el análisis del desarrollo del sector del agua de Shenzhen, se puede ver que su desarrollo y reformas avanzan continuamente mientras se aprende de la experiencia. El desarrollo de asuntos hídricos en Shenzhen es de gran importancia no sólo en la República Popular China, también ofrece lecciones para otras ciudades de Asia y el mundo.

Con el rápido desarrollo del sector agua en Shenzhen, un cambio significativo ocurrió durante la última década. En su sector de abastecimiento de agua, suministro de agua anual total aumentó de 795.96 millones de m<sup>3</sup> en 1998 a 1.57 billones de m<sup>3</sup> en 2008. Mientras tanto, la capacidad de suministro de agua potable creció progresivamente, aumentando de 3.39 millones de m<sup>3</sup> por día en 1998 a 6,70 millones de m<sup>3</sup> por día en 2008 (Shenzhen Statistics Bureau 1999, 2009). Se logró la cobertura de abastecimiento de agua completo desde 2006. En la industria de tratamiento de aguas residuales, la cantidad de aguas residuales tratadas anualmente creció de 191.49 millones de m<sup>3</sup> en 2001 a 787.18 millones de m<sup>3</sup> en 2008, y la tasa de tratamiento aumentó de 52.81% en 2001 a 62.67% en 2008.

Shenzhen ha establecido un sistema de gestión del agua urbana integrada, existen tres acuerdos comunes en el sector del agua en la República Popular de China. Shenzhen ha adoptado el tipo de organización en la que servicios de agua y aguas residuales son supervisados por la misma oficina matriz agua. La SZMWAB (Shenzhen Municipal Water Affairs Bureau, Oficina Municipal de Shenzhen de Asuntos del Agua) es la encargada de los asuntos del agua.

Como resultado, la ciudad puede evitar posibles conflictos entre las agencias gubernamentales debido a la superposición de funciones y hacer las responsabilidades de cada municipalidad. Aunque conservan algunos departamentos del gobierno varias funciones relacionadas con la gestión del agua, las funciones son claras, y el mecanismo de coordinación es suficiente para permitirles resolver problemas de gestión de agua rápidamente y en forma cooperativa. Después de varios años de esfuerzos, Shenzhen ha formado un sistema legal y un avanzado sistema operativo para la gestión del

agua. El primero ha proporcionado la Fundación y la salvaguardia para la reforma y el desarrollo en el sector del agua.

### **Reconocimientos**

El autor agradece al Ministerio de Comercio de la República Popular de China y al Centro Internacional de Intercambio de la Zona Demostrativa de Alta Tecnología Agrícola de Yangling, en la provincia de Shaanxi por el patrocinio y a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para la realización de dicho trabajo.

### **Referencias**

Browder, G.J., Xie, S., Kim, Y., Gu, L., Lixin, F., Fan, M. y Ehrhardt, D. Stepping Up: Improving the Performance of China's an Urban Water Utilities. Washington DC: The International Bank for Reconstruction and Development/The World Bank, 2007.

Shenzhen Statistics Bureau. Shenzhen National Economic and Social Development Statistical Bulletin 1998. 1999.

Shenzhen Statistics Bureau. Shenzhen National Economic and Social Development Statistical Bulletin 2008. 2009.

Wen, W. y Zhinong, W. The situations of studies and applications in irrigation management for agriculture export system. Water Saving Irrigation, Vol. 5, 2000.

Zhinong, W. International Training Workshop on water saving irrigation of arid and semi-arid areas in the developing countries. Apuntes de curso, 2011.

## Capítulo 9. Medidas híbridas para el análisis de la resiliencia de redes de distribución de agua

*Manuel Herrera (1), Edo Abraham (1), Robert Wright (1), Joaquín Izquierdo (2), Rafael Pérez-García (2)*

(1) Imperial College London, (United Kingdom) {a.herrera-fernandez; robert.wright07; edo.abraham04}@imperial.ac.uk

(2) FluIng-IMM – Universitat Politècnica de València (España) {jizquier; rperez}@upv.es

---

**RESUMEN.** La resiliencia hidráulica puede ser formulada como una medida de la capacidad de la red de distribución de agua de mantener un nivel de servicio mínimo bajo condiciones de fallo. Este artículo explora un modelo híbrido que une medidas de resiliencia hidráulica y de teoría de grafos. La propuesta es extender el concepto de distancia geodésica en las tuberías teniendo en cuenta pérdidas de energía asociadas con el caudal. Nuevos algoritmos basados en caminatas aleatorias evalúan rutas hidráulicamente factibles e identifican diferentes niveles de resiliencia en nodos. Aquellos de menor valor en dicha evaluación son analizados en una segunda fase, considerando la disponibilidad y capacidad de sus rutas de abastecimiento.

**ABSTRACT.** Hydraulic resilience can be formulated as a measure of the ability of a water distribution network to maintain a minimum level of service under operational and failure conditions. This paper explores a hybrid approach to bridge the gap between graph-theoretic and hydraulic measures of resilience. We extend the concept of geodesic distance of a pipeline by taking into account energy losses associated with flow. New random-walk algorithms evaluate hydraulically feasible routes and identify nodes with different levels of hydraulic resilience. The nodes with the lowest scores are further analysed by considering the availability and capacity of their supply routes.

---

Palabras clave: redes de distribución de agua, resiliencia en redes, teoría de grafos, redes complejas

Keywords: water distribution systems, network resilience, graph theory, complex networks

## INTRODUCCIÓN

La resiliencia puede entenderse como la capacidad de un sistema para mantener su nivel de rendimiento bajo alteraciones de su estado normal. Para estimarla, generalmente se mide la capacidad de dicho sistema para hacer frente a escenarios adversos mediante la absorción de efectos no deseables sobre sus operaciones; adaptándose al nuevo entorno operativo (Strigini, 2012). El análisis de la resiliencia de una red es cada vez más importante en diferentes aplicaciones, que van desde redes de transporte a sistemas informáticos y de comunicaciones (Meyer, 2009). El concepto de resiliencia también se utiliza para medir la capacidad de los seres humanos y sistemas ecológicos de hacer frente a situaciones extremas tales como traumas, estrés o desastres naturales, respectivamente (Atkinson et al., 2009; Manyena, 2006).

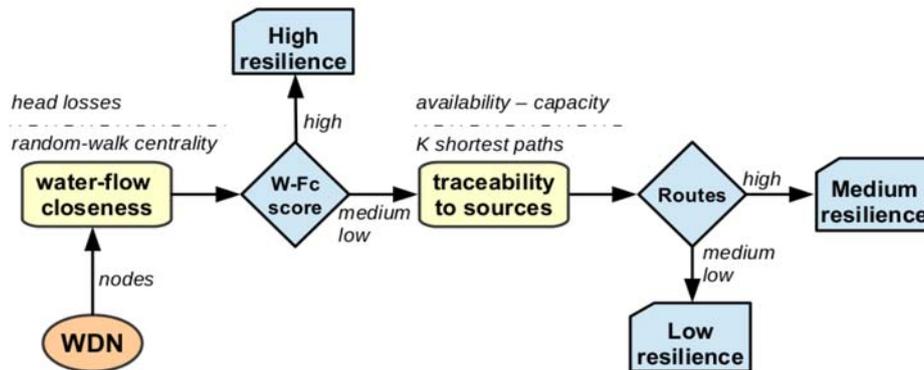
No hay una definición universalmente aceptada de resiliencia de una red de distribución de agua (WDN). Un método usual se basa en el trabajo de Todini, 2000; donde la resiliencia hidráulica se formula como una medida de la capacidad de la red de sobreponerse a condiciones de fallo en el abastecimiento. Todini, 2000, propuso un índice de resiliencia basado en un análisis de flujo de la red en estado estacionario y la energía que queda disipada por las tuberías. Desde esta perspectiva, la resiliencia de una red de agua es una medida del excedente de energía disponible en el abastecimiento. Basándose en este índice se encuentra varios trabajos recientes: este es el caso de Raad (2010), que estiman medidas sustitutivas del índice de Todini centrándose en el diseño de la red. Por otro lado, di Nardo et al., 2014, incluyeron este índice en su metodología para sectorizar una WDN, mientras que Baños et al., 2011, propusieron su extensión, considerando fallos de la red bajo una amplia variedad de escenarios de demanda. Otras aproximaciones las dieron Prasad & Park, 2004, quienes adaptaron el índice de Todini incorporando efectos tanto de exceso de presión como de fiabilidad de la parte mallada de la red. Jayaram & Srinivasan, 2008, extendieron este último trabajo considerando redes con múltiples puntos de abastecimiento. Por último, Wright et al., 2014, evaluaron la resiliencia de la red considerando topologías dinámicas y la cantidad de demanda satisfecha en caso de eventos no deseados.

La investigación sigue abierta en todas las anteriores aproximaciones a la resiliencia, dado que la combinación de posibles escenarios de fallo crece exponencialmente con el tamaño de la WDN (Berardi et al, 2014). Además del número computacionalmente impracticable de simulaciones hidráulicas necesarias para proseguir estas líneas de investigación, también se dan inconsistencias en la precisión de los modelos al tratar con escenarios que perturban el estado estacionario de la red (Gupta et al., 1994). Trifunovic, 2012, explora propiedades hidráulicas de la red basándose en análisis estadísticos de parámetros como presión o demanda, para proponer evaluar la resiliencia basándose en los resultados obtenidos, que de nuevo son válidos en condiciones regulares de distribución pero pueden no serlo en caso de trabajar en situaciones de fallo (Giustolisi et al., 2008). Como alternativa, ciertos índices basados en teoría de grafos han sido directamente relacionados con la evaluación de la resiliencia de la WDN (Yazdani et al., 2011).

Este artículo evalúa la resiliencia de WDNs considerando las pérdidas de carga asociadas al caudal como medidas de distancia entre dos puntos diferentes de la red. Esto permite identificar nodos que requieren disipar una gran cantidad de energía para su abastecimiento. Una nueva medida de proximidad central (water-flow closeness centrality, W-Fc) es propuesta y desarrollada para cuantificar esta información. Además de las pérdidas de energía, algunos nodos también pueden tener una escasa conectividad a los puntos de abastecimiento. De esta manera, también calculamos la

disponibilidad y capacidad de las rutas de abastecimiento a estos nodos como un índice adicional. El interés se centra especialmente en identificar nodos de demanda que tengan una baja evaluación en ambas medidas de resiliencia; detectando nodos con las mayores pérdidas de carga y que al mismo tiempo sean de baja conectividad topológica a sus puntos de abastecimiento. El algoritmo de K-caminos más cortos (KSP) es adaptado al estudio de WDNs para calcular dicha conectividad (Herrera et al., 2015a). La Figura 1 resume este proceso combinado de evaluación/clasificación del nivel de resiliencia para los nodos de una red de agua.

Figura 1. Diagrama de flujo del proceso propuesto para identificar nodos de menor resiliencia en una red de distribución de agua.



El resto del documento sigue el siguiente desarrollo: La siguiente sección introduce paradigmas novedosos sobre teoría de grafos en la evaluación de la resiliencia en redes de agua. Se propone así, un modelo híbrido de teoría de grafos fundamentado en ecuaciones hidráulicas. Un estudio experimental es usado para validar el funcionamiento del proceso propuesto, para dar paso a una sección de conclusiones que cierra el artículo con un resumen de las nuevas propuestas.

## MARCO GRÁFICO-TEÓRICO PARA EVALUAR LA RESILIENCIA DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

En este artículo consideramos la abstracción de una WDN como un grafo,  $G=(V, E)$ , sencillo, no dirigido y conectado. Sin embargo, al calcular los valores resultantes del análisis de flujo en estado estacionario, el grafo pasa a considerarse dirigido. Los nodos de este grafo contienen características específicas: uniones, nodos de consumo y puntos de abastecimiento (tanques de almacenamiento y depósitos de agua) tienen diferentes roles en la red que deben ser tenidos en cuenta en los análisis. Los ejes del grafo son esenciales en la distribución de agua; representado tuberías, válvulas y estaciones de bombeo. Estos links tienen también propiedades físicas asociadas, indicando la resistencia o capacidad de distribuir agua de cada uno de ellos. Por ejemplo, el factor de fricción de Darcy-Weisbach,  $f$ , define una relación proporcional entre el gradiente (pérdida de carga) a lo largo de una tubería y la velocidad del fluido pasando a través de ella, tal como indica la Ecuación 1.

$$h_L = f \frac{L v^2}{D 2g} \quad (1)$$

donde  $h_L$  es la pérdida de carga,  $v$  velocidad,  $L$  es la longitud de la tubería,  $D$  su diámetro y  $g$  la aceleración de la gravedad. La ecuación semi-empírica de Darcy-Weisbach (1) relaciona la pérdida de presión debida a fuerzas de fricción a lo largo de la tubería con la velocidad media del flujo. Reemplazando  $v$  en (1) por  $Q/A$ , donde el área de la sección transversal es definida como  $A = \pi D^2/4$ , la expresión puede ser reescrita en términos del caudal,  $q$ , en vez de usar la velocidad

$$h_L = r q^2. \quad (2)$$

El coeficiente  $r$ ,  $r = \frac{8fL}{\pi^2 g D^5}$ , es la resistencia de la tubería.

Para cuantificar la resiliencia, o explicar la importancia relativa de los nodos de demanda (Gutiérrez-Pérez, et al. 2013), utilizamos las leyes de conservación física de las WDNs. La primera de ellas considera que la demanda de agua está distribuida a lo largo de las tuberías, estas demandas se agrupan en las uniones del grafo y están definidas por  $d_i$ , con  $i \in V$ . Para un nodo unión,  $i$ , la ecuación de conservación de masa puede ser escrita como:

$$\sum q_l - \sum q_j = d_i, \quad (3)$$

donde  $d_i$  es la demanda externa (extracción),  $J_{inn}$  y  $J_{outn}$  son los conjuntos de tuberías por donde llega y sale agua, respectivamente, del nodo  $i$ .

La segunda ecuación que debe tenerse en cuenta es la de conservación de la energía. A lo largo del camino entre los nodos  $A$  y  $B$ , unidos por una tubería, la conservación de energía se plantea como sigue:

$$H_A - H_B = \sum h_{L,j} = \sum \text{sign}(q_j) r_j q_j^2. \quad (4)$$

$H_A$  y  $H_B$  son la energía total de los nodos  $A$  y  $B$ ;  $h_{L,j}$ ,  $r_j$ ,  $q_j$  son, respectivamente, la pérdida de carga, su coeficiente de pérdida asociado y el caudal en la tubería  $j$ . La ecuación (4) asume el uso de Darcy-Weisbach para calcular estas pérdidas y  $\text{sign}(q_j)$  tiene en cuenta la dirección del flujo en la tubería para el cálculo de las presiones.

### Medidas de proximidad central basadas en el caudal de agua

La comúnmente aceptada expresión de proximidad central (closeness centrality) se basa en la longitud de los caminos más cortos (5). De esta manera, un nodo tiene una mayor centralidad cuando esta medida de proximidad es menor calculada respecto de los demás nodos. La proximidad puede ser considerada una medida de la distancia que existe en el paso de un flujo específico a través de la red desde un nodo a todos los demás (Newman, 2005; Herrera et al., 2015a).

$$c_C(v) = \frac{n_C}{\sum_{t \neq v} g(t,v)}. \quad (5)$$

$g(t, v)$  denota la longitud del camino más corto entre los nodos  $v$  y  $t$ , y  $n_C$  es una constante normalizadora.

En este trabajo proponemos considerar la distancia entre dos puntos diferentes de una WDN como la energía disipada por el agua que fluye entre esos nodos, tal como muestra la ecuación (2). Además, se tiene en cuenta no sólo el camino más corto, sino todos los caminos posibles que conectan dichos puntos, ponderados como caminatas aleatorias con probabilidad de aparecer en el camino elegido por el caudal inversamente proporcional a la resistencia hidráulica encontrada en la distribución del agua. La ecuaciones (6) y (7) expresan estas consideraciones, en la forma del índice propuesto, al que llamamos *water-flow closeness* (W-Fc):

$$c_{WC}(v) = \frac{n_c}{\sum_{t \neq v} \lambda(t,v)}. \quad (6)$$

En esta ecuación  $n_c = n - 1$  y  $\lambda(t, v)$  está relacionada con las pérdidas de carga según (7):

$$\lambda(t, v) = \min_{I(t,v)} \left\{ \sum_{j=1}^{mIv} \text{sign}(q_j) r_j q_j^2 \right\}, \quad (7)$$

donde  $I(t, v)$  representa el conjunto de todos los caminos conectando los nodos  $t$  y  $v$ ,  $mIv$  es el número de tuberías en  $I(t, v)$ .

### Medida gráfico-teórica de la conectividad a los puntos de abastecimiento

Una medida alternativa de resiliencia de los nodos de una WDN se basa en su conectividad y accesibilidad a los puntos de abastecimiento; calculando medidas sustitutivas de las pérdidas de energía asociadas a diferentes rutas de distribución del agua. Calculamos, por tanto, todas las rutas que conectan un nodo  $i$  a todos los tanques y depósitos de la red  $s_j(i)$ , para cuantificar así la capacidad o menor resistencia de abastecimiento de cada camino. Dado que el cálculo exhaustivo de todas las rutas es prohibitivo, desde un punto de vista computacional, nuestra propuesta se restringe al uso de los  $K$  caminos más cortos (KSP, Eppstein, 1998) que atraviesan la red yendo del nodo  $i$  al punto de abastecimiento  $s_j(i)$ . Un número limitado de  $K$ , entre el 5 y el 10 % del número de nodos de la red (Herrera et al., 2015b), es suficiente para encontrar una medida estable y estadísticamente robusta, que recoge la variabilidad y capacidad de abastecimiento para cada nodo. En el cálculo de este índice, cada ruta es ponderada por su resistencia dada por la fricción que la distribución de agua debe superar para llegar a ser distribuida: un camino más corto es aquel que tiene menor resistencia (o mayor capacidad) en el abastecimiento.

Consideramos las pérdidas de energía a lo largo de una tubería proporcionales a  $L/D^\alpha$ ; donde  $L$  es la longitud y  $D$  el diámetro de la tubería,  $\alpha = \{4,5\}$ . Este ratio puede usarse para ponderar cada ruta en el cálculo de los caminos más cortos, proporcionando a la medida una cierta estimación del gasto energético del abastecimiento tal como expresa la ecuación (2). Así, obtenemos la expresión del índice en la ecuación (8):

$$I_{G.T}(i) = \sum_{s=1}^S \frac{1}{K} \left\{ \sum_{m=1}^M \frac{1}{g(k,s)} \right\}, \quad (8)$$

$S$  es el número total de puntos de abastecimiento de la red y  $g(k,s)$  es una medida sustitutiva de la pérdida de energía (dificultad de transmisión) asociada al  $k$ -ésimo camino al punto de abastecimiento  $s$ . Dicha medida de pérdida de energía viene dada por la ecuación (9):

$$I_{G.T}(i) = \frac{\sum_{m=1}^M L_m}{D_m^{\alpha}}, \quad (9)$$

donde  $M$  es el número de tuberías de la ruta  $k$ .

Para un nodo dado  $i$  y su correspondiente punto de abastecimiento  $s$ , los  $K$  menores valores de  $g(\cdot)$  están calculados por el algoritmo KSP. La ecuación (9) desarrolla una medida de resiliencia para el nodo  $i$ -ésimo en el cual las  $K$  rutas más cortas a tanques y depósitos son ponderadas por la capacidad de cada una de ellas. El algoritmo KSP devuelve infinito si no encuentra un camino para el origen-destino objetivo. El índice  $I_{G.T}$  tiene en cuenta tanto la calidad de los caminos de la distribución como el número de puntos de abastecimiento. En la siguiente sección estudiamos una combinación de estos dos índices, W-Fc e  $I_{G.T}$  usando dos redes de abastecimiento de características diferentes.

## ESTUDIO EXPERIMENTAL

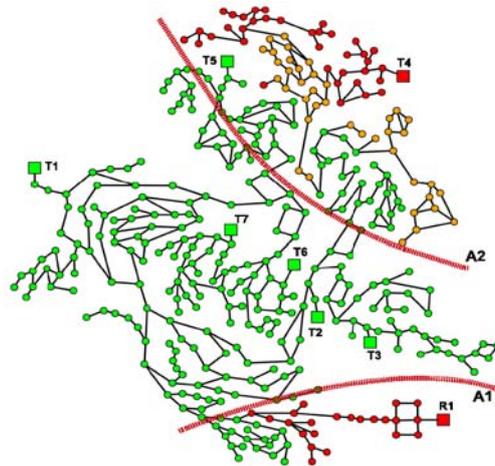
El estudio experimental muestra el funcionamiento del proceso propuesto para identificar nodos de baja resiliencia. Para ello, empleamos dos WDNs de diferente tamaño y topología. El primero es el conocido ejemplo de C-Town (Ostfeld et al., 2012) de estructura marcadamente arbórea y con un sólo depósito de agua. El segundo es un ejemplo real, ya estudiado en su sectorización por Di Nardo et al., 2014. Esta segunda red es de mayor tamaño y topológicamente más mallada que C-Town. Otra gran diferencia entre ambos ejemplos es que este segundo caso-estudio cuenta con un mayor número de depósitos, 18, distribuidos por toda la red.

### Red de C-Town

En la validación del nuevo método presentado para el análisis de la resiliencia en redes de agua, usamos C-Town en primer lugar. Esta red consiste en 333 nodos, 429 tuberías, 4 válvulas, 5 estaciones de bombeo, 7 tanques de almacenamiento elevados y un depósito que suministra agua a toda la red. La Figura 2 muestra dos áreas donde los nodos de bajo W-Fc están localizados de manera predominante: norte del plano (área A2) y cerca del depósito (área A1).

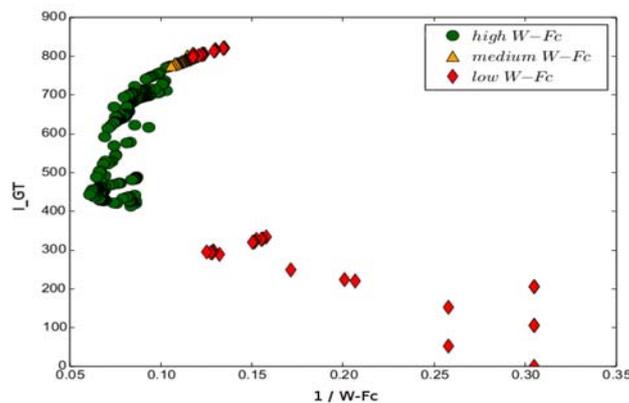
- Área A1: Esta zona depende del depósito y cualquier tanque o punto de abastecimiento auxiliar no puede alcanzar fácilmente a estos nodos.
- Área A2: Esta zona está débilmente conectada con el resto del sistema y su abastecimiento se interrumpe en caso de corte en muchas de las partes de la red.

Figura 2. Disposición de la red de C-Town con nodos de índice W-Fc medio y bajo, marcados en naranja y rojo, respectivamente



Usamos Análisis de links críticos (CLA), basado en la simulación de fallos mediante la percolación aleatoria de tuberías, para continuar con simulaciones hidráulicas y obtener información sobre los nodos más afectados en forma de niveles de presión insuficientes. Los resultados de CLA indican que el 90 % de nodos más frecuentemente afectados por presiones bajas han sido clasificados con un W-Fc medio o bajo; validando así la medida propuesta.

Figura 3. Comparación de los índices W-Fc vs.  $I_{G,T}$  para todos los nodos de la red. Los valores de W-Fc decrecen hacia el lado derecho del eje de abscisas.



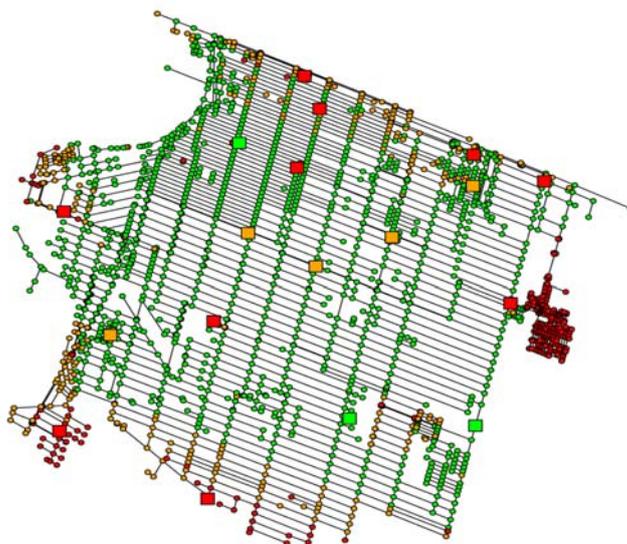
En la Figura 3 hacemos la gráfica de los índices W-Fc e  $I_{G,T}$  en diferentes ejes, añadiendo así la perspectiva de un análisis de conectividad al resultado previo en términos de proximidad (o closeness). De esta forma, aumentamos la precisión en el conocimiento de los nodos de menor resiliencia de la red. La Figura 3 muestra en rojo todos los nodos de bajo W-Fc, que están dispuestos en zonas determinadas de la red: A1 y A2. Pese a que las pérdidas de energía asociadas con las rutas en ambas áreas tienen un similar nivel de baja centralidad, pues las dos áreas están localizadas en la periferia de la WDN; las pérdidas asociadas con sus rutas a los puntos de abastecimiento pueden no ser las mismas. Esto se demuestra claramente en la Figura 3, donde los nodos de bajo W-Fc en A1

tienen una alta conectividad (se sitúan en arriba en la gráfica aunque tendiendo a estar a la derecha de la Figura 3). Esto ocurre porque estos nodos están cerca del depósito, R1, único punto de abastecimiento de agua de la red. Por otro lado, los puntos que también tienen bajo W-Fc en A2 (se sitúan abajo y extremados a la derecha en la Figura 3) muestran unos mínimos en su conectividad a R1 expresados por su también bajo  $I_{G.T}$ . Estos nodos son clasificados como de menor resiliencia de toda la red; dependiendo ésta finalmente, de los niveles tanto de fiabilidad como de llenado de los tanques cercanos al área A2.

### Red de un caso estudio real

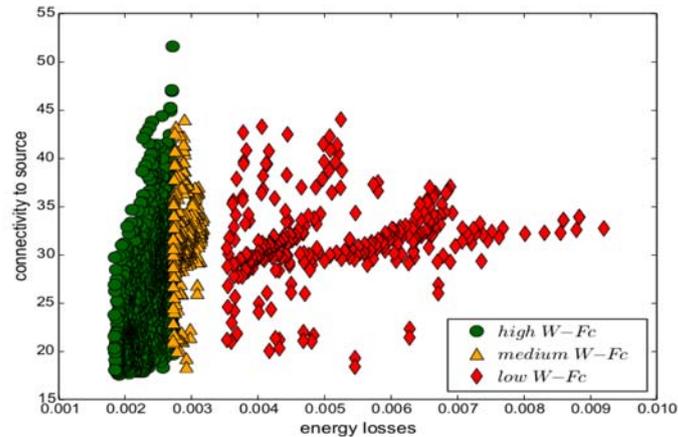
La red de este caso estudio, WDN-SL, es un ejemplo de un sistema de distribución real. Cuenta con 1890 nodos, 2681 tuberías, 18 estaciones de bombeo y 18 depósitos de agua (pozos subterráneos de donde se extrae el agua). La Figura 4 muestra cómo los nodos asociados con medio y bajo W-Fc están emplazados, predominantemente en un sector al este de la población y sobre toda la zona sur del plano.

Figura 4. Disposición de la red WDN-SL con nodos de índice W-Fc medio y bajo, marcados en naranja y rojo, respectivamente



El análisis de links críticos esta vez se realiza mediante la percolación de tuberías pertenecientes a pequeñas zonas colindantes, simulando así fallos en la distribución en más de una tubería cada vez (máximo en un 1 % del total de tuberías). Los resultados de CLA indican que el 80 % de nodos más frecuentemente afectados por presiones bajas han sido clasificados con un W-Fc medio o bajo; de nuevo validando la medida propuesta.

Figura 5. Comparación de los índices W-Fc vs. IGT para todos los nodos de la red. Los valores de W-Fc decrecen hacia el lado derecho del eje de abscisas.



En la Figura 5 hacemos la gráfica de los índices W-Fc e  $I_{G,T}$  en diferentes ejes, añadiendo así la perspectiva de un análisis de conectividad al resultado previo en términos de proximidad (o closeness). En una red muy mallada como la de este caso-estudio y con un número alto de diferentes puntos de abastecimiento, es menos significativa la aportación del índice  $I_{G,T}$  comparado con toda la información que recoge W-Fc, donde vemos claramente cómo los nodos del grupo asociado a baja resiliencia se diferencian de los demás valores. La conectividad de la mayoría los nodos del grupo marcado como candidato a baja resiliencia es media. Sin embargo, hay un cierto número de nodos, asociados a la zona sur de la Figura 4, cuya conectividad es marcadamente menor que el resto. Es sobre estos últimos nodos sobre los que se debiera priorizar el tomar decisiones en la mejora de su mantenimiento y/o posible rehabilitación.

## CONCLUSIONES

Este artículo introduce una novedosa metodología para evaluar la resiliencia de las redes de agua. El método se basa en la adaptación de conceptos de teoría de grafos a una WDN; teniendo en cuenta todas las rutas posibles para el caudal junto con información hidráulica. Las medidas presentadas en este trabajo van más allá del típico uso de índices de teoría de grafos que se ha realizado hasta ahora en las aplicaciones al abastecimiento de agua (mayormente basados en un único camino más corto geodésico). En este caso el objetivo es proveer a la gestión del abastecimiento de la red de evaluaciones basadas en medidas lo más ajustadas posibles a la realidad, aproximándonos a una estimación precisa de la resiliencia.

El índice W-Fc complementa los análisis de centralidad, sugiriendo áreas de nodos con baja resiliencia. Nuestros cálculos se han basado en caminatas aleatorias sobre esta medida de proximidad, usando pérdidas de carga hidráulica para ponderar las distancias asociadas a los links del grafo. Esta medida se ha mostrado eficiente y fiable para la evaluación de la resiliencia de la red dado que sólo necesita resolver en una sola ocasión las ecuaciones de flujo estacionario y no sufre de la “maldición de la dimensionalidad”, pues no necesita simular combinaciones de fallos, siendo así un índice escalable para redes grandes.

Los KSP ponderados, desde cualquier nodo de demanda a sus puntos de abastecimiento, es el fundamento del índice  $I_{G.T}$ , que explica la abundancia y capacidad de las rutas de abastecimiento existentes para cada nodo. Los  $K$  caminos más cortos están ponderados por cantidades asociadas a pérdidas de energía de dichas rutas de transporte de agua, recogiendo así información de la naturaleza del flujo a través de la red. La mayor diferencia con el clásico uso de camino más corto sencillo es que usar  $K$  rutas diferentes ofrece robustez estadística a nuestros análisis, además de considerar que el agua puede distribuirse por rutas alternativas a únicamente aquellas que pertenecen a su camino más corto.

Las dos medidas proveen perspectivas complementarias sobre la fiabilidad del abastecimiento en los nodos de WDNs. Estas medidas pueden ayudar a las compañías de agua a identificar áreas de baja resiliencia y así priorizar las operaciones y planes de gestión necesarios para la mejora de la fiabilidad del abastecimiento (planes de mantenimiento y rehabilitación o localización de válvulas de control). En un futuro próximo se pretende llevar a cabo una comparación de estos índices propuestos con métodos puramente hidráulicos sobre un número de redes de prueba.

## REFERENCIAS

- Atkinson, P., Martin, C.R., Rankin, J. (2009) Resilience revisited, *Journal of psychiatric and mental health nursing* 16, pp. 137–145.
- Baños, R., Reca, J., Martínez, J., Gil, C., Márquez, A.L. (2011) Resilience indexes for water distribution network design: a performance analysis under demand uncertainty, *Water Resources Management* 25, pp. 2351–2366.
- Berardi, L., Ugarelli, R., Røstum, J., Giustolisi, O. (2014) Assessing mechanical vulnerability in water distribution networks under multiple failures, *Water Resources Research* 50, pp. 2586–2599.
- di Nardo, A., di Natale, M., Santonastaso, G. F., Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka, V.H. (2014) Water network sectorization based on a genetic algorithm and minimum dissipated power paths, *Water Science & Technology: Water Supply* 13, pp. 951–957.
- Eppstein, D. (1998) Finding the  $k$  shortest paths, *SIAM Journal on computing* 28, pp. 652–673.
- Giustolisi, O., Kapelan, Z., Savic, D. (2008) Algorithm for automatic detection of topological changes in water distribution networks, *Journal of Hydraulic Engineering* 134, pp. 435–446.
- Gupta, R., Bhawe, P.R. (1994) Reliability analysis of water-distribution systems, *Journal of Environmental Engineering* 120 (1994) 447–461.
- Gutiérrez-Pérez, J.A., Herrera, M., Pérez-García, R. Ramos-Martínez, E. (2013) Application of graph-spectral methods in the vulnerability assessment of water supply networks, *Mathematical and Computer Modelling* 57, pp. 1853–1859.
- Herrera, M. Abraham, E. Stoianov, I (2015a) A graph-theoretic framework for assessing the resilience of sectorised water distribution networks, *Water Resources Management* - under review.
- Herrera, M., Abraham, E., Stoianov, I., Wright, R. (2015b) Water-flow centrality measures for ranking pipe criticality and resilience assessment, *Reliability Engineering & System Safety* - under review.

- Jayaram, N., Srinivasan, K. (2008) Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution networks using life cycle costing, *Water Resources Research* 44, pp. 1–15.
- Manyena, S.B. (2006) The concept of resilience revisited, *Disasters* 30, pp. 434–450.
- Meyer, J. F. (2009) Defining and evaluating resilience: A performability perspective, in: *International Workshop on Performability Modeling of Computer and Communication Systems*, pp. 561–566.
- Newman, M.J. (2005) A measure of betweenness centrality based on random walks, *Social Networks* 27, pp. 39 – 54.
- Ostfeld, A., Salomons, E., Ormsbee, L., Uber, J., Bros, C., Kalungi, P., Burd, R., Zazula-Coetzee, B., Belrain, T., Kang, D., Lansey, K., Shen, H., McBean, E., Yi Wu, Z., Walski, T., Alvisi, S., Franchini, M., Johnson, J., Ghimire, S., Barkdoll, B., Koppel, T., Vassiljev, A., Kim, J., Chung, G., Yoo, D., Diao, K., Zhou, Y., Li, J., Liu, Z., Chang, K., Gao, J., Qu, S., Yuan, Y., Prasad, T., Laucelli, D., Vamvakieridou Lyroudia, L., Kapelan, Z., Savic, D., Berardi, L., Barbaro, G., Giustolisi, O., Asadzadeh, M., Tolson, M., McKillop, R. (2012) Battle of the Water Calibration Networks, *Journal of Water Resources Planning and Management* 138, pp. 523–532.
- Prasad, T., Park, N. (2004) Multiobjective Genetic Algorithms for Design of Water Distribution Networks, *Journal of Water Resources Planning and Management* 130, pp. 73–82.
- Raad, D.N., Sinske, A.N., van Vuuren, J.H. (2010) Comparison of four reliability surrogate measures for water distribution systems design, *Water Resources Research* 46 (2010) 1–11.
- Strigini, L. (2012) Fault tolerance and resilience: Meanings, measures and assessment, in: K. Wolter, A. Avritzer, M. Vieira, A. van Moorsel (Eds.), *Resilience Assessment and Evaluation of Computing Systems*, Springer Berlin Heidelberg, pp. 3–24.
- Todini, E. (2000) Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach, *Urban Water* 2 (2000) 115–122.
- Trifunovic, N. Pattern recognition for reliability assessment of water distribution networks, Ph.D. thesis, UNESCO-IHE Institute for Water Education, Delft University of Technology, 2012.
- Wright, R., Stoianov, I., Pappas, P., Henderson, K., King, J. (2014) Adaptive water distribution networks with dynamically reconfigurable topology, *Journal of Hydroinformatics* 16, pp 1280–1301.
- Yazdani, A., Otoo, R.A., Jeffrey, P. (2011) Resilience enhancing expansion strategies for water distribution systems: A network theory approach, *Environmental Modelling & Software* 26, pp. 1574–1582.

## **Capítulo 10. Modelación y calibración hidráulica en periodo extendido para la red de distribución de agua potable y ubicación de válvulas para el control de presiones en la zona de “La Venada”, Guanajuato, Gto. México**

*Mauricio Javier Gutiérrez Zapata (1), Josefina Ortiz Medel (2), Martín Rubén Jiménez Magaña (3), José de Jesús Mora Rodríguez (4), Xitlali Delgado Galván (5)*

- (1) Universidad de Guanajuato (México) mauricio.hidraulico@gmail.com  
(2) Universidad de Guanajuato (México) jomedel@ugto.mx  
(3) Universidad Nacional Autónoma de México (México) jimenezmartin@hotmail.com  
(4) Universidad de Guanajuato (México) jesusmora@ugto.mx  
(5) Universidad de Guanajuato (México) xdelgado@ugto.mx

---

**RESUMEN.** Los modelos de simulación hidráulica son hoy en día una de las herramientas más útiles para el análisis del comportamiento hidráulico y de calidad de agua dentro de una red de distribución de agua potable, el proceso de modelación involucra una serie de análisis, recopilación de información y mediciones en campo para representar de manera óptima una red, sin embargo, es el proceso de calibración el que mayor repercusión tendrá en la respuesta del modelo. Por lo tanto, el presente trabajo involucra el proceso de modelación y calibración hidráulica en periodo extendido para la red de distribución de agua potable de la zona de “La Venada” en Guanajuato, Gto. México, y un análisis para el control de las presiones resultantes en los nodos del modelo para la zona de estudio.

**ABSTRACT.** Hydraulic simulation models are one of the most useful tools for the analysis of the hydraulic behavior and water quality in water distribution network. The modeling process involves a series of analysis, gathering information and field measurements to represent the network in an optimal way. On the other hand, the calibration process have the greatest impact on the model response, therefore, this work involves the modeling and calibration process for hydraulic simulation in extended period for La Venada’s water distribution network in Guanajuato, Guanajuato, México, and an analysis of pressures for optimal location of control valves.

---

Palabras clave: Modelación, Calibración, Periodo Extendido, Válvulas de control.

Keywords: Modelation, Calibration, Extended Period, Control Valves.

## INTRODUCCIÓN

Una red de distribución de agua potable es un sistema compuesto por tuberías, tanques, bombas, válvulas de diferentes tipos, conectados entre sí, cumpliendo el objetivo de transportar el recurso agua a los usuarios finales. Es un componente vital para la infraestructura urbana y requiere de una inversión económica significativa.

En dichos sistemas se centran numerosos problemas como escasez, distribución irregular, carencia de calidad en el servicio, entre otros, por lo tanto, un conocimiento sólido y una herramienta útil, podrían dar respuesta a las problemáticas frecuentes en los sistemas de distribución de agua.

De este modo, los modelos de simulación matemática han despertado el interés de la mano de la tecnología, como una herramienta óptima para el cálculo hidráulico y de calidad del agua, para simular diferentes estados que se producen en la red de distribución (CNA, 2007a).

A pesar de que la construcción de un modelo de simulación hidráulica es un proceso que requiere bastante esfuerzo y precisión, la parte más importante en la respuesta de un modelo de simulación hidráulica es la calibración del modelo.

El proceso de calibración involucra una serie de procedimientos de análisis del estado real de funcionamiento de la red, por lo tanto involucra la recopilación de información mediante mediciones en campo de datos como la demanda de la red, presión en distintos nodos de consumo, entre otros.

Como resultado de la calibración se obtiene un modelo de simulación hidráulica en periodo extendido, capaz de reproducir el comportamiento hidráulico real de una red en cuestión, de tal modo que se pueden conocer los valores de carga de presión de los distintos nodos de la red, velocidad del fluido en las tuberías a lo largo del día, pérdidas de carga por fricción en las tuberías, entre otros resultados del análisis hidráulico.

Se ha seleccionado un sector de la red hidráulica de la ciudad de Guanajuato Capital, en el estado de Guanajuato, México, para ser estudiado a detalle mediante un modelo de simulación hidráulica que pretende dar respuesta a la incertidumbre en el funcionamiento del mismo.

Guanajuato Capital se caracteriza por una geografía con muchos cambios de pendiente, esto ha dificultado el diseño y el funcionamiento de la red de distribución de agua, presentándose grandes variaciones principalmente en la presión, por lo que la red de distribución de agua potable de la ciudad es un reto en cuanto a funcionamiento y modelación hidráulica.

El presente trabajo es entonces, y en resumen, un modelo de simulación hidráulica en periodo extendido para el sector “La Venada” en Guanajuato, Gto. México que conlleva el proceso de calibración automatizada mediante la herramienta “Darwin Calibrator” de WaterGEMS® y una propuesta de sectorización y ubicación de válvulas reductoras que permitan controlar las presiones elevadas dentro de la red.

## METODOLOGÍA

### Descripción de la zona de estudio

Guanajuato, capital del estado del mismo nombre, se encuentra ubicada en la región centro norte de México. De acuerdo con cifras del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), del año 2010, su población asciende a 1 717 09 habitantes y es parte de la macro región del Bajío.

Guanajuato Capital presenta un clima semi-cálido en la zona sur y sureste, y templado subhúmedo en las zonas restantes del municipio (Servicio Meteorológico Nacional, 2010). Alcanza una temperatura máxima de 36°C, a su vez la precipitación pluvial varía de 670 a 930 milímetros anuales, siendo el promedio de 828 milímetros.

El sector “La Venada” está localizado al noroeste de la ciudad, bajo las coordenadas geográficas 21°01’30”N, 101°15’54”O y presenta una altitud media de 2 088 msnm.

La red hidráulica que abastece el sector cuenta con un tanque de almacenamiento que lleva el mismo nombre de la zona, ubicado en coordenadas 21°01’39.17”N, 101°15’59.76”O y con capacidad de almacenamiento de 200 m<sup>3</sup>, bajo una dotación continua con promedio teórico de 130 lt/hab/día (SIMAPAG, 2014). Cuenta con una longitud total de tubería de 2 844 m, de la cual el 93% es de PVC y el 7% es de fierro galvanizado (SIMAPAG, 2014) (Figura 1).

Figura 1. Superposición de la red hidráulica en la zona de estudio.



Google Earth®, trazo: Gutiérrez M., 2014

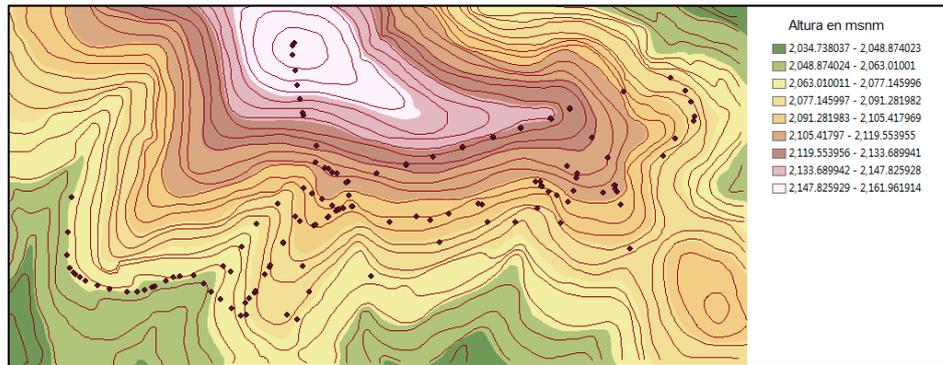
### Construcción del modelo hidráulico

La información general de la red hidráulica fue provista por el Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Guanajuato (SIMAPAG), en un archivo de extensión .DWG, trabajado con el software de dibujo AutoCAD. En el archivo se observa la traza urbana, con nombres de las calles y tuberías de la red; así como los puntos de tomas domiciliarias registradas. A partir de este archivo se realizó la esqueletización de la red, con el fin de obtener un Modelo Hidráulico Operacional.

El modelado se realizó en el software de diseño hidráulico WaterGEMS®, tomando en cuenta las coordenadas geográficas X,Y de los nodos de la red y del tanque, sin embargo, la elevación de los nodos y del tanque de abastecimiento no estaban detallados en el archivo, por lo que fue necesario recurrir a las curvas de nivel de la zona (INEGI, 2014) y a la medición en campo de la altura en puntos estratégicos de la red, mediante un GPS.

Las curvas de nivel de la zona y la información de coordenadas geográficas obtenidas en campo se introdujeron en el software de información geográfica “ArcMap 10.1”, con el fin de crear un Modelo Digital de Elevación, sobre el cual se superpusieron los nodos de la red hidráulica para conocer la elevación de cada uno. La Figura 2 muestra el modelo digital de elevación de los nodos de la red y las curvas de nivel construidas.

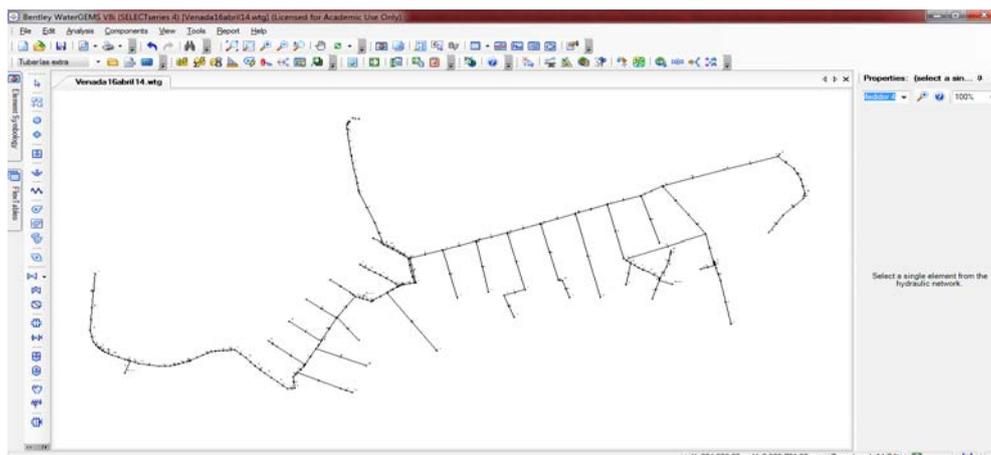
Figura 2. Modelo digital de elevación de "La Venada"



ArcMap10.1: Gutiérrez *et al.*, 2014.

Con la información de tuberías, nodos, elevaciones, coordenadas geográficas, ubicación y capacidad del tanque elevado, y demás características de la red, se procedió al trazado de la red en el software de diseño hidráulico WaterGEMS®, mediante la licencia de la Universidad de Guanajuato, obteniendo como resultado el esquema mostrado en la Figura 3.

Figura 3. Esqueletización de la red "La Venada".



WaterGEMS®: Gutiérrez *et al.*, 2014.

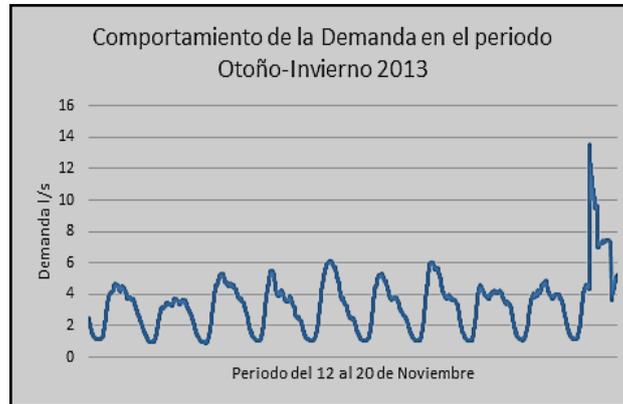
### Medición y asignación de demandas

El registro continuo de la demanda en el tanque La Venada se llevó a cabo en dos períodos: el primero del 12 al 20 de noviembre de 2013 y el segundo del 9 de abril al 12 de mayo de 2014, de manera que representan las etapas de otoño-invierno y de primavera-verano. El segundo periodo incluyó, a su vez, un periodo vacacional de dos semanas (del 14 al 27 de abril) y uno no vacacional, mediante un medidor electromagnético de inserción marca Dorot MC608B.

Siguiendo las recomendaciones del manual de usuario del equipo, se instaló el medidor de inserción que cuenta con un DataLogger para el registro continuo de datos en el lugar deseado, es decir, a la salida del tanque "La Venada", tomando como precaución que el mismo quede protegido por la caja de válvulas.

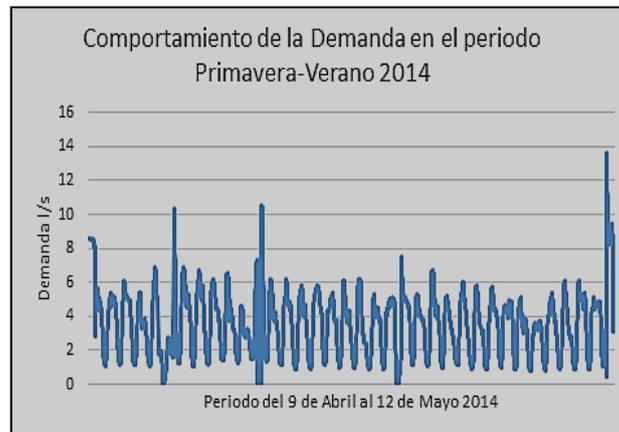
La tubería en la cual se instaló es de 4" de fierro galvanizado en posición horizontal, de modo que el medidor permanezca por debajo del nivel piezométrico y en la parte superior de la tubería. El sensor se ubicó a 1/8 del diámetro interior de la tubería. Las figuras 4 y 5 muestran el comportamiento de la demanda durante el primer y segundo periodo de medición, respectivamente.

Figura 4. Gráfica del comportamiento de la demanda durante el primer periodo de medición.



Gutiérrez *et al.*, 2014

Figura 5. Gráfica del comportamiento de la demanda durante el segundo periodo de medición.



Gutiérrez *et al.*, 2014

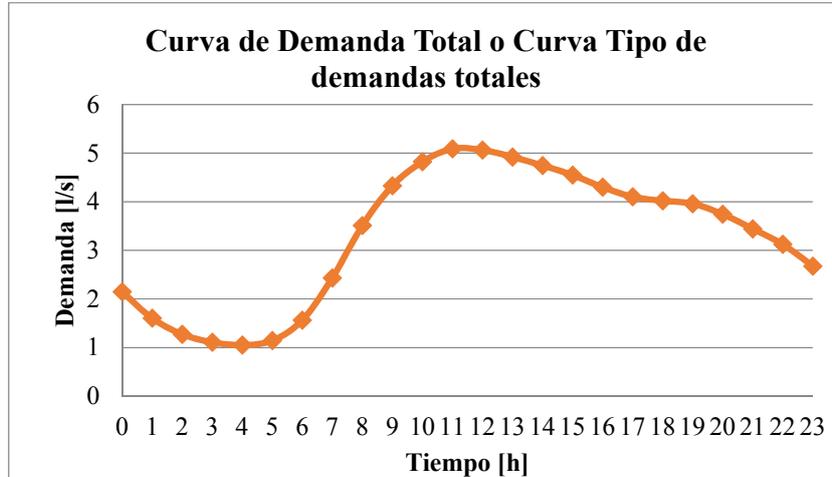
El análisis de los datos registrados de la medición, y presentados en las Figuras 4 y 5, deja ver que en ambos periodos se registraron valores de demanda que están fuera de la tendencia normal. Esto debido a las siguientes condiciones:

- a) Desinstalación del medidor en ambos periodos de medición.
- b) Maniobras de operación de la red. En el segundo periodo, se suspendió el suministro de agua en dos días, lo cual originó registros de caudal cero, vaciado de la red y un posterior incremento en la demanda debido al llenado de las tuberías.

Tomando en cuenta lo anterior, se depuraron los datos, mediante la eliminación de los registros de los días en que se presentó alguna de las condiciones mencionadas.

Partiendo de ambos periodos de medición, tomando todos los datos disponibles de demanda, se obtuvo una curva de demanda diaria única que representa en su totalidad a la zona de estudio (Figura 6), este tipo de curva es también conocida como Curva Tipo, y representa el comportamiento de la demanda diaria en promedio de una zona en particular, por lo tanto, la zona de “La Venada” presenta una demanda media medida de 3.281 l/s, siendo la máxima horaria de aproximadamente 5.088 l/s, para las 11:00 am, y la demanda mínima de 1.052 l/s, para las 04:00 am.

Figura 6. Curva tipo para simulación hidráulica representativa de la zona de estudio.



Gutiérrez *et al.*, 2014

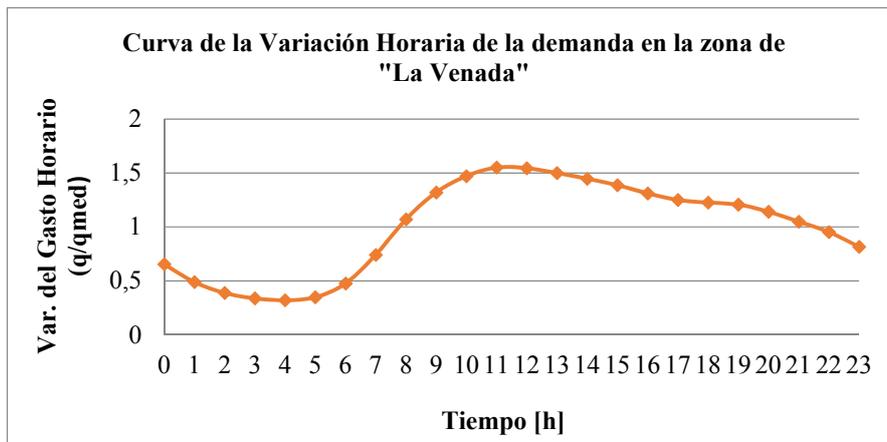
Una vez depurados los datos, y partiendo de la curva que caracteriza el comportamiento de la demanda total en la red hidráulica de la venada, se llevó a cabo la obtención de los coeficientes multiplicadores. Teniendo cuatro registros por cada hora, ya que la configuración del medidor se realizó para que se registrara una lectura cada 15 minutos.

Para el cálculo de los multiplicadores se realizó el siguiente procedimiento:

1. Se obtuvo el gasto promedio por hora (en función de los registros del medidor).
2. Se determinó el gasto medio diario (de todos los días de los dos periodos de medición).
3. Se dividió el gasto medio horario, que representa el gasto instantáneo, entre el gasto medio diario, obteniendo los multiplicadores del sector de la Venada.

De este modo, partiendo de la Curva Tipo, que representa el comportamiento general de la demanda en la zona de estudio (Figura 6), se calcularon los coeficientes multiplicadores que son necesarios para alimentar un programa de simulación hidráulica, mediante estos se obtuvo una curva de variación horaria que se comporta exactamente igual a la curva tipo de la zona en cuestión (Figura 7).

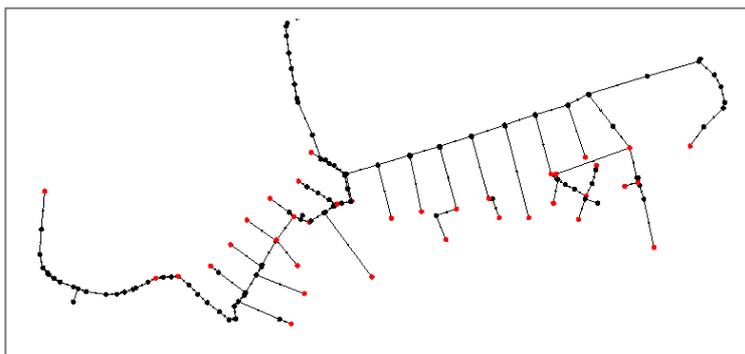
Figura 7. Curva de variación horaria para la zona de estudio en base a los coeficientes multiplicadores.



Gutiérrez *et al.*, 2014

La asignación de demandas en los nodos de la red se llevó a cabo utilizando el método “Asignación Nodo por Nodo”, que sugiere asignar la acumulación de demandas de un tramo de tubería, al último nodo de la misma. La aplicación de este método requiere conocer la distribución de los usuarios en el sector. Por ello, se obtuvo el número de habitantes por casa consultando los datos del Inventario Nacional de Vivienda del INEGI actualizado al 2012. De este modo, se observa en la Figura 8, de color rojo los nodos que presentan demandas asignadas de tal modo que la sumatoria de demanda instantánea de todos los nodos de la red, corresponda a la demanda media.

Figura 8. Nodos con demanda asignada.



Gutiérrez *et al.*, 2014

### Medición y registro de la presión

Se llevó a cabo una campaña de medición y registro de presión dentro de la red de distribución La Venada, con el fin de comparar los resultados de la simulación con los valores reales medidos en la red. Para ello, se instalaron medidores registradores de presión, durante 20 días, en cuatro puntos de la red, de acuerdo con el siguiente criterio: punto más cercano y punto más alejado, respecto al tanque; punto más bajo y punto más alto, respecto a la elevación de los nodos de la red.

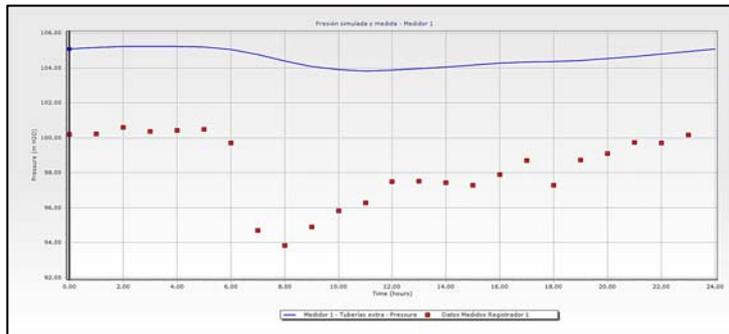
El equipo registrador de presión utilizado es un Datalogger portátil LoLog Vista con visor LCD integrado, es capaz de trabajar de forma autónoma hasta el momento en que los datos sean necesarios.

Es importante mencionar que fue difícil que la ubicación de los equipos registradores de presión coincidiera exactamente con los nodos del modelo dado que cada uno de éstos representa un determinado número de casas. Por lo anterior se buscó tomar lecturas de presión en puntos próximos a los nodos.

De este modo, con los datos registrados por los medidores de presión, se procedió a obtener la curva de presión promedio diaria para cada uno de los puntos, la cual se comparó con la curva de presión diaria obtenida mediante el modelo de simulación.

En la Figura 9 se comparan la curva de presión obtenida mediante la simulación (curva en color azul), donde se observa que la presión oscila los 105 mca, y la obtenida a través de las mediciones en campo (puntos en color rojo), donde las presiones se encuentran entre 94 y 100 mca aproximadamente, para el nodo llamado “Registrador 1” que corresponde con el punto más bajo de la red. Es importante notar que la mayor diferencia de presión entre lo simulado y medido se da entre las 6 y 8 de la mañana, sin embargo el cambio de pendiente de la curva simulada es similar a la curva medida.

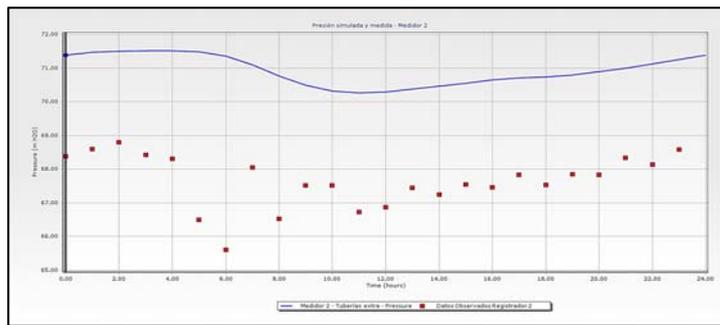
Figura 9. Presión simulada y medida para la zona más baja de la red (nodo Registrador 1).



WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

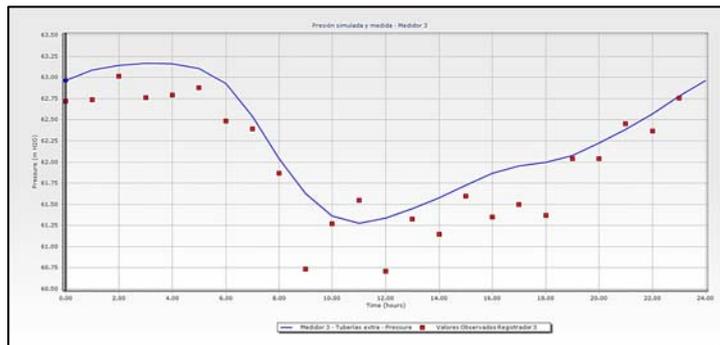
Las Figuras 10 a 12 muestran la comparación de las curvas obtenidas mediante la simulación y las obtenidas a través de las mediciones en campo para los nodos denominados “Registrador 2”, “Registrador 3” y “Registrador 4”, los cuales corresponden con el punto más cercano, el punto más alejado y el punto más alto de la red, respectivamente.

Figura 10. Presión simulada y medida para el punto más cercano de la red (nodo Registrador 2).



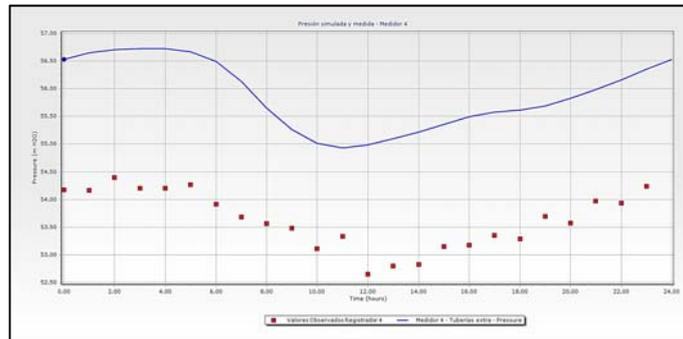
WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

Figura 11. Presión simulada y medida para el punto más alejado de la red (nodo Registrador 3).



WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

Figura 12. Presión simulada y medida para el punto más alto de la red (nodo Registrador 4).



WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

### Calibración del modelo hidráulico “La Venada”

El análisis de las curvas de las figuras 9 a la 12, permite observar las diferencias entre los resultados de presión obtenidos mediante la simulación hidráulica y los medidos en campo. Por ello, se procedió a la calibración mediante el ajuste de las demandas y la rugosidad de las tuberías.

Para la calibración se realizaron tres grupos de selección de demandas mediante una selección de nodos por atributos en la herramienta “Darwin Calibrator” de WaterGEMS®, de modo que los nodos con demanda se agruparon según su valor de demanda media en demandas altas, comprendidas entre los 0.18 y 0.13 l/s, demandas medias, comprendidas entre 0.13 y 0.06 l/s y demandas bajas, comprendidas entre 0.06 y 0.006 l/s.

La calibración automatizada de WaterGems®, mediante la herramienta “Darwin Calibrator” ajusta los valores de presión registrados en campo, por medio de variaciones en la demanda y rugosidad de las tuberías, dicho ajuste se realiza por medio de Algoritmos Genéticos que consiste en un procedimiento matemático de búsqueda de soluciones basado en la teoría de la evolución propuesta por Darwin. Así bien, “Darwin Calibrator” permite generar diversos escenarios de calibración. En este trabajo se generaron cuatro escenarios diferentes, todos ellos con los mismos grupos de selección de demanda, pero con diferentes grupos de rugosidad.

En el primer escenario se crearon grupos de tuberías en función de su longitud, obteniendo 9 grupos de selección diferentes para longitudes a cada 10 metros. El segundo escenario permitió crear grupos de rugosidad en función de la topografía del terreno, agrupando de este modo tuberías en zona alta, zona media y zona baja. El tercer escenario agrupó tuberías en función de la zona geográfica en la que se encontraban, de modo que se obtuvieron 7 grupos de selección distribuidos en: Zona Oeste, Zona Suroeste, Zona Centro, Zona Sur, Zona Este, Zona Noreste y Zona Norte. Por último, para el escenario 4, se crearon grupos de rugosidad según el diámetro de la tubería, obteniendo cinco grupos de selección, correspondientes a tuberías de 4”, 3”, 2.5”, 2” y 1”.

Se definieron los criterios de calibración. Para las rugosidades se consideró variar el coeficiente multiplicador de los grupos de rugosidad de 0.7 a 1.5, con incrementos de 0.1 y para las demandas de 0.1 a 1.5, con incremento de 0.1. Se estableció realizar un máximo de 100,000 generaciones, con una tolerancia máxima del valor de la función de aptitud (Fitness) de 0.001 y se propuso finalizar la rutina si la generación (del algoritmo genético) no mejora tras 150 generaciones evaluadas.

## RESULTADOS

De acuerdo con los resultados obtenidos de los cuatro escenarios de calibración, el que presenta el mejor ajuste es el escenario 1, dado que presenta el factor de aptitud menor y por tanto más óptimo,

de este modo, la herramienta propone multiplicar los grupos de demandas por el factor de ajuste de la tabla 1, así mismo, propone multiplicar los diferentes grupos de selección de rugosidad por los factores de ajuste de la tabla 2.

Tabla 1. Factor de ajuste para las demandas, escenario 1.

<b>Grupo</b>	<b>Factor de Ajuste de Demanda</b>
Demandas Altas	1.5
Demandas Medias	1.5
Demandas Bajas	1.5

WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

Tabla 2. Factor de ajuste para los coeficientes de rugosidad, escenario 1.

<b>Grupo</b>	<b>Factor de Ajuste de Rugosidad</b>
Longitud de 0 a 10 m	0.7
Longitud de 10 a 20 m	0.7
Longitud de 20 a 30 m	0.7
Longitud de 30 a 40 m	1.3
Longitud de 40 a 50 m	1.3
Longitud de 50 a 60 m	0.7
Longitud de 60 a 70 m	1.4
Longitud de 70 a 80 m	1.1
Longitud de 80 a 150 m	1

WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

Para comparar el resultado obtenido mediante la calibración en cuanto a exactitud, se calculó el error porcentual de la diferencia entre la presión registrada en metros de columna de agua y la presión simulada antes y después de la calibración, por medio de la ecuación 1.

$$Error \% = \left( \frac{Carga\ de\ presión\ simulada - Carga\ de\ presión\ medida}{Carga\ de\ presión\ medida} \right) * 100 \quad (1)$$

De este modo, para los registradores de presión ubicados en los nodos Registrador 1, Registrador 2, Registrador 3 y Registrador 4, respectivamente, se obtuvieron los resultados de error porcentual promedio de la tabla 3 para el modelo calibrado y sin calibrar.

Tabla 3. Error porcentual promedio.

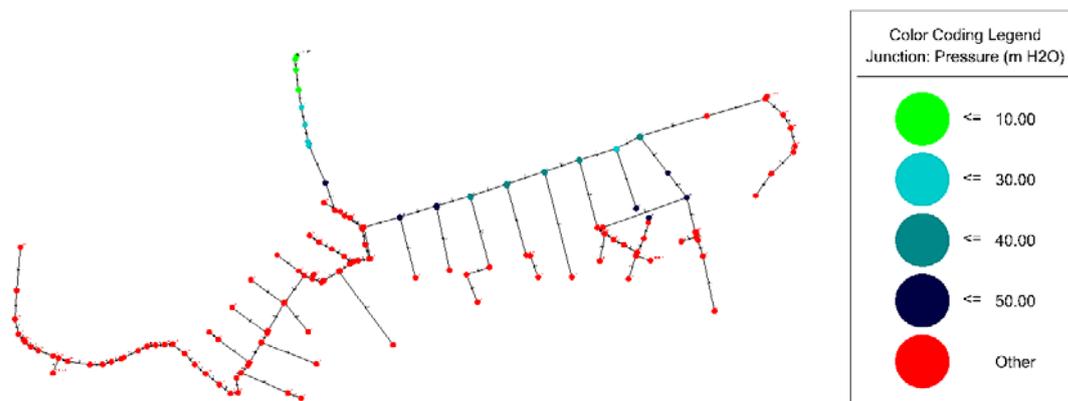
<b>Registrador 1</b>			
<b>Modelo Sin Calibrar</b>		<b>Modelo Calibrado</b>	
Error % Promedio	6.867	Error % Promedio	4.705
<b>Registrador 2</b>			
<b>Modelo Sin Calibrar</b>		<b>Modelo Calibrado</b>	
Error % Promedio	5.262	Error % Promedio	2.949
<b>Registrador 3</b>			
<b>Modelo Sin Calibrar</b>		<b>Modelo Calibrado</b>	
Error % Promedio	0.844	Error % Promedio	1.919

Registrador 4			
Modelo Sin Calibrar		Modelo Calibrado	
Error % Promedio	4.593	Error % Promedio	1.952

## ANÁLISIS Y CONTROL DE LA PRESIÓN

Tras la calibración realizada, el comportamiento de la presión para las 04:00 horas. del día, donde se presenta la menor demanda y por lo tanto las presiones más elevadas, se observa en la Figura 13, que la mayor parte de las presiones se encuentran por encima de los 50 metros de columna de agua, especialmente en la zona más baja de la red donde el orden de la presión es de 103 metros de columna de agua de agua.

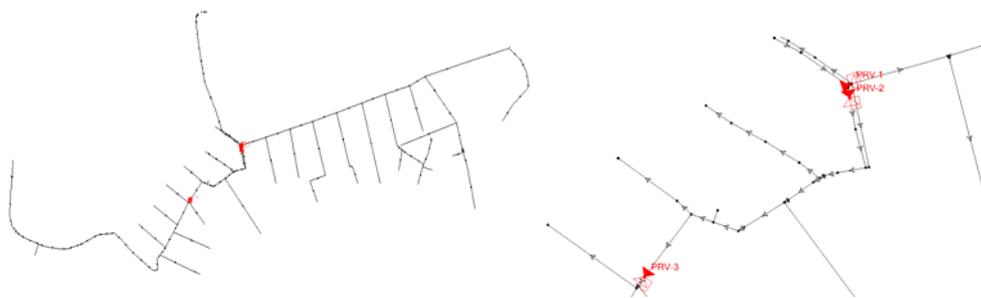
Figura 13. Presión simulada para las 04:00 horas.



WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

Con el objetivo de disminuir las presiones en los nodos de consumo, se realizaron pruebas generando diferentes escenarios que contengan válvulas reductoras de presión como alternativas de solución. Así mismo, se propone separar la red hidráulica en dos zonas independientes, de modo que el abastecimiento de la zona de la derecha no esté directamente relacionado con el abastecimiento de la zona de la izquierda. Para el escenario más eficiente, se instalaron tres válvulas reductoras de presión como se observan en color rojo en la figura 14, donde las primeras dos válvulas, denominadas “PRV 1” y “PRV 2” disminuyen la presión a 30 mca, mientras que la válvula “PRV 3” reduce la presión a 22 mca y se propuso eliminar una tubería que permitía un acceso alterno del agua entre ambas zonas.

Figura 14. Ubicación de válvulas reductoras de presión.

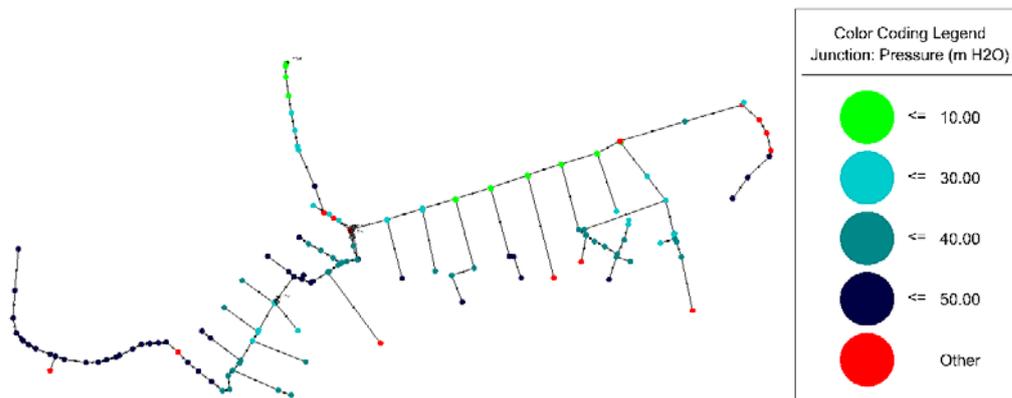


WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

El resultado obtenido es un control eficiente de las presiones, las cuales se encuentran entre 10 y 50 mca en la mayoría de los nodos como se observa en la Figura 15 para las presiones simuladas para las 04:00 horas.

A pesar de que aún es posible observar nodos con presión por encima de los 50 mca, estos se encuentran en un rango tolerable dado que el valor de presión más alto de los nodos que superan la presión de 50 mca, es de 54.18 mca. Por otro lado, se observan en la Figura 15, nodos con presión por debajo de los 10 mca, donde el mínimo es de 2.72 mca, sin embargo, ninguno de estos nodos representan nodos de consumo por lo que la baja presión no afecta al usuario final.

Figura 15. Presión simulada para las 04:00 horas, con 3 PRV.



WaterGEMS®: Gutiérrez, 2014.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El error porcentual promedio que presenta el modelo de simulación hidráulica tras la calibración es de 2.882%, lo que significa que el ajuste alcanzado está dentro de un rango eficiente, y menor al 5% de error.

Es importante señalar que el error porcentual se puede disminuir siempre y cuando las mediciones en campo se realicen con el menor grado de incertidumbre, es decir que se debe prestar atención a las condiciones de trabajo de la red y seleccionar los equipos medidores de presión y gasto óptimos para las condiciones presentadas, esto considerando que los medidores tienen un rango de trabajo establecido que minimiza el error porcentual en cada una de las mediciones realizadas.

Algunas de las recomendaciones a tomar para disminuir el error porcentual y ajustar el factor de aptitud de la calibración son:

- Contar con un catastro detallado de la red hidráulica, tomando en cuenta la profundidad a la que se encuentran instaladas las tuberías, localización, operación y condición de válvulas y piezas especiales y registro de demanda de los usuarios y tomas domiciliarias, así como reportes de fugas, fallas y eficiencia hidráulica de la red.
- Instalación de registradores de presión en nodos donde solamente personal capacitado tenga acceso para garantizar su operación óptima.
- Es recomendable contar con la mayor cantidad de medidores de caudal, velocidad y registradores de presión posibles, bajo el criterio de que a mayor cantidad de datos confiables tomados en campo, menor incertidumbre del comportamiento hidráulico de la red.

Por otro lado, los modelos de simulación hidráulica permiten analizar el funcionamiento de una red de manera mucho más gráfica, facilitando así el análisis del comportamiento y la toma de decisiones para la solución de problemas en la red. En este caso, permite el análisis de la presión en los nodos

de la red y el comportamiento de la misma tras la instalación de válvulas reductoras de presión que permitan alargar la vida útil de la red y garantizar un suministro del vital recurso en elevadas condiciones de calidad.

## REFERENCIAS

BENTLEY WATERGEMS V8i EDITION. *Users Guide. Haestad Methods Solution Center*. Bentley Systems, Inc. 2006.

CABRERA, E., ESPERT, V., GARCÍA-SERRA, J. MARTÍNEZ, F. *Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistema de Distribución de Agua*. Segunda edición. España, 1996, pp. 614

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Modelación Hidráulica y de Calidad del Agua en Redes de Agua Potable*. México, 2007a.

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Redes de Distribución*. México, 2007b: pp. 1-16

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Datos Básicos*. México, 2007c.

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, M. BUENFIL. *Serie autodidacta de medición del agua "Medidor Electromagnético"*. Subdirección General de Administración del Agua. Gerencia de recaudación y control. Subgerencia de inspección y control. ISBN: 968-7417-68-4

COMISIÓN ESTATAL DEL AGUA DE GUANAJUATO, *Diagnóstico sectorial de agua potable y saneamiento*, Edición 2013.

CONAGUA, *Estadísticas del agua en México*. Edición 2013, Disponible para World Wide Web:

<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/SGP-2-14Web.pdf>

DARVINI, G. Y SOLDIN, L. *Calibration of Numerical Model of WDS in a Real Case*. Department ICEA, Università Politecnica Delle Marche, Italia, 2014. pp. 689-691

DOROT CONTROL VALVES. *Manual de usuario e instalación, Dorot Coverter MC-608B*.

DOROT CONTROL VALVES. *Medidores Electrónicos de Inserción*. Guía práctica de funcionamiento.

DOROT CONTROL VALVES. *Medidores Electromagnéticos de Insercion Dorot MUT-1222*.

ECHÁVEZ, G. *Increase in losses coefficient with age for small diameter pipes*. Hydraulic Engineering, 1997, No.2. pp. 9-157

EPA (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY). *Water distribution system analysis: field studies, modeling and management*. Reference Guide for Utilities. Office of Research and Development. Water Supply and Water Resources Division. 2005.

FICHA TÉCNICA LOLOG LL/VISTA. Recuperado de:

[http://www.dnk-water.com/wp-content/uploads/2013/01/LoLog\\_Vista\\_DNK.pdf](http://www.dnk-water.com/wp-content/uploads/2013/01/LoLog_Vista_DNK.pdf)

FUERTES, V.S.; IZQUIERDO J.; LÓPEZ P.A.; LÓPEZ, G.; Y PÉREZ, R.; *Técnicas de diseño de redes de distribución de agua*. Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia, 2004.

FUERTES, V.S.; GARCÍA-SERRA, J; IGLESIAS, P.L.; LÓPEZ, G.; MARTÍNEZ, F.J. Y PÉREZ, R.; *Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua*. Grupo Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia, 2002.

- GERMANOPOULOS, G. A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage in water supply networks. *Civil Engineering Systems*, 2. 1985. pp. 171-179
- GODWIN, S. *The Results of the Experimental Program on Leakage and Leakage Control*, Technical Report TR 154, Water Research Center. (1980).
- INEGI, *Inventario Nacional de Viviendas 2010*. Disponible para World Wide Web: <http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/proyectos/inv/default.aspx>
- JIMÉNEZ MAGAÑA M. *Diseño óptimo de redes de distribución de agua potable utilizando un algoritmo genético*. Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México, 2014.
- LINDELL, E. ORMSBEE. *The history of water distribution network analysis: the computer age*. Director Kentucky Water Resources Research Institute, U. KY. Artículo publicado por ASCE. 2006: pp. 1-12
- MARTÍNEZ, F., CONEJOS, P., VERCHER, J. *Developing an integrated model for water distribution systems considering both distributed leakage and pressure dependent demands*. Proceedings of the 26th ASCE Water Resources Planning and Management Division Conference, July 1999, Tempe, Arizona.
- MAYS, L. *Water distribution system handbook – introduction*. Ed. McGraw Hill. New York. 2000.
- MORA, J., DELGADO, X., RAMOS, H., LÓPEZ, A. *An overview of leaks and intrusion for different pipe materials and failure*. Artículo de investigación, Taylor & Francis Group. *Urban Water Journal*, 2014.
- SALDARRIAGA, J. *Hidráulica de tuberías - abastecimiento de agua, redes, riegos*. Alfaomega-Uniandes. Segunda Edición - Alfaomega-Uniandes. Bogotá (Co), 2007.
- SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL. *Normales Climatológicas 1951-2010*. Consultado el 15 de Abril de 2013.
- T. KOPPEL, A. VASSILJEV. *Calibration of a model of an operational water distribution system containing pipes of different age*. Department of mechanics, Tallinn University of Technology. Estonia, 2009. pp. 659-654
- TUCCIARELLI, T., CRIMINISI, A., TERMINI, D. *Leak analysis in pipeline systems by means of optimal valve regulation*. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 3, pp. 277
- WALSKI, T. CHASE, D. SAVIC, D. GRAYMAN, W. BECKWITH, S. KOELLE, E. *Advanced water distribution modeling and management*. Haestad Methods. First Edition. Waterbury (USA). 2004.

## Capítulo 11. Planeación estratégica de un proyecto de un sistema de agua potable a partir del análisis FODA

Ramírez R. Humberto<sup>1</sup>, Maldonado S. Juan<sup>1</sup>, Antúnez L. Edgar<sup>1</sup>, Rivero B. M. Elena<sup>1</sup> y Rodríguez V. J. Manuel<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (México) humberto\_ramirez@tlaloc.imta.mx, jmaldon@tlaloc.imta.mx, cantunez@tlaloc.imta.mx, mrivero@tlaloc.imta.mx y manuel\_rodriguez@tlaloc.imta.mx

---

**RESUMEN.** Los Organismos Operadores de los Servicios de Agua y Saneamiento (OOS) en México presentan deficiencias significativas para el cumplimiento adecuado de sus objetivos. Entre los principales problemas se encuentran la insuficiencia de recursos económicos, sobre todo, por la falta de continuidad y planeación a largo plazo. Con el PROMAGUA se podrán mejorar las eficiencias e incrementar la cobertura y calidad de los servicios y la aplicación de recursos de fondos no recuperables. Dentro de los proyectos que puede otorgar el PROMAGUA, está el *Estudio de diagnóstico y planeación integral del organismo descentralizado de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Le corresponde al IMTA formular dicho estudio. Este estudio presenta una innovación en la consecución del resultado: mediante el análisis FODA, se incorpora control de calidad y la planeación estratégica. Se formula el diagnóstico y en paralelo el nuevo análisis FODA, para establecer las acciones y presupuesto en el horizonte de planeación.

**ABSTRACT.** Operators Bodies of Water and Sanitation Services (OOS) in Mexico present significant for the proper fulfillment of its objectives deficiencies. Among the main problems are the lack of financial resources, especially the lack of continuity and long-term planning. In PROMAGUA they can improve efficiencies and increase coverage and quality of services and the application of resources not recoverable funds. Among the projects that can provide the PROMAGUA, is the study of diagnosis and comprehensive planning Agency drinking water and wastewater. IMTA belongs to formulate such a study. This study presents an innovation in achieving the result: by the SWOT analysis, quality assurance and strategic planning is incorporated. Diagnosing the new SWOT analysis it is formulated and in parallel to establish the actions and budget in the planning horizon.

---

**Palabras clave:** Análisis FODA, planeación estratégica, control de calidad.

**Keywords:** SWOT analysis, strategic planning, quality control.

## INTRODUCCIÓN

Los Organismos Operadores de los Servicios de Agua y Saneamiento (OOS) en México presentan deficiencias significativas para el cumplimiento adecuado de sus objetivos. Entre los principales problemas se encuentran la insuficiencia de recursos económicos, la falta de continuidad y planeación a largo plazo, deficiente e ineficiente gestión organizativa (técnica y comercial), marcos jurídico y regulatorio inadecuados, estructuras y niveles tarifarios no acordes a los costos del servicio, politización de acciones, decisiones y programas, baja disposición de pago de los usuarios, endeudamiento excesivo y, rigidez en los esquemas de autorización de tarifas.

Derivado de lo anterior, se planteó fortalecer a los OOS que atiendan a localidades por arriba de los 50 mil habitantes o a localidades atendidas por organismos operadores intermunicipales, en la mejora de eficiencias e incremento de la cobertura y calidad de los servicios, mediante el Programa para la Modernización de Organismos Operadores de Agua (PROMAGUA), a fin de consolidar esfuerzos locales, municipales, estatales y federales para optimizar la gestión, mejorar las eficiencias y la aplicación de recursos de fondos no recuperables (subsidios); además de impulsar mayor participación del sector privado.

El objetivo general del PROMAGUA es funcionar como fuente adicional de recursos para fomentar la consolidación de los OOS, impulsar su eficiencia física y comercial, facilitar el acceso a tecnología más apropiada, fomentar la autosuficiencia administrativa y financiera, así como promover el cuidado del medio ambiente con proyectos de saneamiento preferentemente ligados al reúso de las aguas residuales. En contraparte, el PROMAGUA solicita cambios estructurales específicos así como una mayor participación del sector privado.

Dentro de los proyectos que apoya y aportación máxima no recuperable que puede otorgar el PROMAGUA, está el *Estudio de diagnóstico y planeación integral del organismo descentralizado de agua potable, alcantarillado y saneamiento (DIP)*. Le corresponde al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua formular dicho estudio. De los proyectos que se han concluido, se ha tomado experiencia en la elaboración de los mismos, de tal manera que se presenta una innovación en la consecución del resultado, aprovechando el análisis FODA, para hacerlo extensivo e incorporando control de calidad y la planeación estratégica, de tal manera que en la unión y revisión constante del diagnóstico con el nuevo FODA, se concluye con una constante retroalimentación y verificación de que el diagnóstico está completo, mientras, con el nuevo análisis FODA ya se identificaron las acciones a ejecutar en el proyecto de planeación integral.

### EL DIP

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha suscrito un convenio de colaboración con la Conagua para la elaboración del Estudio de diagnóstico y planeación integral del organismo descentralizado de agua potable, alcantarillado y saneamiento (DIP).

El objetivo de elaborar un DIP es obtener un plan de desarrollo de corto, mediano y largo plazo para la gestión y mejora de eficiencias e inversiones del sistema de agua potable, drenaje y saneamiento,

y del mismo organismo operador mediante una programación estratégica de los procedimientos y acciones para mejorar los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento en un marco de autosuficiencia técnica, financiera y ambiental, con posibilidades de viabilidad legal y regulatoria, así como socio-política.

Como ya se había anotado, llevar a cabo el plan de desarrollo es revisar las condiciones de trabajo de las diversas áreas que integran el organismo público hacer un diagnóstico de las mismas y proponer mejoras en los procesos de cada área. Existe un temario establecido que se debe de atender, en los siguientes capítulos principales:

Diagnóstico Integral del Organismo Operador

Bases para la Planeación

Análisis de Riesgo y Modelo Técnico Financiero

Plan Integral

En el Diagnóstico Integral del Organismo Operador se revisan los siguientes aspectos del sistema de agua potable: diagnóstico de las condiciones de trabajo de la infraestructura hidráulica, producción y consumo de agua, eficiencia física, cobertura del servicio de alcantarillado, cobertura de saneamiento, entre otros; se realiza un diagnóstico del área comercial, padrón de usuarios, medición y lecturas, eficiencia comercial, sistema tarifario, entre otros.

Derivado del diagnóstico a las áreas operativas y comerciales, se obtienen indicadores de desempeño del organismo operador: 15 indicadores técnicos, 4 indicadores comerciales y 7 indicadores financieros y contables.

En los indicadores técnicos destacan: eficiencia física (volumen facturado/volumen producido), cobertura del servicio de agua potable (población total actual con servicio/población total actual), cobertura del servicio de alcantarillado (población total actual con servicio en su predio o vivienda/población total actual), agua no contabilizada (volumen producido – volumen facturado/volumen producido), cobertura de macromedición (cantidad de fuentes de abastecimiento con sistema de medición funcionando dentro de los límites admisibles que se indican en el MAPAS/cantidad total de fuentes de abastecimiento activas, al menos durante 350 días al año) y cobertura de micromedición (cantidad de tomas con micromedidor funcionando dentro de los límites admisibles que se indican en la NMX- CH-001/3 y 001/4-1993-SCFI/cantidad total de tomas activas existentes), índice laboral (Cantidad de empleados por cada 1000 tomas activas existentes).

En cuanto a los indicadores comerciales destaca el de eficiencia comercial (monto cobrado en el período/monto facturado) y el de eficiencia global (eficiencia física x eficiencia comercial).

De los indicadores financieros y contables destacan el de Ingreso anual por toma (monto de los ingresos por el cobro de los servicios/número de tomas en el sistema), recaudación por habitante (Monto de los ingresos por el cobro de los servicios/población servida) y productividad (utilidad neta/ventas netas).

Con base en la información proporcionada por el OO, se realiza una evaluación integral con la finalidad de identificar las Fortalezas, Oportunidades, Debilidades y Amenazas a las que se encuentra el organismo.

Una vez que se han concluido estas etapas se pasa a la etapa de planeación, entre otros aspectos, atención al programa de inversiones.

El temario para el desarrollo del *Estudio de diagnóstico y planeación integral del sistema de agua potable y saneamiento* establece la guía temática a seguir.

## **PROBLEMÁTICA**

Dependiendo del tamaño del municipio, son de nueve a doce meses el tiempo de respuesta para la formulación del estudio de diagnóstico y planeación integral del organismo descentralizado de agua potable, alcantarillado y saneamiento (DIP), es el motivo por el cual se debe avanzar desde varias posiciones: mientras se está revisando en campo el desempeño del OO y tomando evidencias de la situación, en oficina se está realizando el análisis FODA, de tal manera que al concluir las actividades de oficina, se revisa con el diagnóstico obtenido en campo y, de esta manera se complementarán las mejoras o acciones que se han identificado o, se complementará el diagnóstico con la información obtenida en oficina. En ambos casos, los trabajos se desarrollan con el mismo personal del área en turno. Se considera que no es necesario concluir con un diagnóstico preliminar para avanzar en la realización del FODA, todo lo contrario, son resultados complementarios.

## **EL ANÁLISIS FODA**

Mientras se realiza el diagnóstico del desempeño de las diversas áreas, se aprovecha la oportunidad para avanzar de manera paralela con el análisis FODA, de cada una de las áreas que integran la estructura organizacional del OO.

La experiencia nos indica que se puede dar un cambio a una mejor conclusión del estudio de planeación utilizando el análisis FODA. De manera común el análisis FODA ve los aspectos positivos y negativos del OO (Figura 1); los aspectos positivos: fortalezas y oportunidades, los aspectos negativos: debilidades y amenazas; asimismo, la Figura 1 muestra de manera transversal que derivado del análisis, se realiza un diagnóstico interno del OO: fortalezas y debilidades con las que se desempeña la institución, este aspecto atiende a la pregunta *¿cómo me veo de manera interna?*; por otro lado, la pregunta de *¿cómo me ven desde el exterior?*, es el diagnóstico externo del desempeño de la institución, es la percepción de la imagen del OO: oportunidades y amenazas.

Figura 1. Esquema del análisis FODA.

	Positivos		Negativos
Diagnóstico interno	Fortalezas	Mejora continua \$	Debilidades
Diagnóstico externo	Oportunidades	Mejora continua \$	Amenazas

Fuente: El Rincón del Vago. Análisis FODA (Fortalezas, Oportunidades, Debilidades, Amenazas)

Cuando el OO tiene fortalezas, por ejemplo, un buen sistema para el cobro del servicio, no debe de descuidar esta fortaleza, más bien es buscar cómo mejorar lo que se está haciendo bien, continuando con el ejemplo anterior, desarrollar un sistema en forma modular para un Organismo Operador de Agua Potable, dedicado a las áreas comercial, administrativo y técnico, de tal manera que es posible incorporar nuevos módulos si fuesen requeridos, como son: Información Gerencial, Auditoría Comercial, Control de Usuarios, Atención a Usuarios, Facturación y Medición, Recaudación, Operación Comercial, Agua Potable y, Saneamiento.

Lo mismo sucede con las oportunidades, además de buscarlas, aplicarlas y estarlas haciendo bien, es necesario mantener ese estatus, así por ejemplo, un sistema de agua potable que utiliza el Programa para la Modernización de Organismos Operadores de Agua (PROMAGUA) en sus diferentes vertientes y que cumple con sus obligaciones, siempre será un OO con credibilidad.

Las mejoras continuas que suceden en las fortalezas y oportunidades, en algunos casos tendrán un costo; otras que son atendidas por los propios empleados del OO probablemente no tengan costo alguno.

En cuanto a las debilidades, son las que se deben de atender con la ejecución de acciones, así por ejemplo: padrón de usuarios incompleto e inconsistente, la acción que procede es el levantamiento catastral del padrón de usuarios y actualización de la base de datos del padrón de usuarios. Realizar esta acción implica un costo, por lo que se debe de considerar en el presupuesto. Una vez que haya concluido la acción, esta debilidad pasa a ser una fortaleza y como se había comentado, mantenerla en una constante mejora continua.

Situación similar es la atención de las amenazas, se deben de ejecutar acciones para transformar esas amenazas en una oportunidad. Así por ejemplo, múltiples fugas en la red de distribución y que por falta de presupuesto no son reparadas, van a provocar no solo inundaciones locales, sino la disminución de volumen del agua que se distribuye y que no alcance a toda la población. En este caso múltiples son las acciones a ejecutar, la más inmediata: conseguir los recursos económicos para la

adquisición de los materiales para la reparación de fugas; si se trata de una línea de distribución de más de 25 años de servicio, lo más probable es la renovación de la red en un lugar en particular o una zona completa.

Ahora, nuestro esquema del análisis FODA ha cambiado con la información recibida por cada departamento del OO, como se muestra en la Figura 2.

Figura 2. Mejora continua y Acciones estratégicas a partir del análisis FODA.

	Positivo		Negativo	
Diagnóstico interno	Fortalezas	Mejora continua \$	Debilidades	Acciones estratégicas \$
Diagnóstico externo	Oportunidades	Mejora continua \$	Amenazas	Acciones estratégicas \$

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la Figura 2, se han derivado mejoras y acciones estratégicas que van a emprender cada una de las áreas.

Bajo este esquema también se pueden programar las inversiones, quedando en un nuevo esquema de FODA modificado en el plan de desarrollo a un horizonte de planeación establecido (Figura 3). Como se había comentado, la mejora o la acción generalmente implican invertir recursos económicos para ejecutarla.

Integrando los datos en esta matriz de los ejemplos que se vieron, quedaría como se observa en la Figura 4.

Mediante este procedimiento se avanza de en la determinación de la inversión programada. La propuesta de inversión, debe de estar soportada, en lo posible, con cotizaciones actuales. Se pretende evitar desviaciones excesivas del presupuesto. Este ejercicio concluye una vez que se ha empatado con el diagnóstico, incorporando de manera conjunta aquellos hallazgos durante el diagnóstico y que se deben de incorporar al esquema del nuevo FODA, de igual manera, se debe de revisar que todos los aspectos positivos y negativos que se hayan determinado en la elaboración del nuevo FODA, se encuentren incorporados en el diagnóstico.

Figura 3. Plan Integral de Desarrollo de un Sistema de Agua Potable

Análisis FODA, mejora continua y acciones estratégicas			Inversión programada	
Fortalezas	Mejora continua		\$	
		Debilidades	Acciones estratégicas	\$
Oportunidades	Mejora continua		\$	
		Amenazas	Acciones estratégicas	\$

Fuente: elaboración propia.

Figura 4. Ejemplo del Plan de Desarrollo Integrado.

Análisis FODA, mejora continua y acciones estratégicas			Inversión programada	
Fortaleza: Buen sistema para el cobro de los servicios de agua potable	Mejora continua: incorporación al sistema de nuevos módulos		\$	
		Debilidad: Padrón de usuarios incompleto e inconsistente	Acción estratégica: Actualización del padrón de usuarios y base de datos	\$
Oportunidades: Se aprovechan los programas federales para el mejoramiento del SAP	Mejora continua: Se ha ingresado en el PRODDER de Conagua		\$	
		Amenazas: Desabasto de agua por fugas en la red de distribución	Acción estratégica: Reparación de fugas de agua	\$

Fuente: Elaboración propia.

## **CONCLUSIONES**

Con base en el nuevo procedimiento para la formulación del Estudio de diagnóstico y planeación integral del organismo descentralizado de agua potable, alcantarillado y saneamiento (DIP), se pretende reducir el tiempo de la formulación del mismo. Es un tiempo que se ha ganado para que al final se lleve a cabo una revisión minuciosa del documento que se ha formulado, sobre todo, en la integración de los anexos que den soporte al diagnóstico. En este procedimiento se conjuga propiamente el análisis FODA, control de calidad y planeación estratégica.

Es un ejercicio en el que participa el personal directivo de operación y administración; el análisis FODA integra todo el desempeño del OO, en los aspectos positivos (fortalezas y oportunidades) se establecen las mejoras continuas, en tanto que para los aspectos negativos (debilidades y amenazas) se proponen acciones correctivas.

Conforme al plan estratégico, la aplicación del ejercicio inicia desde el primer año en que se han programado las mejoras y acciones hasta el horizonte de planeación que se haya establecido.

La formulación de este ejercicio no solo se puede aplicar en la elaboración de un Plan de Desarrollo Integral a un sistema de agua potable, es de aplicación generalizada, ya sea a agricultura, ganadería, electricidad, etc.

## **Referencias**

IMTA. 2015. Introducción. Términos de referencia para la elaboración del estudio de diagnóstico y planeación integral de ODAPAS Chalco, Estado de México.

Axel. Análisis FODA (Fortalezas, Oportunidades, Debilidades y Amenazas). 19 pp. <http://html.rincondelvago.com/analisis-foda.html>

## Sección 2

# Eficiencia hidráulica y energética

# Capítulo 1. Eficiencia Energética: Aprovechamiento y Puesta en Servicio de Pozos Surgentes de Baja Entalpía Base Naval, Puerto Belgrano, Argentina

*José M. Casado (1), Oscar A. Coriale (2), María F. Lopolito (3)*

(1) Instituto Nacional del Agua (Argentina) jcasado@ina.gob.ar

(2) Instituto Nacional del Agua (Argentina) ocoriale@ina.gob.ar

(3) Instituto Nacional del Agua (Argentina) mflopolito@ina.gob.ar

---

**RESUMEN.** La energía geotérmica es aquella que se puede obtener mediante el aprovechamiento de calor del interior de la tierra. La energía geotérmica puede clasificarse en diferentes tipos, llamadas de baja, media o alta entalpía. Los recursos geotérmicos de baja entalpía pueden utilizarse para la producción de agua caliente en viviendas, equipamientos, oficina, industria, comercio y a la climatización de edificios, industrias y parques agrarios, entre otras aplicaciones. El presente trabajo describe las tareas de campo realizadas y los balances de costo – beneficio mediante la aplicación de eficientización energética debido a la readecuación de funciones y puesta en servicio de los pozos surgentes dentro de la Base Naval de Puerto Belgrano.

**ABSTRACT.** Geothermal is the energy that can be obtained through the use of the inner heat of the earth. The geothermal energy can be classified in different types, called as: with low medium or high enthalpy. The low enthalpy geothermal resources can be used for water heating in houses, equipment, offices, industry, trade and air conditioning of buildings, industries and agricultural farms, among other applications. The activities performed at field were described; and cost-effectiveness balance was calculated by the application of energy efficiency program. The readjustment of functions and putting in service of the upwelling wells at Naval Base of Puerto Belgrano was implemented.

---

Palabras clave: Eficientización energética, geotermalismo, pozos surgentes.

Keywords: energy efficiency, geothermal energy, upwelling wells

## INTRODUCCIÓN

La cuenca bahiense de 10.000 Km<sup>2</sup> de extensión aproximada, es muy importante dada la presencia de aguas termales surgentes en todos los casos conocidos, cuya temperatura oscila entre los 55 °C y 72 °C. Se ha comprobado que el acuífero de interés presentaría una extensión de 2.000 Km<sup>2</sup> con un espesor de 300 a 400 m., sin considerar posibles áreas improductivas por razones tectónicas y de sedimentación (Coriale, et al; 2014).

La energía geotérmica es aquella que se puede obtener mediante el aprovechamiento de calor del interior de la Tierra. Existen diferentes tipos de geotermia, llamadas de baja, media o alta entalpía. Este tipo de tecnología se diferencia de otras energías renovables en el sentido de que está disponible en casi cualquier lugar y en que su aporte energético es constante.

Los recursos geotérmicos de baja entalpía pueden utilizarse para la producción de agua caliente sanitaria en viviendas, equipamientos, oficina, industria, comercio y a la climatización de edificios, industrias y parques agrarios, entre otras aplicaciones (Noguera, 2011).

El presente trabajo describe las tareas de campo realizadas y los balances de eficientización energética debido a la readecuación de funciones y puesta en servicio de los pozos surgentes.

## OBJETIVOS

A partir de los aspectos generales mencionados en el punto anterior y del estado de situación del servicio de agua para distintos usos, se plantearon los siguientes procedimientos tecnológicos que permitieron lograr los objetivos propuestos:

- Investigación y evaluación del estado actual del pozo denominado “Surgentes 1” con el objetivo de readecuación y puesta en servicio del mismo para aportación de un mayor caudal que ayude a garantizar el abastecimiento de agua para usos complementarios de la Base de Infantería.
- Investigación y evaluación del estado actual del pozo denominado “Surgentes 2” con el objetivo de seguir aportando al abastecimiento de agua para usos complementarios de la Base de Infantería.
- Desarrollar los procesos de investigación y desarrollo en el campo de la energía no convencional, como ejemplo de eficientización energética mediante el aprovechamiento de la energía geotérmica de los pozos surgentes en el diseño e implementación del sistema de calefacción y abastecimiento del natatorio cubierto de estudios y prácticas de la Base de Infantería.

## SITUACIÓN ORIGINAL

Hasta mediados del año 2014, la Base Naval de Infantería de Marina, más precisamente “Escuadrón Baterías”, contaba con un pozo surgente (Surgente 2) de 1.274 m de profundidad como única fuente de abastecimiento de agua para usos múltiples, con un caudal de surgencia de 60 m<sup>3</sup>/h y una temperatura de 68°C. El abastecimiento se realizaba mediante el bombeo durante 20 horas diarias en promedio, de las cuales 4 de ellas aportaban agua al recinto del natatorio.

Este caudal de agua proveniente del surgente llegaba a una cisterna de almacenamiento que se encuentra al pie de un tanque elevado, el cual se utiliza para la presurización del sistema de distribución.

Además del pozo surgente 2, descrito precedentemente, Baterías contaba con otro surgente profundo (surgente 1), de similares características fisicoquímicas y temperatura de surgencia, pero con un caudal de 30 m<sup>3</sup>/h, que se encontraba sin utilizar derramando sus aguas al océano Atlántico.

La Base extrae agua de 3 perforaciones someras para el consumo, ubicadas en la zona de dunas costeras, al mismo tiempo que cuenta con una pequeña planta envasadora de bidones.

## **MITOLOGÍA DE TRABAJO**

A partir del planteo de los objetivos básicos delineados en el punto anterior, se propuso dividir el estudio en las siguientes etapas:

### **Recopilación y análisis de antecedentes**

Se efectuó inicialmente una recopilación de antecedentes primarios, que sumados a una inspección del campo, permitió establecer las condiciones actuales de los surgentes 1 y 2 y obras complementarias, tales como torres de enfriamiento, cisternas y estaciones de bombeo, lo que determino cómo realizar un proyecto de readecuación e implementación de los mismos.

La información básica e imprescindible que se recopiló fue la siguiente:

- Información sobre las características topográficas de la zona, principalmente sobre la base de cartografía e imágenes satelitales.
- Cartografía y planos básicos de la infraestructura existente.
- Caracterización de la fuente de agua, información general e histórica sobre la calidad, temperatura, caudal y presión.
- Ubicación y características del sistema actual de abastecimiento, almacenamiento y distribución del agua. (Tanques, cisternas, sistemas de bombeo, etc.).
- Ubicación y características de las interferencias tanto naturales como artificiales, ubicadas en la traza del proyecto.
- Disponibilidad de fuentes de energía en la zona del estudio.
- Antecedentes de estudio de suelos.

### **Investigación y evaluación oferta – demanda del pozo Surgente 1 (fuera de servicio)**

En función del análisis de información antecedente y el relevamiento de campo, se llevó a cabo una serie de tareas que permitieron reincorporar al sistema de provisión de agua al Surgente 1:

- Readecuación del cabezal de surgencia.
- Instalación de cañería desde el cabezal hasta la torre de enfriamiento.

- Readecuación de la torre de enfriamiento y evaluación del sistema global con las cisternas de almacenamiento superior e inferior, que permitan garantizar la oferta.
- Cañería de distribución desde la cisterna de almacenamiento en la torre de enfriamiento hasta la cisterna de almacenamiento en la cercanía del tanque.
- Pruebas hidráulicas y modelización de la red de impulsión instalada con verificación topográfica actual que permita determinar la mejor condición de funcionamiento del sistema.

### **Investigación y evaluación de la oferta – demanda del pozo Surgente 2**

En función del relevamiento de campo se definieron las tareas a desarrollar, que permitieron readecuar y optimizar el sistema de enfriamiento y la producción actual de este surgente; las mismas fueron:

- Readecuación de empalme del cabezal del surgente hacia el sistema de enfriamiento.
- Evaluación del estado general de la cañería y accesorios del cabezal hasta el sistema de enfriamiento.
- Ensayos hidráulicos y mediciones de la difusión de calor para optimizar el sistema de enfriamiento mediante la implementación de dispersores.

### **Desarrollar los procesos de investigación y desarrollo en el campo de la energía no convencional, como ejemplo de eficientización energética mediante el aprovechamiento de la energía geotérmica de los pozos surgentes en el diseño e implementación del sistema de calefacción y abastecimiento del natatorio cubierto de estudios y prácticas de la Base de Infantería.**

Originalmente el surgente 2 alimentaba durante 4 horas por día al natatorio ubicado a unos 470 m aproximadamente del mismo. Dicha alimentación provenía del sistema que lleva el agua a la cisterna de almacenamiento y posteriormente al tanque de abastecimiento, por lo que la temperatura del agua ya se encontraba pre enfriada a 52°C (habiendo pasado por el enfriador) y el sistema de calefacción del natatorio se realizaba mediante energía convencional, aunque los sistemas de calefacción se encontraban totalmente en desuso (2 equipos de 250.000 kcal/h).

El proyecto de investigación para la eficientización energética planteado, a partir del recurso geotermal de baja entalpia (68 °C) existente en el pozo surgentes 2, se llevo a cabo mediante la realización de un nuevo sistema de derivación desde dicho surgente, cuya bifurcación se proyectó aguas arriba del sistema de enfriamiento, llegando al edificio natatorio con la temperatura de surgencia y así poder lograr los dos siguientes objetivos: en primer lugar alimentar la pileta y luego, utilizar la temperatura de surgencia directa para calefaccionar el natatorio.

Constructivamente el circuito se proyectó de manera que el agua circule por el perímetro interno del natatorio y luego alimente el mismo en forma continua manteniendo la temperatura del agua constante durante todo el día, lo cual deberá ser ensayado y verificado para garantizar la eficientización energética prevista.

## **OBRAS REALIZADAS**

### **Recopilación y análisis de antecedentes.**

Se realizaron la totalidad de las actividades previstas en esta tarea asociada a la recopilación y análisis de antecedentes para la ejecución de las diferentes obras planteadas.

Se digitalizaron la totalidad de los planos de obra provistos por la Armada Argentina y se generaron una serie de planos con la traza final de la obra.

### **Investigación y Evaluación de oferta – demanda del estado actual de los surgentes 1 y 2 con el objetivo de garantizar el abastecimiento de agua para usos complementarios.**

#### **Proyecto de Investigación - Surgente 1**

Para esta tarea se realizó el retiro y reemplazo del antiguo cabezal del surgente 1, se reconstruyó la plataforma del surgente mediante un muerto de hormigón y se midieron los parámetros hidráulicos correspondientes.

Se readecuó la zona de trabajo mediante el movimiento de suelo y se comenzó con las tareas de excavación y zanjeo para la colocación de la cañería desde el surgente a la torre y desde la torre a la casa de bombas.

El tendido de la conducción desde el cabezal hasta la torre de enfriamiento se realizó en cañería de acero de 6" con rosca y cupla, con un desarrollo de 60 m.

Al pie de la torre se realizó una reducción de diámetro de 6" a 3" que permitió empalmar la cañería de acero galvanizado para la conducción del agua hacia la parte superior de la misma.

El tramo desde la base hasta la parte superior tiene una longitud de unos 27 m al cual se le colocó al comienzo del mismo una válvula esclusa que permita el manejo del flujo hacia la torre.

El tramo de conducción hacia la parte superior se colocó por el interior de la torre y en coincidencia con el final de la misma se colocó el sistema de dispersión de flujo para colaborar con el enfriamiento del mismo a su llegada a la cisterna de almacenamiento. Dicho sistema se materializó con caños filtros ranurados de acero galvanizado.

Cabe mencionar que a la torre se le realizó el reemplazo de todas las aberturas, para lo cual se utilizaron ventanas de metal desplegado pintadas con epoxi. Además, se reemplazaron unos 4 m de la parte inferior de la escalera de acceso a la parte superior de la torre.

Siguiendo con la instalación de la conducción se realizó el empalme desde la cisterna inferior de la torre en la dirección aguas abajo, dejando presentada una salida para futura conexión de una bomba dentro de la estación prevista para tal fin. Este tramo de conducción tiene un desarrollo de 70 m y se materializó en cañería de acero roscada de 6".

Desde la estación de bombeo hasta la cisterna de almacenamiento ubicada en cercanías del tanque (440 m) se realizó en cañería de acero roscado de 5", para lo cual se colocó una reducción inmediatamente aguas abajo de la casa de bombas. Para la colocación de este tramo de conducción

se realizó un zanjeo a lo largo de la calle de tierra lateral a la avenida, hasta 30 m pasando el edificio de sanidad, en donde se realizó el cruce de calle. De allí se procedió a la colocación de cañería hasta la avenida principal, lugar donde se realizó un cambio de dirección hacia en museo hasta enfrentar la vereda opuesta en coincidencia con la cisterna de almacenamiento, para lo cual se realizó el cruce de la avenida principal. Ambos cruces se realizaron mediante el zanjeo y colocación de paredes de 0,30 m en mampostería al costado de la conducción y losetas de 1 m x 0,15 m de hormigón armado en la parte superior de la misma.

Además, se construyeron cámaras de inspección en los cambios de dirección de la conducción y la colocación de parantes indicadores a lo largo de la traza en la calle lateral.

Figura 1. Surgente antiguo y cabezal de reemplazo



Figura 2. Tendido de cañería en campo



## Proyecto de Investigación - Surgente 2

En esta tarea se reemplazó un tramo de cañería de 6" que une el cabezal del surgente y el sistema de enfriamiento. Además, se realizó el reemplazo de una válvula esclusa y junta Gibault.

Se verificaron los parámetros hidráulicos del surgente mediante mediciones de campo y se diseñó un nuevo sistema de enfriamiento mediante la implementación de dispersores, que reemplazaron al antiguo sistema. El sistema instalado se colocó sobre vigas preexistentes y constó en la instalación de 50 m de cañería de acero galvanizado de 3" con ranuras espaciadas que permiten la dispersión del flujo y un mejor funcionamiento del sistema de enfriamiento.

Además, se realizó un alambrado perimetral para evitar el ingreso de animales al enfriador, los cuales quedaban atrapados dentro del mismo por la temperatura del agua.

Figura 3. Reemplazo de accesorios y sistema de enfriamiento



Desarrollar los procesos de investigación y desarrollo en el campo de la energía no convencional, como ejemplo de eficientización energética mediante el aprovechamiento de la energía geotérmica de los pozos surgentes en el diseño e implementación del sistema de calefacción y abastecimiento del natatorio cubierto de estudios y prácticas de la Base de Infantería.

A partir de las condiciones de surgencia que presentó el pozo surgente 2 se determinó la posibilidad de alimentación del natatorio cubierto en forma directa sin la necesidad de utilizar la estación de bombeo. En virtud de esto, se realizó el lineamiento de la traza más conveniente, la cual se decidió que la misma atravesase el terreno en línea recta atravesando la pista de combate e ingrese al natatorio por la parte posterior del mismo.

En primer lugar se realizaron las tareas de limpieza de terreno y la colocación de la bifurcación desde el surgente hacia la pileta. El primer tramo de una longitud aproximada de 180 m desde el surgente hacia la pileta, se realizó en cañería roscada de acero de 6", en dicho tramo se realizó la excavación y posterior hormigonado del cruce de calle dentro la pista de combate urbano y readecuación del escalón de entrada al gimnasio de entrenamiento.

En el resto del tramo hasta el natatorio se colocaron 100 m de cañería de acero roscado en 7" y 180 m de cañería de acero roscado de 5". La entrada al natatorio se realizó en cañería de acero roscado de 4" y se colocaron dentro del mismo 30 m de esta cañería en forma enterrada con una rejilla de material desplegado como cubierta de zanja.

Además de la cañería de 4", dentro del natatorio y en forma superficial, se colocaron 100 m de cañería de acero roscada de 7", distribuida a lo largo de los laterales de la pileta. Su objetivo principal es el de alimentar en forma continua la pileta y calefaccionar la misma mediante la irradiación de calor aprovechando la temperatura propia del agua circulante.

Para la alimentación propiamente dicha se colocaron 4 salidas independientes consistentes en cañería de PVC de 2" con una válvula esclusa cada una para el manejo individual del sistema. Como complemento de accesorios se colocó en la bifurcación del surgente 2 una válvula esclusa de 6" y a la entrada del natatorio una válvula esclusa de 4". En ambos casos, las mismas permitirán darle al sistema una modalidad adecuada de funcionamiento.

Además de las válvulas mencionadas a lo largo de toda la traza se distribuyeron 14 juntas Gibault de dilatación (3 interiores al natatorio y 11 exteriores), las cuales fueron readecuadas a las originales de manera tal de darle al sistema mayor potencial de dilatación ya que la diferencia de temperatura entre el ambiente y el fluido resulta importante.

Figura 4. Surgente y derivación al natatorio



Figura 5. Tendido de cañería en campo y dentro del natatorio



Figura 6. Instalación de cañería dentro del natatorio



## RESULTADOS

### Análisis técnico económico de la obra

El presente análisis técnico económico del proyecto, surge a partir de la realización de balances: por un lado los costos de obra, y por otro, el ahorro de energía generados por la implementación de la obra.

Los puntos a considerar dentro del análisis son los siguientes:

- Costo de la obra
- Ahorro de energía por puesta en servicio del surgente 1 que disminuye el bombeo proveniente del surgente 2.
- Ahorro de energía por eliminación de bombeo durante 4 horas diarias debido al aporte de agua caliente para el llenado del natatorio en forma directa.
- Calefacción del natatorio mediante radiación de temperatura.
- Aporte de energía calórica debido a la temperatura constante del agua dentro de la pileta.

La obra fue realizada en un plazo de cuatro meses y tuvo un costo total de US\$100.000 (cien mil dólares), considerando dentro del mismo proyecto, provisión de materiales y mano de obra.

El bombeo de agua caliente hacia el natatorio se realizaba mediante una bomba centrífuga horizontal modelo 5003CZM Czerwemy; caudal de 110 m<sup>3</sup>/h; altura manométrica de 40 m. Bombas acopladas a motores 30 CV de 2.800 rpm, con un consumo horario estimado de 21,70 kWh (158.410 kWh/año) considerando 20 horas diarias. El costo anual de consumo eléctrico del sistema asciende a un valor aproximado de US\$ 6.337 año.

Considerando que después de la puesta en marcha del surgente 2 solo se bombea entre 1 a 2 horas diarias el ahorro de energía es de 149.529 kWh/año (1,5 horas) y un costo de US\$5.861 anuales.

En el caso del balance energético dentro del natatorio generado por el sistema instalado, lo cual se traduce en ahorro de energía que debiera ser aportado por un sistema externo al surgente, se deberán considerar los siguientes factores:

- Área y volumen del recinto, orientación del mismo
- Superficie de la pileta
- Temperatura del agua de la pileta
- Temperatura de ingreso al sistema
- Longitud, diámetro y material de la cañería instalada
- Coeficientes necesarios para los cálculos, tales como: calor de vaporización, coeficiente de orientación, coeficiente de renovación de aire, coeficiente de transmisión en cañería de acero, etc.

A partir de los factores intervinientes se plantean como hipótesis las siguientes consideraciones:

- i. Cálculo del flujo calórico aportado al recinto únicamente por la masa líquida en la pileta, considerando una temperatura constante de 25 °C
- ii. Cálculo del caudal calórico aportado por radiación de la cañería instalada
- iii. Pérdida de calor en el recinto en función de la diferencia de temperatura con el medio exterior.

Se pretende brindar como resultado el incremento de temperatura ( $\Delta$ ) entre el exterior y el recinto que genere una pérdida de calor dentro del mismo que iguale a los aportes de calor generados por la masa líquida y por la cañería instalada. Este cálculo determinaría cuál es la mínima temperatura exterior para la cual el sistema queda equilibrado a la temperatura que uno se proponga alcanzar.

Se presenta el siguiente balance:

$$Q_{\text{cañería}} + Q_{\text{pileta}} (25\text{ °C}) - Q_{\text{pérdida estructura}} = 0 \quad (1)$$

Donde:

$Q_{\text{cañería}}$  = Flujo de calor en la cañería (kcal/h)

$Q_{\text{pileta}} (25\text{ °C})$  = Flujo de calor de evaporación del agua de la pileta (kcal/h)

$Q_{\text{pérdida estructura}}$  = Flujo de pérdida de calor por la estructura del recinto (kcal/h)

El cálculo de cada uno de los términos que componen se determinó de la siguiente manera:

### **Q cañería**

En el caso del cálculo del flujo de calor de la cañería se toman en consideración las características físicas de la misma, como longitud, perímetro y materia y por otro lado las condiciones asociadas a la difusión de calor a saber el coeficiente total de transmisión de la cañería (acero) y la diferencia de temperatura entre el flujo interno y la temperatura ambiente. Los valores se presentan en la Tabla 1.

Para este caso en particular se adoptaron los siguientes valores:

Material: Acero  
Perímetro: Cañería de 4" y 7"  
Longitud: 30 m de cañería de 4" y 120 m de cañería de 7"  
Temperatura del agua en el interior de la cañería: 68 °C  
Temperatura ambiente: 18 °C; 20 °C; 22 °C y 24 °C  
Coeficiente total de transmisión de la cañería: 39

### Q piletta

Para estimar el calor debido a la evaporación del agua de la piletta, se aplicó la fórmula de Bernier (Noguera, 2011):

$$Q_e = S \times (16 + 133 n) \times (W_e - G_a \times W_{as}) \times C_{vap} \quad (2)$$

Donde:

$C_{vap}$  = calor de vaporización del agua = 677,8 Wh/kg a 25 °C

S = superficie de piletta (m<sup>2</sup>) = 1.000 m<sup>2</sup>

$W_e$  = humedad absoluta del aire saturado a la T del agua (kg<sub>agua</sub> / kg<sub>aire</sub>) a 25 °C = 0,02 kg<sub>agua</sub> / kg<sub>aire</sub>

$W_{as}$  = humedad absoluta del aire saturado a la T del aire interior (kg<sub>agua</sub> / kg<sub>aire</sub>) = 0,0225 kg<sub>agua</sub> / kg<sub>aire</sub>

$G_a$  = grado de saturación = 65%

Si bien la fórmula de Bernier considera para el cálculo el número de nadadores por m<sup>2</sup> de superficie de lámina de agua (n), en nuestro caso no consideraremos este parámetro, ubicándonos en una situación conservadora en cuanto a la cantidad de calor debido a la evaporación de la piletta.

De acuerdo a este cálculo, el calor debido a la evaporación de la piletta está en el orden de las 50.000 kcal/h.

### Q perdida por la estructura

Como se mencionó precedentemente este valor se obtuvo indirectamente y verificando dentro de las diferentes ecuaciones de cálculo que el delta de temperatura entre el exterior y el interior del natatorio, verifica la condición de equilibrio térmico. En el caso del cálculo del flujo de pérdida de calor por la estructura del recinto se toman en consideración las características geométricas del mismo; esto es área, volumen, material y espesores de los muros externos, los cuales tiene asociado diferentes coeficientes y por otro lado las condiciones asociadas a la orientación geográfica de cada una de las áreas consideradas y por ultimo un porcentaje de renovación de aire que se produce debido a la apertura y cierre de las diferentes aberturas que componen el recinto (portones y ventanas).

Para este caso en particular se adoptaron los siguientes valores:

Área efectiva: 4.206 m<sup>2</sup>

Volumen: 12.015 m<sup>3</sup>

Espesor de los muros: 0,30 m

Orientaciones del recinto: NE, SE y NO

Temperatura ambiente: 18 °C; 20 °C; 22 °C y 24 °C.

Coeficiente de renovación: 0,313

En la Tabla 1 se presentan los resultados obtenidos del balance de los distintos caudales calóricos y el delta de temperatura que equilibra el sistema, considerando temperaturas en el interior del recinto entre 18°C y 24°C, respectivamente.

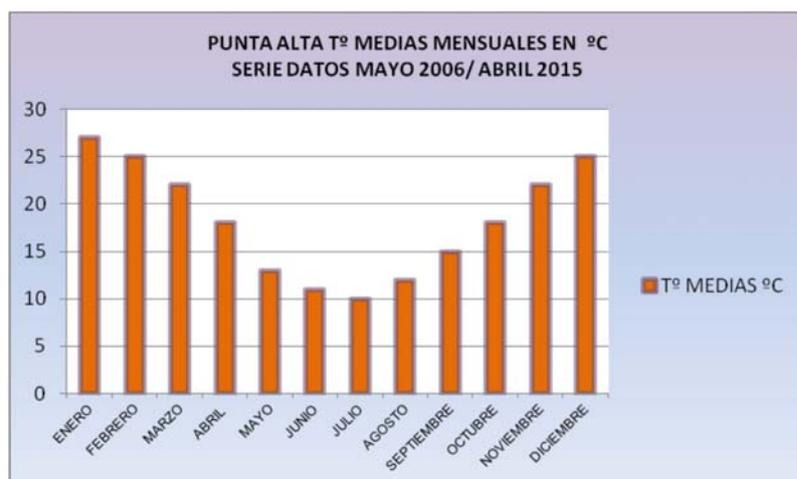
Según se aprecia en la Tabla 1 los valores obtenidos considerando valores internos entre 18°C a 24°C, van desde 11,10 °C hasta 9,75 °C. Como consecuencia de los resultados y a modo de análisis de eficiencia calórica del sistema instalado, podemos decir que dicho sistema resulta eficiente con temperaturas exteriores iguales o superiores a los 9 °C.

Tabla 1. Balance de flujo calórico

Temperatura del natatorio (°C)	Caudal por cañería (Kcal/h)	Caudal por pileta (Kcal/h a 25 °C)	Temperatura de equilibrio (°C)
18	149.378,9	50.000	11,10
20	143.403,8	50.000	10,70
22	137.428,6	50.000	10,40
24	131.453,4	50.000	9,75

Si consideramos un promedio estadístico medio mensual de los últimos 10 años, las temperaturas en la Base Naval entre las 7 AM y 19 PM se puede decir que el sistema resulta eficiente para todos los meses del año. En la Figura 7 se presentan los datos de temperatura registrados en los últimos 10 años.

Figura 7. Temperaturas medias registradas en el período mayo 2006 a abril 2015



Fuente: es.windfinder.com

Siguiendo con el balance de energía y teniendo que asociar un costo al sistema debemos decir que en el caso de tener que calefaccionar el recinto con un equipo destinado a tal función el mismo debe tener una capacidad calórica igual a la del sistema instalado el cual se equilibra con 400.000 kcal/h aproximadamente ya que debe realizar tanto el aporte calórico para calefaccionar como el aporte que se pierde por la estructura.

En virtud de los resultados obtenidos, el valor económico asociado al ahorro energético en la instalación del sistema mediante el aprovechamiento de energía de baja entalpía es del orden de los 11037 US\$/año.

Cabe mencionar que para el cálculo del balance final costo-beneficio de la obra en su totalidad, será necesario considerar el costo que implica la adquisición de los equipos de calefacción.

Es importante destacar que el recinto originalmente contaba con dos equipos cada uno de 250.000 kcal/h alimentados a gas natural que fueron removidos para la readecuación del natatorio. La Figura 8 muestra uno de los equipos en donde puede observarse su condición de deterioro total.

Figura 8. Equipos de calefacción originales



Por otro lado también deberá considerarse dentro del balance económico del aprovechamiento la puesta en valor del propio surgente, es decir, cuánto cuesta reproducir las condiciones que proporciona el mismo. Este dato se obtuvo a partir de mediciones in situ aforando el caudal de desborde que se obtiene como consecuencia de mantener una temperatura constante en la pileta de 25 °C.

El caudal que ingresa a la pileta es del orden de los 30 m<sup>3</sup>/h a una temperatura de 68 °C. Podemos considerar que para obtener un recurso de características similares, se necesitaría contar con una bomba que produzca dicho caudal (sin considerar el valor de la perforación o de la obra de toma si fuese desde un curso de agua superficial) y un sistema a gas o eléctrico que elevara la temperatura desde un agua desde 20 °C hasta 68 °C.

Para este caso, considerando una bomba de 30 m<sup>3</sup>/h a 60 m se requeriría de 131.400 kW/año por energía de bombeo, equivalente a un costo de 5256 US\$ /año. En relación al costo que implicaría elevar la temperatura del agua desde 20 °C en boca de pozo, hasta 68 °C (temperatura de surgencia), se requeriría de 57.027 US\$/año, correspondiente a un consumo de gas de 17.108 m<sup>3</sup>/año (LENNTECH, Water Treatment Solutions). Para los cálculos se ha considerado como costo de la electricidad 0,04 US\$/kWh y 0,03 US\$/m<sup>3</sup> gas.

## CONCLUSIONES

- La Base Naval de Puerto Belgrano, utilizaba con anterioridad al desarrollo de este estudio agua proveniente del pozo “Surgente 2” exclusivamente para usos complementarios de la Base, sin aprovechar su potencial energético. De hecho, el agua era enfriada previamente a su utilización.
- A partir de los resultados de campo obtenidos, se determinó la factibilidad de la puesta en servicio del surgente 1 para el aporte al abastecimiento de los distintos usos de la Base.
- Se diagramó y realizó una obra mediante la instalación de 470 m de cañería de acero desde el surgente hasta la cisterna de almacenamiento.
- Se proyectó en función de los estudios de campo la factibilidad del aprovechamiento energético del recurso para alimentar y calefaccionar instalaciones de instrucción de la Base (natatorio).
- Se diagramó y realizó una obra mediante la instalación de 460 m de cañería de acero desde el surgente hasta el natatorio. Asimismo, dentro del mismo, se instalaron 150 m adicionales de cañería con el objetivo de calefaccionar y alimentar el recinto y la pileta.
- El balance energético total indica que entre la puesta en funcionamiento del surgente 1 y el aprovechamiento de energía de baja entalpía permite 5.861 US\$ de ahorro de bombeo, 11.037 US\$ /año en la instalación del sistema, de 5.256 US\$/año en energía de bombeo y de 57.027 US\$ /año en elevar la temperatura del agua desde 20 °C en boca de pozo, hasta 68 °C (temperatura de surgencia).
- Teniendo en cuenta la sumatoria de los costos de ahorro de energía, se puede obtener una amortización de la obra en menos de 1 año y medio (aún no considerando los costos de equipamiento y de perforación).

## REFERENCIAS

Coriale, O.A. et al. (2014). “Eficiencia Energética: Evaluación en la explotación del acuífero artesiano de Bahía Blanca”. XIII Simpósio Iberoamericano de Redes de Água, Esgoto e Drenagem. Línguas Ibéricas como Instrumento de Conhecimento, Ciência e Tecnologia. 03 a 06 de Novembro de 2014. Fortaleza. Brasil

Instituto Nacional del Agua, Dirección de Servicios Hidrológicos (2009). “Estudio de fuentes de agua subterránea para proveer de agua potable a la Base Naval de Infantería de marina “Baterías”.

Noguera Sebastián J. (2011). “Climatización de una piscina cubierta mediante la combinación de energía solar térmica, geotermia y caldera de apoyo de biomasa”. Tesis Màster Interuniversitari UB-UPC d’Enginyeria en Energia. Universitat de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya.

LENNTECH, Water Treatment Solutions. Calculadora del gasto energético y monetario necesario para calentar agua <http://www.lenntech.es/calculadoras/energia/coste-energia-agua.htm>

Pronóstico de viento y tiempo [es.windfinder.com](http://es.windfinder.com)

## Capítulo 2. Evaluación documental y técnica de mejora de eficiencias en organismos operadores de agua potable en México

*Jorge Arturo Casados Prior (1), María Elena Rivero Bustos (2)*

(1) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) jorgecasados@tlaloc.imta.mx

(2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) mrivero@tlaloc.imta.mx

---

**RESUMEN.** Se presentan los resultados de las evaluaciones realizadas a nivel documental y evaluaciones en campo (143), de cada acción comprometida por parte de los organismos operadores del país durante el periodo de ejecución 2010–2013, las cuales fueron aprobadas para su realización. La metodología fue evaluar los expedientes con la información de gestión administrativa de cada una de las acciones; especificaciones técnicas particulares; términos de referencia para la licitación y cumplimiento en la relación contractual; todo esto se corroboró con la verificación en campo donde se constató la instalación, funcionamiento, operación de los equipos, materiales e instrumentos electrónicos y electromecánicos. Con lo anterior se concluyó la mejora e incremento de la eficiencia física, eficiencia energética, eficiencia operativa, eficiencia comercial y administrativa; así como el desarrollo, actualización y modernización de la infraestructura hidráulica necesaria y fundamental para la prestación de un servicio de agua potable a los usuarios con calidad y en cantidad.

**ABSTRACT.** This work presents the results of evaluations conducted to document level and field evaluation (143) of every action committed by the country's utilities during the implementation period 2010-2013 which were approved for realization are presented. The methodology was to evaluate the records with administrative information of each of the actions; particular technical specifications; terms of reference for bidding and compliance in the contractual relationship; this was confirmed with field verification where the installation, operation, operation of equipment, materials and electronic and electromechanical instruments found. With the above improvements and increased physical efficiency, energy efficiency, operational efficiency, business efficiency and management it was completed; and the development, upgrading and modernization of the necessary and essential for the provision of water service users with quality and quantity water infrastructure.

---

**PALABRAS CLAVE.** Mejora de eficiencias, Eficiencia Física, Eficiencia Comercial, Incremento de Eficiencias, Evaluación de eficiencias.

**KEYWORDS.** Improving efficiencies, Physical Efficiency, Business Efficiency, Increase Efficiencies, evaluation of efficiencies.

## INTRODUCCIÓN

El Plan Nacional de Desarrollo 2013-2018 establece en particular en el objetivo 4.4 y la estrategia 4.4.2 el de: Implementar un manejo sustentable del agua, haciendo posible que todos los mexicanos tengan acceso a este recurso. Para lo cual se establecen entre otras las siguientes líneas de acción: a) incrementar la cobertura y mejorar la calidad de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento; y b) fortalecer el desarrollo y la capacidad técnica y financiera de los organismos operadores para la prestación de mejores servicios. En este contexto, el adecuado manejo y preservación del agua cobra un papel fundamental, dada su importancia en el bienestar social, el desarrollo económico y la preservación de la riqueza ecológica de nuestro país.

Para ello, es importante promover que los municipios, responsables de prestar los servicios a la población a través de los organismos operadores (OO), incrementen la eficiencia en la distribución del agua; implanten sistemas adecuados de medición, facturación y cobro; promuevan el buen uso y pago del agua y suministren agua con calidad adecuada para consumo humano. Sin embargo los organismos operadores de agua potable y saneamiento en todo el país enfrentan muchos retos comunes, incluyendo los costos crecientes, el deterioro por el paso del tiempo de la infraestructura, los cada vez más estrictos requerimientos legales, el incremento de la población, y una fuerza de trabajo que cambia rápidamente. Una gestión eficiente puede ayudar a los organismos operadores a responder a los desafíos actuales y futuros así como apoyarlos en su misión de ser exitosos proveedores de servicios en el siglo XXI.

La mejora de eficiencia de los organismos operadores de agua y saneamiento en México surge con el objetivo de contribuir de manera específica, a mejorar la calidad en la prestación de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento, mediante el incremento de la eficiencia física, eficiencia comercial y eficiencia administrativa de los organismos operadores responsables de atender las necesidades de la población, contando con la asistencia técnica y de financiamiento por parte de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en el planteamiento, gestión y autorización de las acciones encaminadas a obtener resultados y beneficios tangibles para el organismo operador.

Por lo consiguiente, es necesario que los organismos operadores si alcanzan resultados que operativamente les permita obtener mejoras en las eficiencias, por ello, se optó por destinar y asignar recursos públicos a través de un programa, sujetos a la aprobación de la propuesta de acciones que coadyuven a mejorar las eficiencias a través del desarrollo y modernización de la infraestructura hidráulica con eficiencia, eficacia, economía y transparencia.

Por lo antes expuesto y con la finalidad de conocer el grado de avance, cumplimiento y mejora de las eficiencias que se logran obtener después de haber concluido las acciones propuestas y con la finalidad de tener información sobre los beneficios e impacto de los resultados alcanzados, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) tomó la decisión de realizar un estudio a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), para realizar una evaluación documental y verificación de campo que permitiera conocer el cumplimiento y el impacto de los resultados en los organismos operadores participantes sobre las acciones financiadas. Cabe destacar que es la primera vez que se realiza un estudio de este tipo y el cual ha venido a marcar un parte aguas sobre estas actividades y definición de la línea base esencial para definir y determinar cuáles de deben ser las acciones a llevar a cabo para que se garantice alcanzar la mejora de las eficiencias.

## **MATERIALES Y MÉTODOS**

Para llevar a cabo la evaluación de la mejora de eficiencia de manera documental y en campo, se planteó y elaboró el material adecuado, para ello se diseñó un documento el cual contiene todos los aspectos administrativos para la gestión de las acciones, aspectos técnicos para su ejecución, como un instrumento fundamental para llevar a cabo una evaluación técnica operativa como herramienta que permita obtener información documental que sustente el cumplimiento de cada una de las acciones y objetivo con el programa. Así como también, la información de instalación, inversión y funcionamiento técnico de la acción en la infraestructura de campo.

El documento se identifica como: *Ficha Técnica de Evaluación de Acciones*, para ello, de manera muy general se mencionan sus componentes con los aspectos siguientes:

### ***I. Aspectos para Evaluación documental***

1. Información General
2. Información Básica
  - 2.1 Información de la Localidad (INEGI)
  - 2.2 Información del Organismo Operador
  - 2.3 Situación Legal
  - 2.4 Situación Comercial
3. Sistema de Abastecimiento
4. Almacenamiento y Regulación
5. Saneamiento
6. Desarrollo Institucional

### ***II. Aspectos para Evaluación en campo***

7. Información técnica de la Acción
8. Beneficios Específicos
9. Aspectos Administrativos de la Acción
10. Aspectos Técnicos de la Acción
  - 10.1 Esquema básico de funcionamiento
  - 10.2 Descripción básica de los componentes
  - 10.3 Especificaciones técnicas
  - 10.4 Diagrama, esquema e imagen fotográfica de la acción

Para llevar a cabo la evaluación de la mejora de eficiencia a nivel documental y de campo se seleccionaron 27 localidades de 43 en total que recibieron financiamiento durante los años 2010, 2011 y 2013, con esta información se puede afirmar que la muestra del estudio es representativa a nivel nacional, así como también la cantidad de 143 acciones de un total de 170 comprendidas en el estudio.

Para la evaluación de las acciones se solicitó a cada organismo operador toda la información relacionada con los planos, especificaciones técnicas, términos de referencia, diseño de instalación, proyecto ejecutivo, bases de licitación, entre otros. Posteriormente a la evaluación documental se revisó y verificó el cumplimiento de la meta en campo, la instalación, funcionamiento y operación continua, las localidades y número de acciones se encuentran distribuidas en la Tabla 1.

Tabla 1. Localidades y Acciones evaluadas por año.

Estado	Localidad	Acciones 2010	Acciones 2011	Acciones 2013	Subtotal	Total	%
1. Coahuila	1. Torreón	2	1	0	3	8	6%
	2. Satillo	0	0	4	4		
	3. Ramos Arizpe	0	0	1	1		
2. Durango	1. Durango	0	2	1	3	5	3.5%
	2. Gómez Palacios	0	1	1	2		
3. Guanajuato	1. Celaya	0	8	0	8	20	14%
	2. Guanajuato	0	0	11	11		
	3. San Miguel de Allende	0	0	1	1		
4. Jalisco	1. Puerto Vallarta	0	0	10	10	25	17%
	2. Guadalajara	0	0	15	15		
5. Estado de México	1. Chicoloapan	1	0	5	6	49	34%
	2. Chimalhuacán	1	0	4	5		
	3. Cuautitlán Izcalli	0	2	4	6		
	4. La Paz	3	0	7	10		
	5. Nezahualcóyotl	1	0	4	5		
	6. Tecámac	3	0	5	8		
	7. Valle de Chalco	2	0	7	9		
6. Nayarit	1. Bahía de Banderas	6	0	2	8	8	6%
7. San Luis Potosí	1. San Luis Potosí	0	0	5	5	5	3.5%
8. Sinaloa	1. Ahome	0	0	8	8	8	6%
9. Tamaulipas	1. Cd. Victoria	0	0	3	3	4	3%
	2. Reynosa	0	0	1	1		
10. Veracruz	1. Xalapa (Documental)	0	0	11	11	11	7%
	2. Tuxpan	0	0	3	3		
	3. Poza Rica	0	0	3	3		
	4. Minatitlán	0	0	4	4		
	5. Coatzacoalcos	0	0	1	1		
<b>Total 10 Estados</b>	<b>27 Localidades</b>	<b>19</b>	<b>14</b>	<b>110</b>	<b>143</b>	<b>143 Acciones</b>	<b>100%</b>

Fuente: Informe final HC-1447.3 - IMTA 2014.

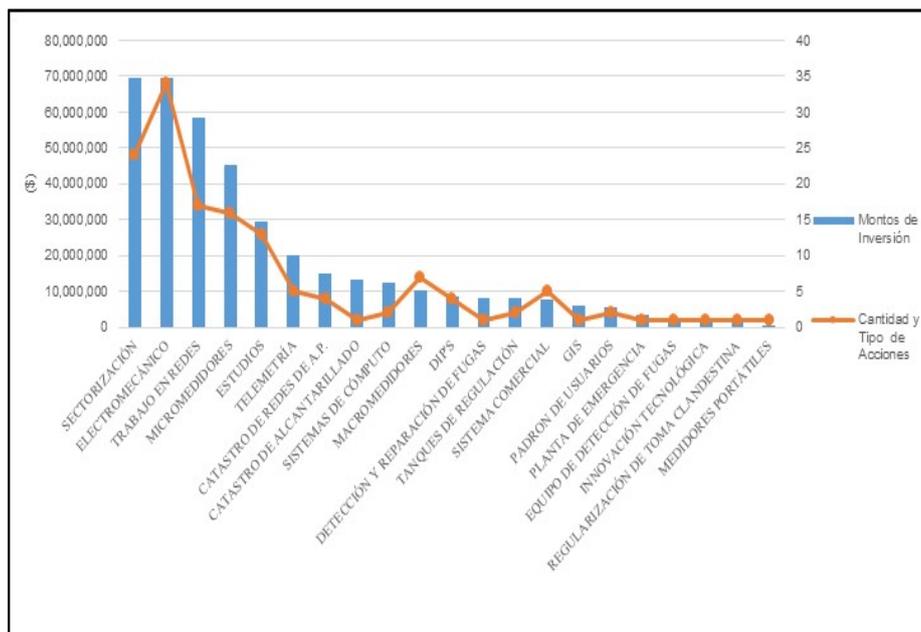
En las visitas a las localidades evaluadas se tuvo a la vista toda la información que sustenta la realización de las acciones, la cual se revisó para cada una de las etapas indicadas en la *Ficha Técnica de Evaluación de Acciones*. Se analizó la información a nivel documental y se corroboró en cada expediente elaborado con las especificaciones técnicas establecidas para llevar a cabo cada una de las acciones comprometidas, su cumplimiento administrativo, normativo, técnico, económico financiero con respecto a los porcentajes de aportaciones federales, las de contraparte y el cierre documental, técnico, jurídico y financiero de cada acción, con lo que se cumplió al 100% la evaluación y conclusión del estudio.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados que se obtuvieron en las evaluaciones realizadas en los 27 municipios objeto de este estudio, los cuales están conformados por las evaluaciones a nivel técnico, documental y verificaciones de campo, se describen a continuación.

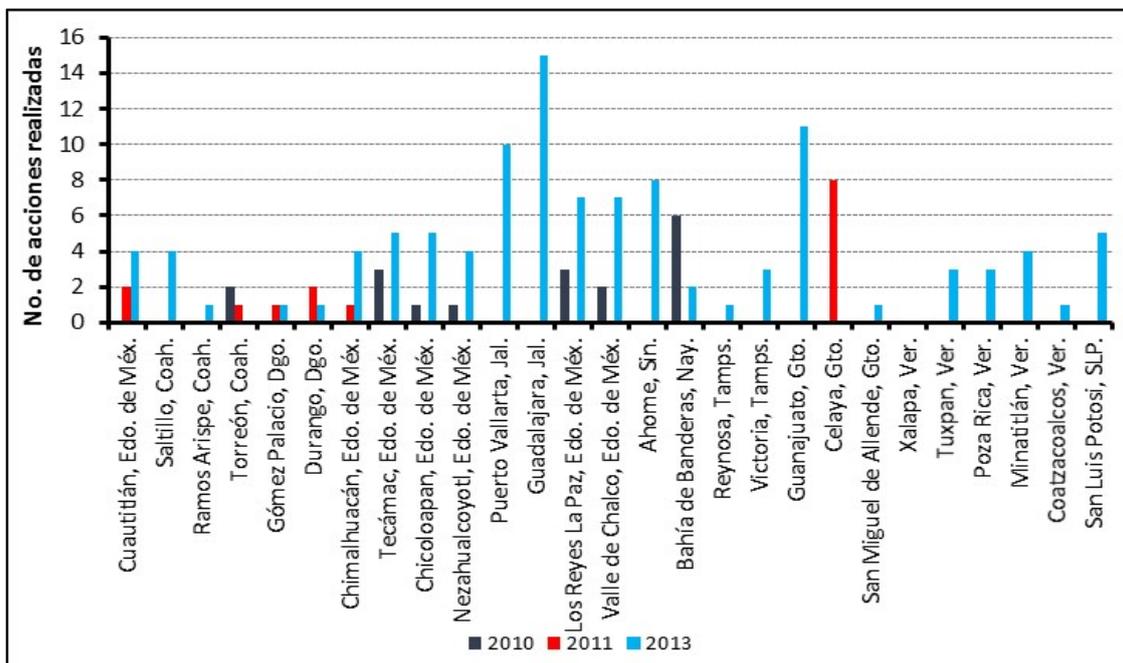
Tomando en consideración la diversidad del tipo de acciones que se realizaron durante el periodo 2010–2013 en las diferentes localidades del país, de acuerdo a los montos de inversión que se destinaron a través del PROME en estas localidades, ver Fig.1 y Fig.2, con base en la información obtenida, se puede mencionar que los resultados son muy buenos, de mucha satisfacción técnico operativo y de grandes beneficios para los organismos operadores, tanto económica, administrativa y de funcionamiento operativo, debido a que se logró disminuir la cantidad de personal para los trabajos de campo porque algunas actividades de operación se automatizaron, lo que contribuyó en la optimización de recursos humanos, manteniendo una buena prestación de los servicios de agua a los usuarios de estas localidades.

Figura 1. Número de acciones versus montos de inversión por año



Fuente: Informe final HC-1447.3 - IMTA 2014.

Figura 2. Acciones realizadas por municipio en los años 2010, 2011 y 2013



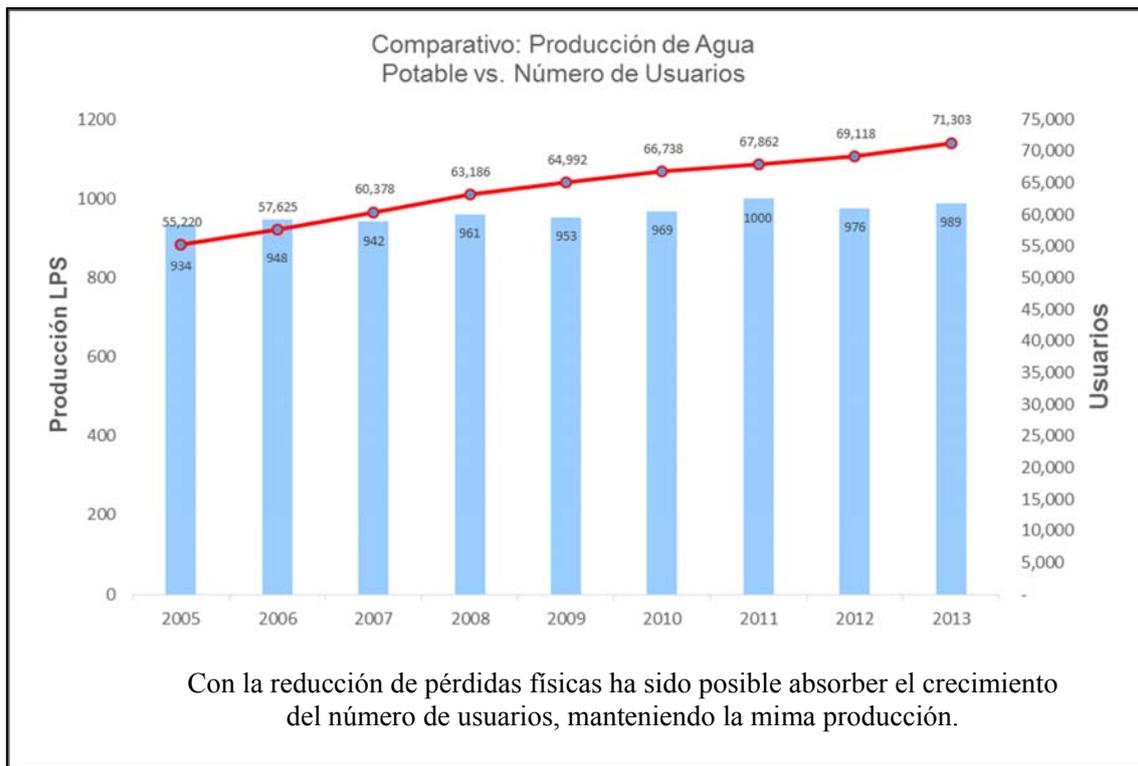
Fuente: Informe final HC-1447.3 - IMTA 2014.

Entre los principales resultados y beneficios obtenidos por los organismos operadores de agua potable y saneamiento, se pueden mencionar algunos ejemplos tales como: La instalación de Sistemas de Telemetría y Control ODT para la obtención de datos, procesamiento y resguardo histórico para la identificación de mejora de eficiencias. La reducción de consumo de energía eléctrica mediante la instalación de variadores de velocidad y voltaje para la extracción y bombeo de agua de los pozos hacia los tanques de regulación donde también se instalaron sistemas de telemetría mejorando la distribución y abastecimiento de agua a la población, con esta acción se obtuvo un gran beneficio para los organismos operadores porque disminuyeron los costos por el pago del servicio eléctrico. Por otro lado, los resultados de esta acción contribuyeron a operar de manera más eficiente los tanques, las redes de conducción y distribución en el abastecimiento del consumo humano de la ciudad a pesar de lo difícil de la topografía por los desniveles y elevaciones del lugar, mejorando el control de suministro y presión en las redes de distribución. Se han obtenido mejoras en la operación de la red de agua potable aumentando los caudales de gasto y mejoras de la presión durante el abastecimiento en los diferentes sectores y colonias de la zona urbana de la localidad. Se ha obtenido el aumento y mejora de la eficiencia física mediante la realización de un programa de detección y eliminación de fugas, lo que permite, disponer de mayor caudal de gasto para poder abastecer mejor a otras colonias o sectores de la zona urbana, este impacto ha permitido realizar una mejor distribución de caudales y mejora de la presión en las líneas de distribución, así como también, la sustitución y rehabilitación de líneas de conducción, líneas primarias y secundarias que conforman el sistema de distribución y abastecimiento en la red de agua potable a toda la comunidad.

Se obtuvieron muchos resultados conforme a las acciones programadas y realizadas con los recursos del PROME, relacionadas con; la detección y eliminación de fugas de la red de agua potable, con lo cual se logró obtener una recuperación importante de agua que no se disponía por no haber eliminado las pérdidas físicas presentes en la red de agua, debido a que no habían sido detectadas y reparadas,

Fig. 3 al grado de que a pesar del creciente número de usuarios en el padrón por nuevas contrataciones de servicio de agua, no fue necesario solicitar un incremento de volumen en la concesión de extracción de fuentes de abastecimiento, sino; con la recuperación de caudales se pudo abastecer de servicio a estos nuevos usuarios y se obtuvieron ahorros considerables tanto; en el consumo de energía por disminuir el tiempo de bombeo, como; un ahorro en la disminución de consumos de agua en la red de distribución, lo que se tradujo en beneficios operativos, administrativos y de gasto económico para el organismo operador de agua potable y saneamiento, mejorando significativamente su eficiencia física, eficiencia comercial, ahorros económicos y ahorro de energía, por citar algunos ejemplos.

Figura 3. Recuperación de caudal con la detección y eliminación de fugas de la red de agua potable

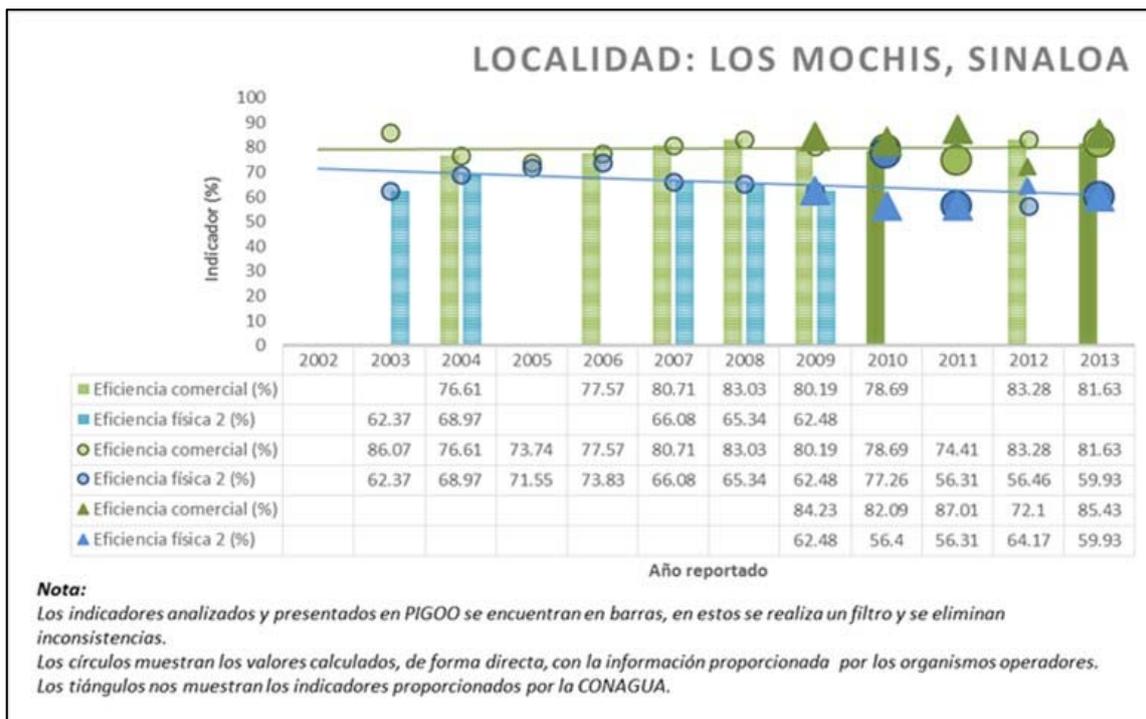


Fuente: Información proporcionada por el SEAPAL, Puerto Vallarta, Jal.

Otros resultados importantes que se obtuvieron de las evaluaciones que fortalecen la mejora de la eficiencia comercial en los organismos operadores, es principalmente la instalación de macromedidores y micromedidores, la actualización del padrón de usuarios, y la sectorización de las ciudades, con estas actividades no solo se tiene la información correspondiente a cada contrato del usuario, sino también, el sector donde se encuentra instalada la toma domiciliaria, el tipo de usuario (doméstico, residencial, comercial, industrial, público), los volúmenes de consumo, la cobertura del servicio medido, la aplicación del plan tarifario con la oportunidad de actualizar las tarifas y el cobro equitativo a la cantidad de agua que consume el usuario. Asimismo, contribuye a mejorar la eficiencia física y comercial por tener un mejor control de la emisión de facturas para el cobro del servicio (producido-consumido), identificación de los usuarios cumplidos, los morosos y el rezago mensual e histórico por mes que se va acumulando por falta de pago y en su defecto, para que el organismo operador tome acciones adecuadas para combatir dicho rezago y la detección para la clausura o regularización de las tomas clandestinas de cualquier tipo de clasificación de usuario, con este tipo

de acciones se ha logrado incrementar el padrón de usuarios a través de la regularización de esas tomas que por años habían estado consumiendo agua sin ser detectadas, cuantificadas y cobradas. El resultado más destacado que se obtuvo con la realización de este tipo de acciones fue el incremento de entre un 70 a 80% de mejora en la eficiencia comercial en algunos organismos operadores de agua potable, como ejemplo se muestra en la Fig. 4 los valores que han mantenido e incrementado en este rubro durante los últimos cuatro años.

Figura 4. Aumento de la Eficiencia Comercial



Fuente: Indicadores PIGOO e Informe final HC-1447.3 IMTA 2014.

Otro tipo de resultados obtenidos como parte de la modernización y desarrollo de la infraestructura hidráulica instalada, es la optimización de operación de las líneas de conducción y distribución a la red de agua potable, a través de la instalación de sistemas de control electrónico vía telemetría para la operación de los pozos, tanques de regulación, controlando la presión para evitar la rotura de tuberías, válvulas de control de presión y dosificación de gastos, mejorando la operación de la red de distribución controlando el funcionamiento de las válvulas de seccionamiento por sector (apertura y cierre), con las cuales se optimiza el funcionamiento de las líneas de conducción, distribución y abastecimiento eliminando fugas de agua en la red lo cual contribuye a mejorar la eficiencia física y favorece al área comercial con un mayor control y eficacia que le ha permitido ir aumentando su eficiencia hasta en un 6% más del porcentaje actual. Este tipo de resultado también ha contribuido a optimizar el empleo de recursos humanos (mano de obra de operación) debido a que las válvulas se operan por telemetría con un sistema automatizado, para la apertura, cierre, dosificación de gasto y reducción de la presión del flujo en las líneas de conducción conforme se requiere en el sistema de distribución y entregando un mejor servicio de abastecimiento de agua potable a la población.

Lo antes expuesto, permite obtener como beneficio la automatización del sistema de abastecimiento de agua potable; Elimina el tiempo de operación que antes se requería al dejar de emplear la mano de obra de los recursos humanos; Se abastece la cantidad de agua que se requiere en el sector,

coadyuvando a optimizar el volumen de agua ya no consumido en estos sectores y a su vez, para aumentar la disponibilidad en el abastecimiento en otras colonias o sectores que lo demanden. Asimismo, esto ha facilitado operar un sistema automatizado con ahorro de energía debido a que también se han instalado equipos electromecánicos de alta eficiencia y bajo consumo de energía disminuyendo sus gastos de operación, tanto en energía eléctrica como en recursos humanos, proporcionando un servicio de calidad con alto impacto social.

Un resultado que ha sido común en todos los organismos operadores es el suministro e instalación de macro y micro medidores de agua potable, porque a través de estos equipos de medición les permite a nivel macro y micro cuantificar y conocer la cantidad de agua producida, determinar el costo de producción y los consumos que a su vez entregan para el uso doméstico, residencial, comercial, industrial y público, independientemente si se cuenta con la sectorización o no de la localidad, con lo que llevan un mejor control para la emisión de la facturación de consumos contra servicio medido y tarifa adecuada con base en la clasificación del usuario, mejora en la recaudación contra facturación y suspensión del servicio por falta de pago recurrente.

Es importante destacar que en la mayoría por no decir en todas las acciones, se han mejorado las eficiencias tanto; global, física, comercial, administrativa y de ahorro de energía, traduciéndose en grandes beneficios para los organismos operadores, como también en grandes ahorros económicos al disminuir sus gastos por pagos de los servicios que reciben para la operación y funcionamiento de la infraestructura hidráulica. Adicionalmente, se ha podido constatar que en varios casos se ha incrementado el número y cantidad de usuarios en el padrón sin que esto haya representado que se tenga que pedir un incremento en el volumen de la concesión de extracción de agua para alcanzar a cubrir el abastecimiento que la población demanda. Si no; más bien, se ha realizado a través de la recuperación de caudales al eliminar las fugas de pérdidas físicas mediante la rehabilitación y sustitución de líneas de conducción, líneas de distribución y de abastecimiento, así como también con la sustitución de tomas domiciliarias.

A nivel nacional existe un programa dirigido por la CONAGUA que ha venido proporcionando apoyos económicos para la mejora de eficiencias en organismos operadores de agua potable en el país, el cual ha sido de mucho apoyo y beneficio por las inversiones en desarrollo de infraestructura hidráulica, modernización de las instalaciones de operación y la mejoras de eficiencia que se han obtenido en algunos de ellos superando las expectativas planteadas antes de realizar las acciones. Es importante destacar que hasta el momento no se había hecho ninguna evaluación a nivel nacional que pudiera presentar un panorama general de la situación e impacto de la mejora de eficiencias en los organismos operadores de agua potable, pero con esta primera evaluación se establece el *parte aguas* para determinar cómo se deben planear y efectuar las futuras evaluaciones sobre las acciones de mejora de eficiencias que se realicen y bajo qué criterios se deben implementar para dar seguimiento a cada proceso de las acciones realizadas, lo cual permita conocer en determinado momento cual es el avance o conclusión de estas acciones ejecutadas. Para ello, se propone la aplicación de una metodología desarrollada en el IMTA exprofeso para la evaluación técnica y documental de mejora de eficiencias en los organismos operadores de agua potable, la cual está diseñada para realizar una evaluación integral con base en los procesos, indicadores, variables de operación y tabla de ponderación de valor, para determinar el grado de cumplimiento o rechazo por incumplimiento, con su respectivo nivel de calidad de aceptación, esta metodología se denominada; “*Sistema de medición de desempeño PROME*”.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

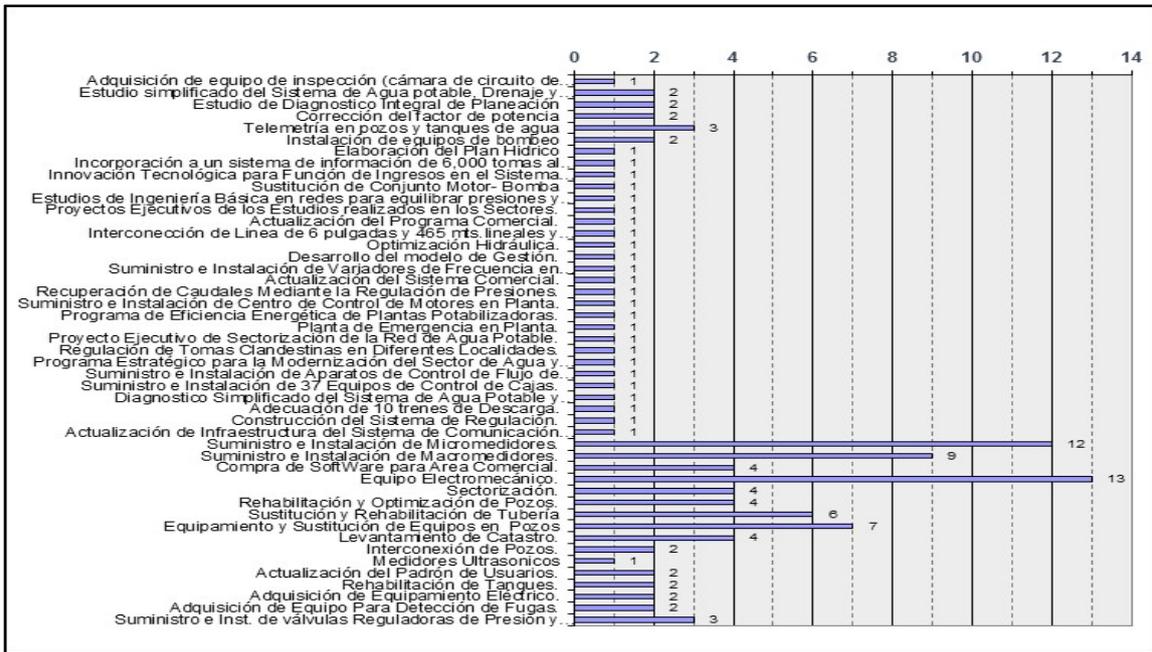
Si bien los resultados que han obtenido los organismos operadores descritos anteriormente son buenos, no reflejan directamente una mejora de eficiencias en orden secuencial o cronológico, ni tampoco se cuenta con un punto de partida hacia un desarrollo técnico, operativo y administrativo coordinado y dirigido a un objetivo bien definido para alcanzar una mejora de eficiencias más tangible y cuantitativa. Asimismo, también se detectó que carecen de una directriz específica que puedan tomar como referencia los organismos operadores para que las acciones que programen realizar si les proporcione un incremento en la eficiencia física, comercial o ambas, como resultado de una programación estratégica de desarrollo tecnológico, de inversión y de ahorro económico durante el funcionamiento de la infraestructura hidráulica instalada versus prestación del servicio de agua a la población con calidad y en cantidad.

Por otro lado, durante el periodo de ejecución de la evaluación técnica y documental en cada localidad visitada, se observó que los organismos operadores de agua potable no cuentan con un estudio de planeación que refleje la situación del sistema de agua potable y alcantarillado, que les permita identificar las necesidades prioritarias e ir aplicándolas como referencia y guía en la selección y realización de las acciones, esto trae como consecuencia la falta de capacidad para que puedan prever los alcances y resultados mínimos que podrían obtener por cada acción que realizan a corto, mediano y largo plazo, pero con un incremento significativo en las eficiencias.

En el universo de las 143 acciones evaluadas en las 27 localidades durante el periodo de 2010, 2011 y 2013 que comprendió el estudio, se observó que hay mucha dispersión en la selección y realización de las acciones por cada organismo operador, Fig. 5. es decir, no hay una programación de las acciones dirigida, primero; hacia la cimentación de una estructura que garantice una mejora de eficiencias y segundo; esto indica y reafirma, la falta de una dirección en el quehacer de la mejora de eficiencias y se confirma que muchas acciones, más que a una planeación para la mejora de eficiencias secuencial que le permita al organismo operador ir fortaleciéndose operativa, administrativa y económicamente, más bien responden a decisiones y necesidades de compromisos adquiridos política y popularmente de las administraciones en turno. Lamentablemente este tipo de directrices solamente hace que el organismo operador se mantenga en niveles tecnológicos deficientes, sin mejorar las eficiencias y con poca o nula trayectoria hacia el futuro para consolidar su estructura operativa que le permita ofrecer mejores servicios de agua a la población y llegar a ser auto sostenible.

Una desventaja de la evaluación practicada a las 27 localidades del estudio, es que no se pudo obtener información previa a cada tipo de acción realizada, para comparar los valores porcentuales de eficiencia física o comercial como valor de referencia a mejorar y compararlos con los resultados obtenidos posteriormente al haber concluido las acciones y de esta manera calcular los nuevos valores con datos de campo registrados en la base de datos o en bitácoras de operación cotidiana, las cuales pueden ser utilizadas para determinar si hubo o no una mejora en las eficiencias, así como también, identificar en qué grado porcentual se obtuvo el incremento. Estos resultados son los que deben marcar el punto de partida de todo organismo operador para definir el rumbo de incremento de las eficiencias, a partir de qué puntos porcentuales se estaría iniciando y hasta cuánto sería posible ir alcanzando de acuerdo a las acciones que se realicen, para que posteriormente se determine a qué nivel en por ciento se debe planear la secuencia hasta alcanzar los niveles óptimos de operación y sustentabilidad económica.

Figura 5. Tipo de acciones y número de organismos operadores que las realizaron



Fuente: Informe final HC-1447.3 - IMTA 2014.

## CONCLUSIONES

Como se puede observar en la presentación de los resultados que se han obtenido con la ejecución de acciones del Programa de Mejoramiento de Eficiencias en los Organismos Operadores (PROME) en las localidades mencionadas, son muchos, de diversa índole y de gran impacto económico, administrativo, técnico, operativo y social.

La importancia y relevancia de los resultados mencionados son de gran impacto social causando satisfacciones y beneficios a la población, debido a que todas están orientadas a la conducción, abastecimiento, distribución, mejora de eficiencias (eficiencia global, física, comercial, administrativa) y modernización de las instalaciones con tecnología de punta de cada organismo operador. No obstante los beneficios que han propiciado en cada uno de los organismos operadores de agua potable y saneamiento participantes, han sido de gran importancia y aceptación debido a que gracias a la participación en el PROME los organismos operadores reciben recursos federales que les ha permitido, desarrollar su infraestructura hidráulica, actualizar y modernizar sus instalaciones mecánicas, eléctricas y electrónicas, así como también rehabilitar y sustituir materiales que por su vigencia de vida útil ya no son los adecuados para su funcionamiento en el abastecimiento y distribución de agua potable a la sociedad.

Por otro lado, se observó una gran variedad de innovaciones y modernizaciones eléctricas, mecánicas y electrónicas con la instalación de equipos y sistemas automatizados, los cuales fortalecen y garantizan que los organismos operadores de agua potable puedan ofrecer un mejor servicio, mayor cantidad y calidad.

Este estudio nos ha permitido reunir un gran número de resultados y conclusiones en mejoras de eficiencias a través del desarrollo de infraestructura y mejorar la ya existente en condiciones mucho más rentables y viables para la operación, funcionamiento y gestión en la prestación de los servicios de agua potable a las zonas urbanas.

En todos los casos evaluados se observó y se cuantificaron los beneficios, resultados y casos de buenas prácticas que los organismos operadores de agua potable han experimentado optimizando sus recursos humanos, es decir; por la automatización de los sistemas disponen de mayor tiempo hora hombre para atender otras colonias y actividades donde se requiere la intervención directa de las personas (mano de obra) en la solución de las necesidades que se les presentan, lo que conlleva a disminuir sus gastos de operación propiciando ahorros económicos financieros, por lo consiguiente un ahorro a través de la optimización de energía eléctrica y mejoramiento de la distribución del agua, al aumentar la disponibilidad de caudales por la recuperación de volúmenes al eliminar las pérdidas físicas de agua apoyados en los programas continuos de detección y eliminación de fugas, propiciando la rehabilitación y sustitución de líneas de conducción, de abastecimiento y distribución.

Es importante mencionar que los resultados y beneficios que los organismos operadores de agua potable han obtenido son muy buenos y prometedores para una mejor prestación de los servicios de agua. Sin embargo, es necesario reforzar todas estas acciones que ya se han concluido en los periodos de ejercicios anteriores y buscar la continuidad para mejorar lo que ya se ha avanzado, es momento de trabajar en equipo con todos los organismos operadores participantes y exigirles que sus propuestas de acciones partan de un estudio de planeación, estén orientadas a impulsar el crecimiento, continuidad y profesionalización de los sistemas de agua como garantía de calidad de vida y seguridad nacional de este recurso indispensable para la vida del ser humano.

Asimismo, se pudo confirmar la elaboración de expedientes documentados con la información de gestión administrativa de cada una de las acciones; especificaciones técnicas particulares a la acción correspondiente; términos de referencia para su licitación y cumplimiento en la relación contractual; aplicación y cumplimiento de la normatividad aplicable por ser organismos públicos estatales, municipales y paramunicipales.

La conclusión de todos estos resultados obtenidos con la realización de las acciones por parte de cada organismo operador de agua potable participante, califican al PROME como muy bueno, muy exitoso para todos y cada uno de los organismos operadores del país, debido a que con estos apoyos, tanto de asesoría técnica como económicos que han recibido por parte de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través del Programa de Mejoramiento de Eficiencias de Organismos Operadores (PROME), les ha permitido actualizar, mejorar y modernizar su infraestructura hidráulica para la prestación de un mejor servicio con calidad y en cantidad.

Lo anterior, se pudo constatar con la verificación en campo de cada sitio físico correspondiente al tipo de las acciones, donde se observó la instalación y operación de los equipos, materiales e instrumentos electrónicos y electromecánicos que conforman la infraestructura hidráulica de cada organismo operador. Así como también, se corroboró la mejoría en la eficiencia física, eficiencia comercial, eficiencia energética, eficiencia operativa y administrativa de cada una de las actividades de las acciones realizadas con el PROME.

Es importante mencionar que los resultados obtenidos con la realización de estas acciones ha sido tan exitoso, que se detectaron casos sobresalientes y de buenas prácticas que son muy factibles de difundir y promover su réplica en otros organismos operadores del país, con la finalidad de que puedan aplicar el mismo tipo de acciones y alcanzar estos resultados y beneficios en los diferentes ámbitos técnico-administrativos que realicen en sus operaciones cotidianas, hacer más eficientes sus actividades, mejorar los servicios que ofrecen a los usuarios y optimizar la ejecución de los recursos económicos, técnicos y administrativos con los que cuentan y que su tendencia este orientada a ser auto sostenible.

Por lo consiguiente, se concluye que el PROME con los años de funcionamiento que ha venido apoyando a los organismos operadores de agua potable, ha logrado que se obtengan muchos resultados valiosos e importantes para la gestión, conservación y mejora en la prestación de los servicios de agua potable a las zonas urbanas del país. La solicitud por consenso de los organismos operadores evaluados es de que el PROME continúe su operación, si es posible aumente la asignación de recursos y optimice los tiempos de recepción de solicitudes de acciones por año; hacer más ágil las autorizaciones de los programas de acciones y el uso de los recursos para contar con más tiempo para la ejecución de más acciones y por ende mejores y más modernizaciones de los organismos operadores para la prestación de los servicios de agua a la comunidad.

En todos los casos que se evaluaron las acciones PROME, se identifica la mejora de las eficiencias física, comercial, administrativa, económica financiera y técnica, al observar en sus registros la mejora de sus condiciones en porcentajes que muestran cambios del orden del 50% al 70% y en algunos casos ha llegado a ser hasta el 80% en la mejora de las eficiencias, razones por las cuales los organismos operadores califican al PROME como muy exitoso y benéfico para todos ellos. Cabe mencionar que los resultados de mejora de eficiencia se compararon con los reportados en los sistemas de indicadores PIGOO que el IMTA evalúa año con año con la información que es reportada por cada organismo operador participante y con los indicadores del Consejo Consultivo del Agua, S.C y en ambos casos las mejoras de eficiencias coinciden con los valores obtenidos durante la evaluación de las acciones en las localidades visitadas que comprende este estudio.

Se requiere seguir trabajando con el mismo ímpetu de desarrollo y modernización de la infraestructura hidráulica, mejorando y manteniendo las eficiencias físicas y comerciales alcanzadas en beneficio de la sociedad mexicana y hacia la auto sostenibilidad de los organismos operadores de agua potable y saneamiento del país.

Es importante destacar que en la mayoría por no decir en todas las acciones, se han mejorado las eficiencias tanto; global, física, comercial, administrativa y de ahorro de energía, traduciéndose en grandes beneficios para los organismos operadores, como también en grandes ahorros económicos al disminuir sus gastos por pagos de los servicios que reciben para la operación y funcionamiento de la infraestructura hidráulica. Sin embargo, no han sido aún suficientes los resultados obtenidos debido a los atrasos y al estado de abandono en el que se encontraban las instalaciones de los organismos, razón por la cual es de suma importancia proponer un acuerdo entre las autoridades de la CONAGUA y los organismos operadores, a que se comprometan a no descuidar y dar continuidad de mejora en el desarrollo y actualización de la infraestructura hidráulica para que cada día se oferte un mejor servicio de agua potable y saneamiento a la población.

Por último, con base en los resultados obtenidos en el periodo de este estudio que el PROME ha estado proporcionando apoyo a los organismos operadores en los años 2010, 2011 y 2013, impulsando el desarrollo, actualización y modernización de la infraestructura hidráulica para la mejora de los servicios de agua potable a la población, convirtiéndose estratégicamente en el sustento específico para la mejora de la eficiencia física, comercial y administrativa.

## RECOMENDACIONES

Con base en los resultados obtenidos de la evaluación técnica y documental de mejora de eficiencias en los organismos operadores de agua potable que se realizó y de acuerdo al análisis de la información que se reunió en el desarrollo del estudio, se propone lo siguiente:

1. Se propone diseñar y ejecutar cada año la evaluación de desempeño a los organismos operadores participantes, para determinar si se incrementaron las eficiencias y si los resultados de las acciones tienen congruencia con los objetivos del PROME.
2. Se propone que el PROME amplíe su alcance en la mejora de eficiencias y considere como parte de estas, el ahorro de energía y la mejora de la eficiencia hidráulica de los equipos de bombeo, rebombeo y cárcamos.
3. Se propone y se recomienda que los organismos operadores que mejor desempeño demuestren a través de la evaluación con el *Esquema de Medición de Desempeño*, con base en los resultados obtenidos de MUY BIEN O EXCELENTE, sean distinguidos con más apoyos en porcentaje. Por ejemplo; aquellos organismos operadores que obtengan una calificación entre 80 y 100% reciban recursos federales hasta por un monto equivalente de inversión del 80% para incentivar el desarrollo, modernización y fortalecimiento del organismo a través de más desarrollo de infraestructura hidráulica para la prestación de los servicios de agua a la sociedad mexicana.
4. Se recomienda que a los organismos operadores que hayan obtenido un desempeño entre el 60 y 79% y que hayan demostrado a través de la evaluación con el *Esquema de Medición de Desempeño* como BUENOS resultados, sean apoyos y reciban recursos federales hasta por un monto equivalente de inversión del 60 al 70% para incentivar el desarrollo y fortalecimiento del organismo a través de más acciones en las instalaciones que tengan en funcionamiento para la prestación de los servicios de agua a la sociedad mexicana.
5. Se recomienda que a los organismos operadores que demuestren a través de la evaluación con el *Esquema de Medición de Desempeño* que sus resultados son REGULARES, sean apoyados con menos recursos federales hasta por un monto equivalente de inversión entre el 40 al 60% y exigirles que incluyan acciones de mejora para que sus resultados finales sean MUY BUENOS por lo menos y que en el próximo periodo fiscal si mejoran sus resultados en la evaluación de desempeño, podrán obtener más apoyos para el desarrollo y fortalecimiento del organismo.
6. Se recomienda que a los organismos operadores que su desempeño sean menores al 40% reciban recursos federales condicionados a mejorar de manera sustantiva sus resultados o para el próximo año fiscal ya no se podrán destinar recursos para el desarrollo de la infraestructura hidráulica que soliciten.
7. Se propone que el PROME establezca las bases para solicitar recursos en la realización de acciones tres meses antes de finalizar el ejercicio fiscal vigente y se defina un periodo de pre autorizaciones para el siguiente ejercicio fiscal, con la finalidad de agilizar las gestiones de autorización por parte de la CONAGUA y Banco Mundial o cualquier otro ente de crédito externo si fuera el caso.

8. Se recomienda aplicar el Esquema de Medición de Desempeño a los organismos operadores que han venido participando en el PROME desde 2010 y a los que iniciaron en el año 2014 esperar un tiempo de un año por lo menos para realizar la evaluación de desempeño, conocer sus resultados y determinar si se mejoraron las eficiencias con base en los apoyos que el programa les asigne.
9. Se recomienda que se establezca el primer cuatrimestre de cada inicio del ejercicio fiscal (enero – abril), para recibir las propuestas de acciones y solicitudes de recursos federales que serán aplicados conforme a lo que establece el PROME, con el objeto de definir el ejercicio de los recursos por parte de CONAGUA y que los organismos operadores cuenten con más tiempo para la realización de las obras e instalaciones de equipos que comprendan las acciones.
10. Se recomienda que la CONAGUA promueva en los organismos operadores que para mejorar la eficiencia física, no solo se haga una rehabilitación aislada, sino que la propuesta considere un conjunto de acciones que garanticen como resultado final el incremento en la eficiencia física y poco a poco se vaya aumentando para que se opere con más gasto y presión, se recuperen caudales, aumente la disponibilidad, se eliminen fugas y el servicio que se ofrezca sea de calidad.
11. Se recomienda que para mejorar la eficiencia comercial, se propongan acciones que lleven una secuencia que fortalezca y complemente la actividad comercial del organismo operador para garantizar y asegurar el incremento de dicha eficiencia. Por ejemplo: *Ampliar la cobertura del servicio medido*; para ello es necesario instalar micromedidores, llevar un control de registro de lecturas de consumos mes por mes, aplicar el plan tarifario, facturar los consumos mensualmente, instalar o contar con un software que administre y controle todas las actividades del área comercial, actualizar el padrón de usuarios, regularizar tomas clandestinas, por citar algunas acciones que contribuyan y mejoren la eficiencia comercial.
12. Se propone que personal de CONAGUA de oficinas centrales lleve a cabo un programa para la formación de recursos humanos en los Organismos de Cuenca y Direcciones Locales de la CONAGUA, relacionado con la gestión, ejecución y cumplimiento del PROME. Para que a su vez a través de estas oficinas se capacite al personal de las Comisiones Estatales de Agua y Saneamiento y Organismos Operadores de Agua Potable municipales, en los alcances del PROME, aplicación, ejecución y cumplimiento, a través de las acciones que propongan y sean autorizadas por parte de la CONAGUA para su ejecución, o en su defecto, diseñar y realizar cursos de capacitación por regiones hidrológicas para capacitar a los participantes en el programa, se difunda y se aprovechen estos beneficios.
13. Se propone diseñar y realizar un programa de difusión del PROME a nivel nacional, para motivar e incentivar a todos los organismos de agua potable del país a que se adhieran al programa y se obtenga como resultado la mejora de eficiencias físicas, comercial y administrativa, con la finalidad de desarrollar y modernizar la infraestructura hidráulica para la prestación de los servicios de agua a la población.
14. Se recomienda realizar visitas de supervisión y verificación de las acciones, durante el periodo de ejecución de las obras, instalaciones de equipos y rehabilitaciones de líneas de conducción, líneas de distribución, líneas de abastecimiento e instalación de la toma domiciliaria.

## REFERENCIAS

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (2014); “Diagnóstico del programa de mejoramiento de eficiencias de organismos operadores (PROME), e impacto de los resultados en los organismos participantes durante el periodo 2010-2013 y propuesta para su fortalecimiento”. Informe final HC-1447.3; Jiutepec, Morelos, México; IMTA.

### Capítulo 3. Controle inteligente aplicado a sistemas de distribuição de água com vistas à redução do desperdício de água e energia

*José Kleber Costa de Oliveira (1), Geraldo de Araújo Moura (2), Kenny Rogers da Silva Henriques (3), Simplicio Arnaud da Silva (4), Heber Pimentel Gomes (5)*

(1) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) jose.oliveira@ifpb.edu.br

(2) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) mourageraldo@hotmail.com

(3) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) kennyrogers.cg@gmail.com

(4) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) sarnaud@ct.ufpb.br

(5) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) heberp@uol.com.br

---

**RESUMO.** Este trabalho apresenta uma aplicação da técnica de controle fuzzy com o objetivo de controlar a pressão na entrada de uma Rede Piloto de Distribuição de Água (RPDA), malhada, com diversos pontos de consumo. A mesma encontra-se pressurizada por um conjunto motor bomba e apresenta variação do consumo, o que torna difícil sua estabilização para o controle. O controlador fuzzy implantado no sistema seleciona uma condição ótima de operação referente às pressões disponíveis e o rendimento do motor, mantendo as pressões da rede constantes, para atender a demanda. A avaliação do ganho energético do sistema operando com a ação do controlador foi realizada em comparação com o sistema operando sem o controle. Diante dos resultados obtidos, o controlador fuzzy foi considerado satisfatório no controle da pressão de serviço durante a operação da rede de distribuição.

**ABSTRACT:** This paper presents an application of fuzzy control technique in order to control the pressure at the entrance of a Water Distribution Pilot Network (RPDA), mesh with several points of consumption. The same is pressurized by a pump and motor assembly has power variation, which makes it difficult to stabilize the control. The fuzzy controller implemented in the system selects an optimum condition of operation regarding the pressures available and the engine output while maintaining the pressure for the network to meet demand. Evaluation of the energy gain of the operating system with the controller action was performed in comparison with the operating system without control. Based on these results, the fuzzy controller was satisfactory in controlling the operating pressure during operation of the distribution network.

---

Palavras chave: Controle fuzzy, Eficiência Energética, Rede de Distribuição de Água.

Keywords: Fuzzy control, Energy Efficiency, Water Distribution Network.

## INTRODUÇÃO

A água potável, por ser um recurso natural, hoje já limitado em algumas regiões, deve ser distribuída de forma eficiente em quantidade e pressão suficientes para atender às necessidades de consumo da população. Entretanto, as companhias de abastecimento têm dificuldades de manter a qualidade do serviço devido ao envelhecimento e desgaste das estruturas, equipamentos e tubulações que compõem o sistema de abastecimento.

Outro fator que também dificulta o bom atendimento da distribuição de água pelas empresas está relacionado com o crescimento populacional, que tem como média 3% ao ano aqui no Brasil. Contudo, em alguns bairros nos grandes centros urbanos se observam taxas de crescimento bem a cima dessa média, como por exemplo, no bairro do Bessa na cidade de João Pessoa – PB que apresentou uma taxa de crescimento de 8,5 ao ano, segundo dados do censo de 2000 a 2010.

Uma técnica utilizada pelas empresas de saneamento para contornar essas dificuldades operacionais de abastecimento é a instalação de *boosters* nas redes de distribuição, que pressuriza os trechos da rede a jusante de sua instalação. Dessa forma, não necessita fazer ampliação dos projetos em vigor e atende a população de localidades mais afastadas com cotas do terreno mais elevadas.

Ainda na busca de solucionar os problemas citados, algumas empresas, mesmo diante da carência de recursos financeiros, projetam e constroem novos sistemas de abastecimentos mais econômicos. Esses sistemas suprimem os reservatórios de distribuição que custam entre 20 e 40 por cento do valor final de um sistema.

Em ambas as situações, instalações de boosters e a construção de sistemas sem reservatório de distribuição, as pressões na rede variam em função do consumo, quanto maior o consumo, menor a pressão e vice-versa. Essa operação tem como consequente aparição de vazamentos e o desperdício de energia elétrica.

Segundo Carrijo et al. (2003), a operação de um sistema urbano de abastecimento de água, em tempo real, é uma tarefa muito complexa que vem recebendo atenção especial por parte de pesquisadores e de outros profissionais da área, com o intuito de suprir a necessidade de atendimento dos consumidores com demandas de água que possuam pressões desejadas capazes de atendê-los nos pontos mais desfavoráveis com relação aos desníveis do terreno e também à economia de energia elétrica com o uso de equipamentos com tecnologia de ponta para adiar a ampliação das unidades produtoras desde que não haja aumento do número de pessoas atendidas.

Ainda de acordo com Carrijo et al. (2003), na busca de uma maior eficiência para os sistemas de abastecimento de água, novas técnicas hidráulicas associadas a algoritmos de otimização têm sido estudadas e desenvolvidas, no intuito de estabelecer maior confiabilidade no desenvolvimento de regras para operação de sistemas de abastecimento de água.

Yang, et al. (2010) ratificam que os sistemas de abastecimento convencionais, onde as velocidades das bombas não se alteram, não são capazes de se ajustarem à variação de consumo dos usuários. Além de não otimizarem o fornecimento de água, ainda são responsáveis pela aplicação em um excesso de carga no sistema, provocando desperdício de energia, além de causar danos às redes, canalizações auxiliares e equipamentos nela instalados.

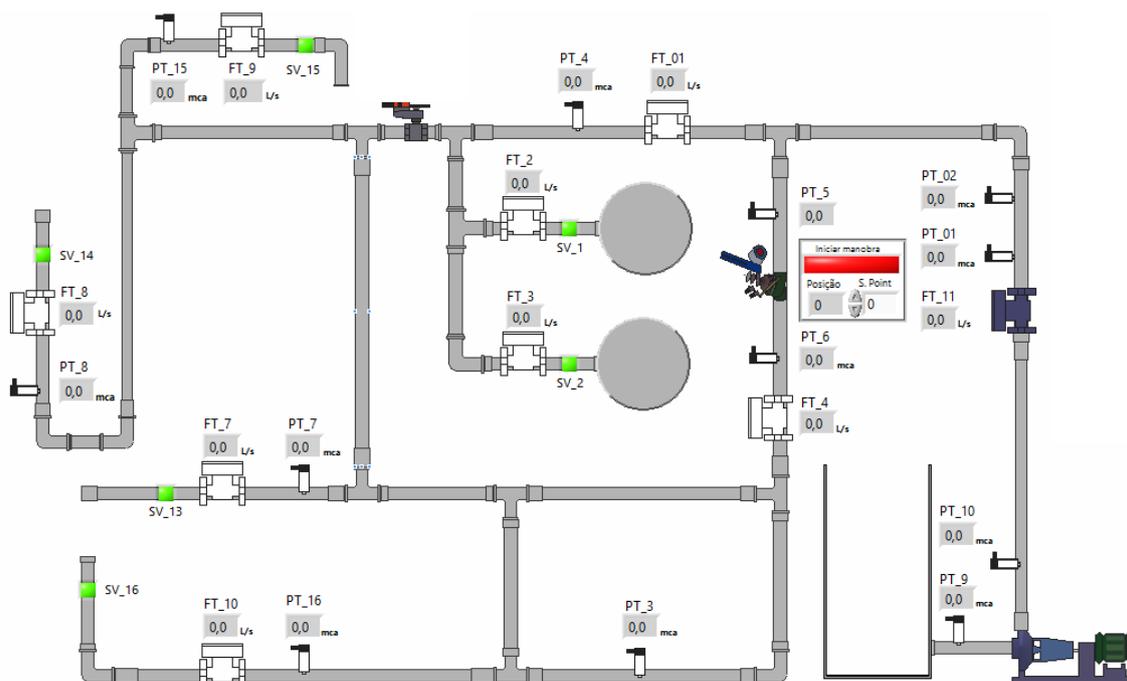
Assim, este trabalho vai permear por essas problemáticas operacionais buscando encontrar soluções através da aplicação de técnica de controle *fuzzy* para uma rede de distribuição de água, a fim de controlar os pontos de sobre pressão no sistema quando ocorrer à variação do consumo. Além de minimizar os transientes provocados pelo acionamento das bombas ou abertura e fechamento das válvulas.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Bancada experimental

A bancada experimental consiste de uma Rede Piloto de Distribuição de Água (RPDA) pressurizada por um conjunto motor bomba, totalmente instrumentalizada, como pode ser observada na Figura 1.

Figura 1 - Desenho da Rede Piloto de Distribuição de Água.



### Rede de distribuição

A rede de abastecimento emula uma rede real. Ela possui 155 metros de comprimento, sendo distribuída da seguinte forma: tubulações de PVC DN 50 - 140 m, DN 100 - 5 m e ferro dúctil DN 100 - 10 m. O sistema possui 06 (seis) saídas de água (pontos de consumo), todas controladas por registros (manuais) e/ou válvulas solenoides além de 02 (duas) válvulas controladoras de pressão (VRPs), 12 (doze) transdutores de pressão, 09 (nove) medidores de vazão eletromagnéticos tipo carretel, 01 (um) medidor de vazão ultrassônico e 06 (seis) válvulas solenoides.

### Sistema de bombeamento

O sistema de bombeamento é composto de um conjunto motor bomba, com motor de 05 CV, de alto rendimento 88%, de fabricação WEG, de 1720 rpm, fator de serviço 1.15, corrente nominal 8 A. A bomba fabricada pela KSB impulsiona a água diretamente para a rede de distribuição com uma vazão de 50 m<sup>3</sup>/h e uma pressão de 17 mca. Na Figura 2 observa-se o conjunto motor bomba com o detalhe da sua interligação ao sistema.

Figura 2 - Foto do conjunto motor bomba com detalhe da interligação



### **Painel de acionamento**

O painel elétrico opera em conformidade com o sistema. Este foi projetado para executar as seguintes funções: Servir de painel de interface entre os instrumentos da rede hidráulica e o supervisor e servir de painel de comando e proteção do motor e equipamentos elétricos eletrônicos, como o inversor de frequência. Na Figura 3 pode-se observar a parte interna do painel.

Figura 3 - Foto do painel com detalhe do inversor de frequência



### **Sistema *fuzzy***

Capaz de traduzir expressões verbais, vagas, imprecisas e qualitativas, em valores numéricos, a

- ✓ *Lógica fuzzy*: Converte a experiência humana em uma forma compreensível pelos computadores, além de viabilizar a aplicação de estratégias de tomada de decisão em problemas complexos.

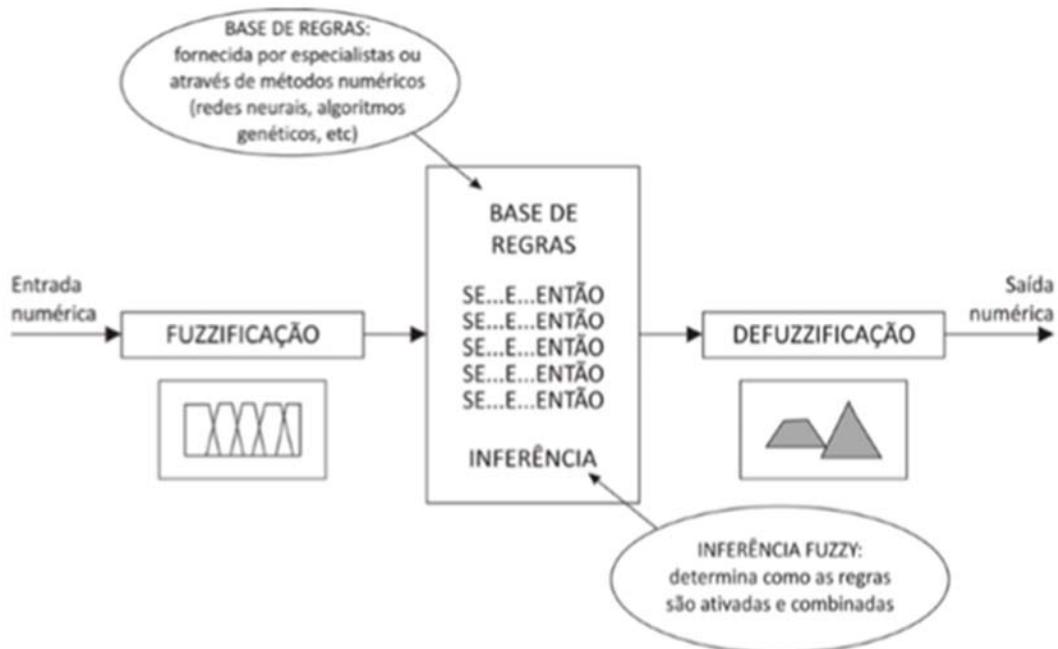
- ✓ Lógica *fuzzy*: É multivalente. Não impõe limites bruscos. O gerenciamento de incertezas ocorre pela expressão de termos com grau de certeza num intervalo numérico [0,1], onde a certeza absoluta é representada pelo valor 1.
- ✓ Controlador *fuzzy* regula com base em regras.
  - Tais regras se apresentam em uma linguagem natural baseadas em características distinguíveis: lógica *fuzzy*.
  - As regras são criadas pelo operador ou pelo engenheiro de projeto.
  - Controle *fuzzy* é um ramo de controle inteligente.
  - Lógica *fuzzy*, permite uma graduação desde falso a verdadeiro. Assim, um condicionador de ar *fuzzy* pode reconhecer “quente” e “frio”.

### Controlador *fuzzy*

A não linearidade de um sistema de abastecimento de água se torna difícil para controladores clássicos conseguirem atuar de forma eficiente no controle de suas variáveis de pressão ou vazão. As combinações do controle Proporcional e Integral (PI), Proporcional e Derivativo (PD), ou Proporcional, Integral e Derivativo (PID) quando aplicados a esses sistemas não mantêm a estabilidade das variáveis. Assim, os sistemas *fuzzy* são utilizados na solução do problema da não linearidade. Eles são robustos, versáteis e de grande adaptabilidade. Se um operador de um processo for capaz de criar regras da forma: SE ENTÃO para poder controlar seu processo. Logo será possível a implementação de um algoritmo computacional *fuzzy*

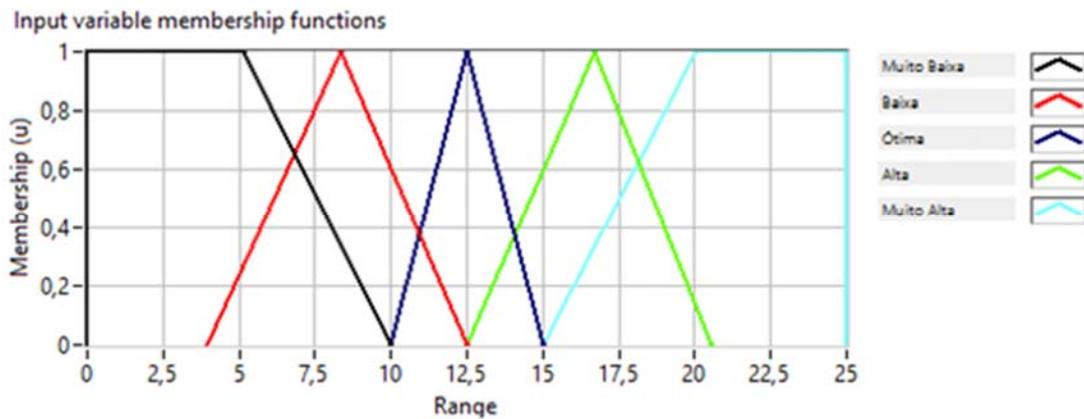
Um sistema *fuzzy* pode ser representado pelo diagrama de bloco da Figura 4.

Figura 4 - Desenho esquemático de um sistema *fuzzy*.



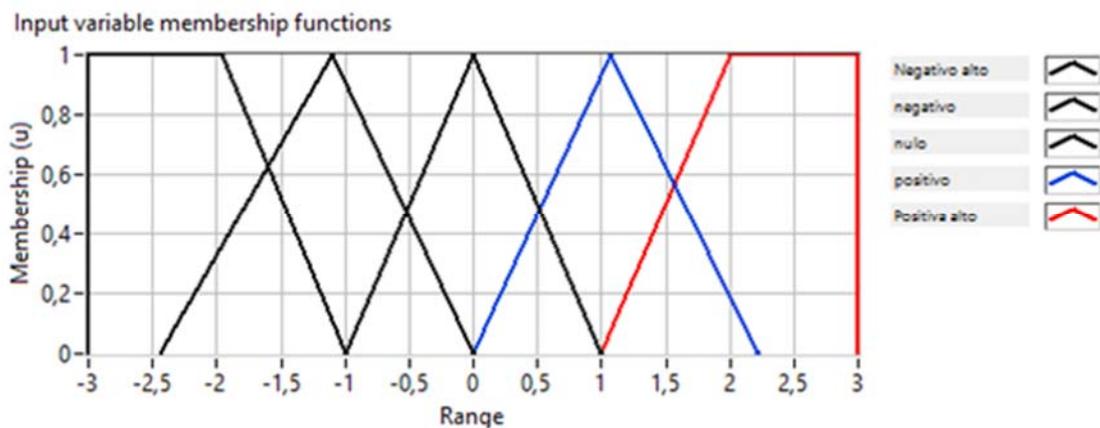
A fuzzificação ou as inferências usaram duas variáveis de entrada, sendo a primeira entrada a PRESSÃO, cujo universo de discurso ficou de [0 a 25], valor correspondente à faixa da pressão na rede que pode ser vista no gráfico da Figura 5.

Figura 5 - Detalhe da variável de entrada PRESSÃO.



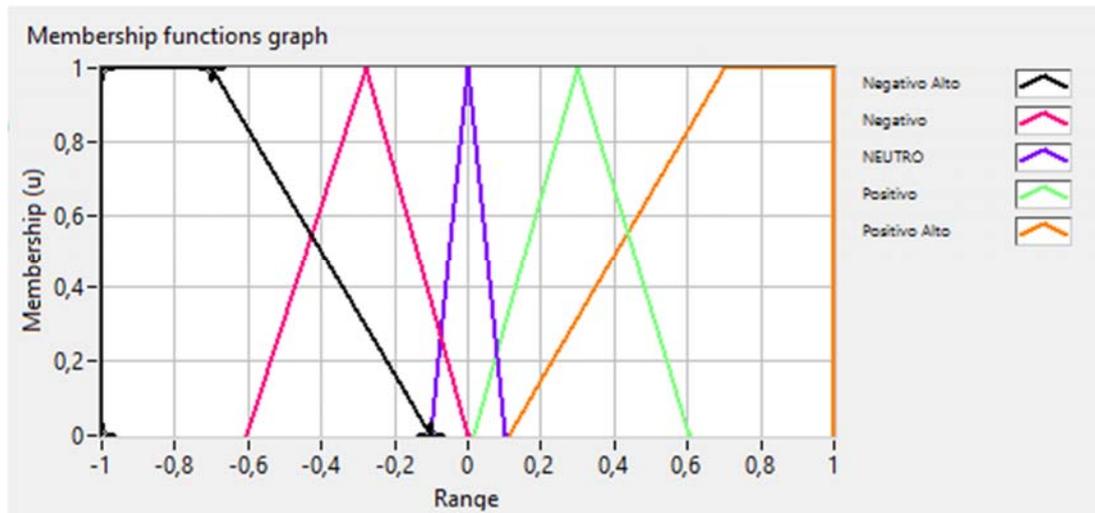
A segunda entrada do controlador *fuzzy* foi definida como sendo a DERIVADA DA PRESSÃO com seu universo de discurso variando de [-3 a 3]. Como pode ser observado no gráfico da Figura 6.

Figura 6 - Detalhe da variável de entrada DERIVADA DA PRESSÃO.



Na saída do controlador ocorre a defuzzificação, onde se utilizou o modelo com a média dos máximos (MoM). O universo de discurso ficou entre [-1 a 1], com funções trapezoidais nos extremos, e no centro as funções triangulares, como pode ser visto na Figura 7. Esse sinal de saída irá incrementar ou decrementar um delta na velocidade do motor que será executado através do inversor de frequência.

Figura 7 - Detalhe da variável de saída DELTA DE VELOCIDADE.



### Metodologia experimental

A bancada experimental foi submetida a uma variação de consumo com e sem a atuação do controlador desenvolvido. A análise de sua eficiência foi obtida pela leitura da potência, em regime permanente, dentro de cada um dos cenários de operação no atendimento de cada ponto de consumo.

### APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS

O sistema de impulsão foi acionado com uma velocidade constante de 1720 rpm. Quando ocorreu a estabilização do sistema, o valor da pressão foi de 14,5 mca e a vazão em 42 m<sup>3</sup>/h, a potência requerida pela bomba nesse ponto de operação foi de 4,2 kW. Esse ponto representa a máxima demanda e os demais patamares de consumo serão inferiores a esse, sendo esta a condição mais crítica do sistema.

Com a modificação do consumo, a pressão e a vazão foram alterados para pontos intermediários, até atingir o valor 0 m<sup>3</sup>/h (zero) para vazão e 17,6 mca para pressão, nesse ponto de operação de *shut off*, a potência registrada foi de 2,4 kW. Os valores da vazão, pressão e potência, de cada um dos cenários operacionais simulados, estão presentes na Tabela 1.

A próxima etapa foi submeter o sistema de distribuição, com bombeamento direto sob a ação do controlador desenvolvido *fuzzy*, no qual a velocidade de rotação do motor foi variada tendo esse valor ajustado pelo sistema de controle que tem por referência um valor de pressão na entrada da rede. Essa nova operação apresentou valores de vazão, pressão e potência diferentes dos já registrados no outro tipo de operação. Novos dados foram coletados, conforme é apresentado na Tabela 2. Esses valores confirmam que, com o aumento da pressão de serviço, tanto os vazamentos quanto o consumo, são afetados, portanto, uma das consequências positivas do controle, além da redução do consumo energético é a redução do desperdício de água.

Tabela 1 - Dados do sistema sem aplicação do controlador

<b>SEM CONTROLE</b>			
<b>PONTOS</b>	<b>VAZÃO (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>PRESSÃO (mca)</b>	<b>POTÊNCIA (kW)</b>
1	42	14,4	4,2
2	37,6	14,8	3,9
3	29,2	15,8	3,4
4	19,2	16,7	3
5	13,7	17	2,7
6	4,5	17,5	2,5
7	0	17,6	2,4

Tabela 2 - Dados coletados com o controlador *fuzzy* aplicado.

<b>COM CONTROLE FUZZY</b>			
<b>PONTOS</b>	<b>VAZÃO (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>PRESSÃO (mca)</b>	<b>POTÊNCIA (kW)</b>
1	40	12,5	3,6
2	32,6	12,5	3,1
3	26,2	12,5	2,7
4	18,2	12,5	2,3
5	10	12,5	2
6	4,5	12,5	1,9
7	0	12,5	1,8

Na comparação entre os valores das Tabelas 1 e 2, é possível visualizar uma diminuição nos valores da potência em todos os pontos levantados no sistema, sendo a maior diferença de 0,8 kW. A diminuição da potencia, em valor percentual, de cada ponto está apresentado na Tabela 3.

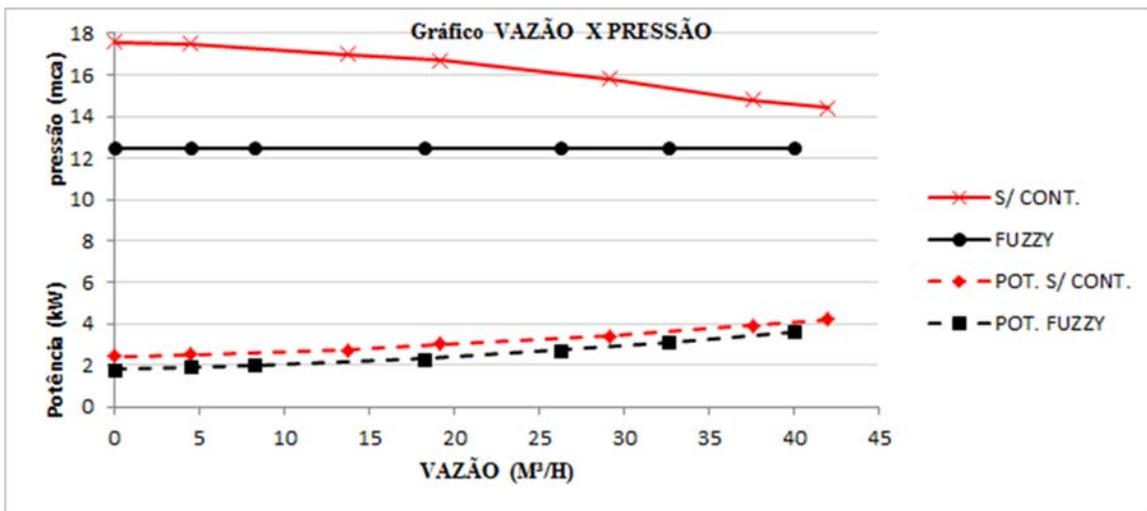
Tabela 3 - Diferença das Potências.

<b>POTÊNCIAS REGISTRADAS (kW)</b>			
<b>PONTOS</b>	<b>SEM CONTROLE</b>	<b>CONT. FUZZY</b>	<b>DIF. POTÊNCIA %</b>
1	4,2	3,6	14,3
2	3,9	3,1	20,5
3	3,4	2,7	20,6
4	3	2,3	23,3
5	2,7	2	25,9
6	2,5	1,9	24,0
7	2,4	1,8	25,0

O maior percentual na diferença das potências entre os dois tipos de operação ocorreu no ponto 7 que foi de 25 %. Nesse ponto a vazão está próxima de zero nos dois modelos de operação. Já a pressão ficou em 17,6 mca para o sistema que opera sem a presença do controlador e de 12,5 mca para o sistema que funciona sob a ação do controlador *fuzzy*. Já a menor diferença percentual ocorreu no ponto 1, mesmo assim, essa diferença ficou acima dos 14 %. Nesse ponto a bomba estava operando na sua capacidade máxima de recalque com vazões de 42 e 40 m<sup>3</sup>/h respectivamente, para os dois modelos operacionais.

Na Figura 8 encontra-se o gráfico com os dados de vazão, pressão e potência do sistema quando estava operando sem a ação do controlador *fuzzy* e sob a ação do mesmo.

Figura 8 - Gráfico da curva da bomba com sistema operando sem controle *fuzzy* e com o controlador atuando.



## ANALISE DOS RESULTADOS

Os resultados com o sistema operando sob a ação do controlador *fuzzy* se mostraram eficientes, houve uma redução de 14,3 na situação de vazão máxima e de 25 % para uma vazão mínima.

Para uma avaliação melhor do sistema foi proposto a utilização do indicador do Consumo Específico de Energia (CE), que representa a razão da potência elétrica pelo volume bombeado (kW/ m<sup>3</sup>). Esse indicador já está sendo bem difundido como ferramenta de análise hidro energética para sistemas de produção de água.

Para o primeiro ponto analisado, o indicador CE foi de 0,010 kW/m<sup>3</sup>, e para os outros pontos de operação estão dispostos na Tabela 4.

Analisando os dados apresentados na Tabela 4, é possível concluir que o sistema, quando operando sob a ação do controlador *fuzzy*, se mostrou mais vantajoso em relação ao sistema operando sem a ação do controlador. Esses valores das diferenças do CE, que representam os ganhos energéticos foram todos positivos, com exceção do ponto 5, onde o valor ficou praticamente igual nos dois modos de operação. Neste ponto o controlador *fuzzy* não tem muita influência. Porém, nos demais o *fuzzy* se mostra sempre vantajoso.

Tabela 4 - Indicador Consumo Específico nas duas operações

<b>INDICADOR CONSUMO ESPECÍFICO CE (KW/M<sup>3</sup>)</b>			
<b>PONTOS</b>	<b>SEM CONTROLE</b>	<b>CONT. FUZZY</b>	<b>DIF. CE</b>
1	0,10	0,09	0,01
2	0,10	0,10	0,01
3	0,12	0,10	0,01
4	0,16	0,13	0,03
5	0,20	0,20	0,00
6	0,56	0,42	0,13
7	X	X	X

Além da análise energética, o controle da pressão proporciona uma melhoria no serviço de abastecimento de água, no que se refere a redução do desperdício de água e no prolongamento da vida útil da rede de distribuição, e nos acessórios nela instalados.

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O sistema de bombeamento quando operado sem a ação do controlador *fuzzy* apresenta um indicador de Consumo Específico CE maior do que sob a ação do sistema de controle.

Dessa forma, foi possível constatar um ganho energético de no mínimo 14,3 % na condição da vazão máxima, e de 25 % para a vazão mínima.

Com os dados registrados da vazão e da potência, foi possível calcular o indicador do Consumo Específico CE. Esse Indicador corroborou o ganho no modo de operação com *fuzzy* que variou de 0,13 à 0,01 (kW/m<sup>3</sup>).

Assim, é possível constatar que a técnica de controle *fuzzy* aplicada a sistema de distribuição de água possibilitará ganhos energéticos significativos ao sistema.

As recomendações para melhoria desse trabalho é que o mesmo fosse implantado em uma rede real com características semelhantes de distribuição, onde um conjunto motor bomba injete água diretamente na rede.

## REFERENCIAS

- BEZERRA, S. M., & SILVA, S. A. (2009). Automação e Controle. In: H. P. GOMES, *Sistemas de Bombeamento - Eficiência Energética*. 1<sup>a</sup> ed. João Pessoa, PB.
- CAMBOIM, W. L. (2008). Aplicações de Técnicas de Controle Fuzzy para Sistemas de Abastecimento de Água. In: *Dissertação de Mestrado*. João Pessoa, PB.
- CAMBOIM, W. L., SILVA, S. A., & GOMES, H. P. (2014). Aplicação de Técnicas Fuzzy no Controle de Pressão em Sistemas de Abastecimento de Água. João Pessoa, PB.

- CARIJO, I. B., REIS, L. R., CHEUNG, P. B., SOARES, A. K., & SILVA, F. d. (2003). *Otimização da Operação de Sistemas de Distribuição de Água Utilizando Algoritmos Genéticos Multiobjetivo*. Acesso em 20 de novembro de 2014, disponível em [http://www.bwd.com.br/geasd/fotos/gea\\_publicacoes18.pdf](http://www.bwd.com.br/geasd/fotos/gea_publicacoes18.pdf)
- CARVALHO, P. S. (2012). Controle para Bombeamento Distribuído com Vistas à Minimização dos Custos Energéticos Aplicado a Sistemas de Abastecimentos de Água.
- CREACO, E., & FRANCHINI, M. (2013). A New Algorithm for Real-Time Pressure Control in Water Distribution Networks.
- GOMES, H. P., Garcia, R. P., & Rey, P. L. (2007). Abastecimento de Água, o Estado da Arte e Técnicas Avançadas. Editora Universitária - UFPB, João Pessoa, PB.
- KANG, D. (2014). Real-Time Optimal Control of Water Distribution Systems.
- LUVIZOTTO JÚNIOR, E. (1995). Controle Operacional de Redes de Abastecimento de Água Auxiliado por Computador. São Paulo - SP.
- RALIZE, C. C., & MARQUES, R. S. (2006). Elementos de Automação. Módulo I - Conceitos. In: *Departamento de Engenharia de Manutenção. SABESP*. São Paulo, SP.
- SPOLAOR, M. T. (2011). Automação nos Sistemas de Abastecimento de Água. Caso do Controle da Reversão de Distribuição. In: *Disertação de Mestrado - UNICAMP*. Campinas, SP, São Paulo, Brasil.
- TSUTIYA, M. T. (2006). *Abastecimento de Água*. São Paulo: Depart. de Eng<sup>a</sup> Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da Univ. de São Paulo, SP.
- YANG, Z., WU, L., & DONG, X. (2010). Control System Desing for Contant Pressure Water Supply, second International Conference on Multimedia and Information Technology.
- Zadeh, L. A. (1965). Fuzzy Sets. On formation and control.

## Capítulo 4. Redução de Perdas Físicas no Sistema de Distribuição de Água

*Aline Giorgetti Zambon (1), José Geraldo Pena de Andrade (2), Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro (3)*

(1) Odebrecht Ambiental (Brasil) agiorgetti@odebrechet.com

(2) UNICAMP (Brasil) josegeraldo@ft.unicamp.br

(3) UNICAMP (Brasil) lubi@ft.unicamp.br

---

**RESUMO.** No atual cenário nacional, a redução de perdas na distribuição de água se torna cada vez mais necessária, tendo em vista a dificuldade de se encontrar água de boa qualidade e em quantidade necessária para o abastecimento do sistema atual. No Brasil, a água ainda não tem o seu valor reconhecido, algo evidenciado pelos altos índices de perdas nos sistemas. A redução de perdas ainda não sensibiliza os órgãos responsáveis pelo abastecimento público, fazendo com que este indicador caia vagarosamente. Mostrando ser possível mudar esse cenário serão apresentadas algumas ações realizadas na cidade de Limeira, SP - Brasil. Uma companhia privada administra o abastecimento de água na cidade de Limeira há 20 anos. Nesse período atingiu o menor índice de perdas do país, mantendo o volume captado dos mananciais e aumentando quase 40000 ligações de água nas duas últimas décadas, sem oscilações no fornecimento de água, mesmo em períodos de escassez.

**ABSTRACT.** In the current national reality, the reduction of losses in the distribution of water becomes increasingly necessary, given the difficulty of finding good quality water and in sufficient quantity to supply the current system. In Brazil, the water does not have the recognized value, something evidenced by the high rates of losses in the systems. The reduction of losses has not sensitized the agencies responsible for public supply, making this indicator fall slowly. Showing to be possible to change this reality it will be presented some actions carried out in the city of Limeira. SP – Brazil. A private company began management of water supply in the city 20 years ago. During this period it reached the lowest loss rate of the country, keeping the volume of captured water sources and increasing almost 40,000 water connections in the last two decades without fluctuations in the water supply, even in times of scarcity.

---

Palavras chaves: Zona de Macro Medição, Zona de VRP, Índice de Perdas, abastecimento de água.

Keywords: Macro zone measurement, VRP Zone Loss Index, water supply.

## INTRODUÇÃO

No Brasil, o índice de perdas de água na distribuição médio é de aproximadamente 40%, indicando a ineficiência operacional dos sistemas de abastecimento de água, quando comparamos com outros países como o Japão (11%) e Austrália (16%) (WAUPBM, 2013). Esse índice tem se mantido nessa faixa há pelo menos dez anos e com pouca perspectiva de redução.

Por definição, pode-se dizer que perdas em sistemas de abastecimento nada mais é que o volume de água na entrada menos o consumo autorizado. As perdas de água podem ser definidas como: (1) Perda física: que correspondente ao volume de água produzido que não chega ao consumidor final, devido à ocorrência de vazamentos nas adutoras, redes de distribuição e reservatórios, bem como de extravasamentos em reservatórios setoriais. De acordo com a nova nomenclatura definida pela International Water Association – IWA, esse tipo de perda denomina-se Perda Real. (2) Perda não física: que correspondente ao volume de água consumido, mas não contabilizado pela companhia de saneamento, decorrente de erros de medição nos hidrômetros e demais tipos de medidores, fraudes, ligações clandestinas e falhas no cadastro comercial. Nesse caso, então, a água é efetivamente consumida, mas não faturada. De acordo com a IWA, esse tipo de perda denomina-se Perda Aparente ou Perda Comercial (TSUTIYA, 2006).

Para perdas reais, a ocorrência mais comum são os rompimentos de redes e ramais, que ocasionam oneração de custo da produção, gerando a necessidade de se buscar novos mananciais para abastecimento, denegrindo a imagem da empresa prestadora de serviço, aumentando o custo das tarifas de água, além do risco de contaminação da água através dos vazamentos. No caso de perdas aparentes a incidência mais comum é a submedição dos hidrômetros, ocasionando a perda de receita e incentivo a fraudes, devido ao aumento da tarifa, ação comum para minimizar a perda financeira por parte da empresa (ABES, 2013).

Demonstrar as vantagens na redução de perdas de água é um grande passo para a perspectiva de lucratividade, impactando o mínimo possível na retirada deste recurso no meio ambiente. A análise de viabilidade para a redução de perdas físicas é feita através da avaliação das vantagens que podem ser obtidas correlacionadas com os custos envolvidos no projeto, ou seja, deve ser realizado um estudo do valor investido e avaliado os benefícios obtidos com tal investimento (ABES, 2013).

Na cidade de Limeira-SP a 20 anos é a mesma concessionária responsável pelo fornecimento de água, coleta, afastamento e tratamento de esgoto. Ela registrou o índice de perdas na distribuição em 2013 de 14.46%, sendo um dos menores índices de perdas do país, conforme Ranking do Saneamento das 100 maiores cidades do país, esse ranking foi realizado pelo “Instituto Trata Brasil” em parceria com a consultoria GO Associados que teve como base os números do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) no ano de 2013. Entretanto, a município considera o seu índice de perdas na distribuição de 16.3%, já que na metodologia do “Instituto Trata Brasil” é subtraído novamente o volume perdido durante o processo de tratamento de água.

Na tentativa de ajudar outras empresas a visualizarem ações a serem realizadas para possíveis reduções de perdas o presente trabalho visa descrever as principais ações realizadas na cidade de Limeira para a redução do Índice de Perdas na Distribuição. Dentre as diversas ações para o controle de perdas realizadas, destaca-se o contínuo programa de pesquisa de vazamentos não visíveis, redução de pressão através da instalação de válvulas redutoras de pressão nas redes de distribuição de água, automação do sistema de distribuição de água com a instalação de atuadores que regulam a pressão de saída das bombas, reservatórios com controladores de níveis, substituição de redes, pesquisas de irregularidades e fraudes, renovação do parque de hidrômetros, estabelecimentos de indicadores de desempenho e metas de resultados. Este trabalho apresentará o resultado de algumas ações possíveis de serem realizadas para a redução do Índice de Perdas de Água na distribuição.

## MATERIAIS E MÉTODOS

Um dos principais indicadores de desempenho das perdas de água de um sistema de distribuição é o Índice de Perdas na Distribuição. Para o cálculo desse indicador é utilizado basicamente o Volume Produzindo para Comercialização (VPC) e o Volume de Consumo Autorizado (VCA), conforme pode ser verificado na Equação 1 (PHILIPPI & GALVÃO, 2012):

$$IPD = \frac{VPC - VCA}{VPC} \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

Em um sistema de distribuição de água não há a possibilidade de existir a “Perda 0”, pois existem limites técnicos e econômicos que atualmente impedem de atingir este resultado. Segundo a ABES (2013) o limite econômico é aquele em que se gasta mais para reduzir as perdas do que o valor intrínseco dos volumes recuperados, o qual varia de cidade para cidade, em função das disponibilidades hídricas e custos de produção. O limite técnico (perdas inevitáveis) é definido pelo alcance das tecnologias atuais dos materiais, ferramentas, equipamentos e logísticos.

Para a pesquisa de vazamentos o cenário ideal para todas as operadoras do sistema de distribuição de água é ter regiões setorizadas com macro e micromedidores, onde é possível saber a real perda de cada setor de macromedição, otimizando desta forma o trabalho das equipes, as quais poderão concentrar esforços nas regiões com os piores índices de perdas.

A princípio foi realizado o mapeamento de todos os vazamentos no período de Janeiro à Junho de 2014, para a identificação dos locais com maiores concentrações de vazamentos, e a partir daí iniciou-se os monitoramentos nos pontos estratégicos de uma determinada localidade. O monitoramento foi realizado através da instalação de *looger* que obtém as pressões de uma determinada ligação de água e armazena as leituras obtidas. Os períodos de monitoramento foram de 4 a 6 dias, podendo variar, dependendo da disponibilidade dos *loogers*. Buscou-se monitorar nos dias de maior e menor consumo, para identificação das pressões máximas (período de menor consumo), que normalmente são registradas durante a madrugada e aos domingos, e identificação das pressões mínimas (período de maior consumo), que geralmente são registradas às sextas, sábados e segunda-feira, no período das 10 e 16hs.

O monitoramento de pressão deve ser realizado de forma contínua em diversos pontos estratégicos de um sistema de distribuição de água. A frequência de vazamentos e o volume perdido estão relacionados diretamente com a pressão de água de uma determinada região de abastecimento. Conforme descrito na NBR nº12.218/1994, a pressão nas redes de distribuição de água devem estar entre 10 e 50 mca. Pressões fora desta faixa podem ser aceitas desde que justificadas técnica e economicamente. Segundo Tsutiya (2006) o gerenciamento dos pontos com pressão alta está ligado diretamente com redução de perdas no sistema de distribuição de água. Altas pressões em um sistema não representam um bom atendimento aos serviços prestados a população. Isto pode ocasionar vazamentos internos em residências gerando transtornos a clientes, aumentos das faturas de água, além da insatisfação pelos serviços prestados. Problemas como estes denigrem a imagem da empresa prestadora de serviço devido ao aumento de reclamações e, em muitos casos, o aumento da inadimplência, relacionado ao aumento do valor cobrado devido aos vazamentos internos.

Assim, é muito importante que as ligações existentes em cada Zona de Macromedição (ZM) estejam cadastradas nos seus respectivos setores. A eficiência de um sistema geral e de uma ZM é dividida em três escalas:  $IPD > 40\%$  (Sistema com mau gerenciamento);  $25\% < IPD < 40\%$  (Sistema com gerenciamento de nível intermediário) e  $IPD < 25\%$  (Sistema com bom gerenciamento).

## APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Em Limeira, desde o início da concessão em 1995, a redução no IDP foi de quase 30%, como pode ser observado na Figura 1. Já o índice de perdas no Brasil, Figura 2, se mantém na faixa dos 40% há pelo menos dez anos e com queda pouco significativa.

Figura 1: Evolução de Perdas na Distribuição (%) em Limeira.

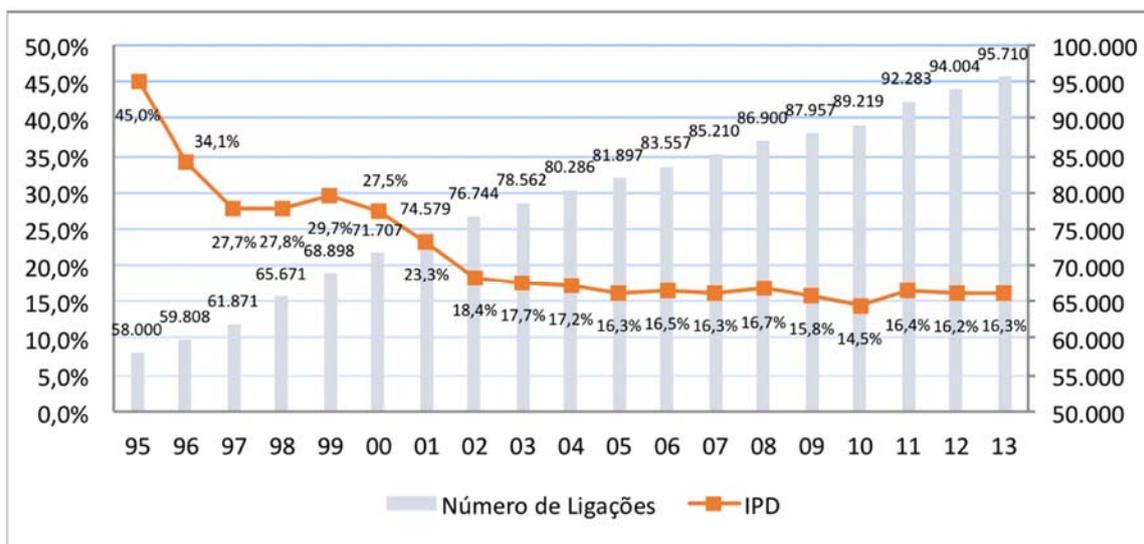
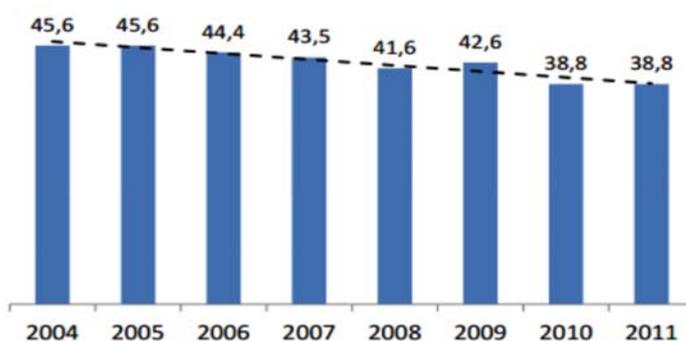


Figura 2: Evolução de Perdas na Distribuição (%) no Brasil (ABES, 2013).



Para atingir esses índices foram adotadas algumas ações na cidade de Limeira, tais como: (1) Restrição do uso de Hidrante, (2) Levantamento do consumo no processo de tratamento de água, (3) Monitoramento de pressões, (4) Formação de novas Zonas de Macromedicação.

### (1) Restrição do uso de Hidrante

Limeira contém 189 hidrantes instalados por toda a extensão da cidade, tendo como principal finalidade fornecer água para caminhões pipas utilizada no combate a incêndio (ABNT, 1999). Além

disso, existem outros usos como: Ponto de descarga quando ocorre alguma manutenção na rede de água; Ponto de coleta para as equipes de esgoto que utilizam da água para realizar a limpeza de residências que podem ter sofrido com retorno de esgoto, e limpeza de ruas e calçadas após a execução de serviços diversos, irrigação de jardins e praças, e para obras diversas realizadas pela prefeitura e/ou parceiros.

Apenas 20 dos 189 hidrantes são hidrometrados, os demais não possuem nenhuma forma de medição da quantidade de água extraída da rede, gerando perda física de água na rede de distribuição. Foi realizado o levantamento de custo para a instalação de hidrômetros nos 169 hidrantes, e o investimento estimado foi de R\$10000.00 para cada hidrante. Outra alternativa encontrada pela concessionária, foi realizar a instalação de chaves sextavadas na cabeça dos hidrantes, restringindo desta forma o uso dos hidrantes, onde apenas as equipes internas da empresa, Defesa Civil e Corpo de Bombeiros teriam a posse da chave especial para utilizar os mesmos, e apenas 3 hidrantes que já eram hidrometrados seriam deixados à disposição da prefeitura e seus prestadores de serviços. Antes da execução do trabalho de campo, foi realizado alguns testes em registros e porcas sextavadas quanto ao tipo de cola a serem utilizados, quantidade e tempo necessário para que a fixação fosse efetiva.

A Figura 3 representa a forma como estes dispositivos foram instalados sobre os registros dos hidrantes. A instalação de porcas sextavadas em todos os 186 hidrantes durou em torno de 60 dias para finalizar. Os resultados foram obtidos logo nos três primeiros meses, conforme pode ser visto na Tabela 1.

Figura 3: Teste para instalação de porca sextavada (A) Vista de cima, (B) Vista frontal.

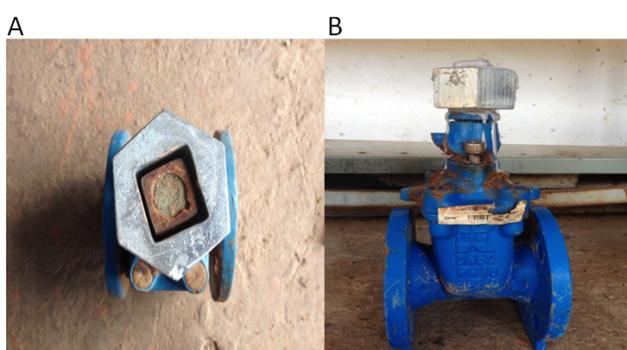


Tabela 1: Consumo dos hidrantes antes e depois do projeto de instalação da chave sextavada.

<b>Ponto Disponível para coleta</b>	<b>Antes do projeto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Depois do projeto (m<sup>3</sup>)</b>
Ponto 1 - Rua Renato Kehl	573	1810
Ponto 2 – Av. Agostinho Prada	5	93
Ponto 3 – Rod. Limeira-Piracicaba	3 m <sup>3</sup>	37 m <sup>3</sup>

Os volumes considerados no item “Antes do projeto” foram baseados no consumo médio medido nos 3 últimos meses antes do início do projeto e no item “Depois do projeto” se trata do volume médio dos três meses após o término do trabalho.

## (2) Consumo no processo de tratamento de água

Em Limeira, os macromedidores responsáveis pela medição da água disponibilizada para a população não estão aferidos e apresentam erros na medição. Então, o método utilizado para a medição do

volume disponibilizado é a soma dos dois macromedidores da entrada do processo de tratamento de água (ambos que são verificados anualmente), subtraído do volume de água descartado nas lavagens de dois decantadores e na retrolavagem dos quatro filtros. O cálculo para o volume de água descartada na lavagem dos dois decantadores é a soma de lavagens dos decantadores (mês) multiplicado pela capacidade de armazenamento de água. Já para o cálculo do volume de água descartada pela lavagem dos filtros, existe um macromedidor (aferido anualmente) que é responsável pela medição da água utilizada na retrolavagem dos filtros. A soma dos volumes de lavagens dos decantadores e dos filtros é descontada do volume de água na entrada do processo de tratamento de água, obtendo assim o volume de água disponibilizado à população.

No caso dos filtros é medido a água da retrolavagem, mas o volume de água que existe sobre os filtros é descartada no momento da lavagem, e este volume não era medido, e não estava sendo descontado do volume de água para a distribuição. Como a ETA está passando pelo processo de reforma e ampliação, não é possível e nem viável realizar a instalação de um macromedidor para medir esta água. A forma encontrada foi calcular o volume de água existente nos filtros e multiplicar pela quantidade de vezes que estes filtros foram lavados no mês.

Identificado também que toda a água consumida pelos colaboradores da ETA não havia medição, reduzindo o volume de água disponibilizado à população, conseqüentemente aumentando o IPD. Para esta situação, ocorreu a instalação de hidrômetros nos locais de consumo.

Durante o período monitorado foram lavados 1396 filtros, na média de 140 por mês. O volume de cada filtro é de 45.06 m<sup>3</sup>. Se for considerado a média mensal de 6291m<sup>3</sup>, em um ano o volume seria de 75492m<sup>3</sup>. No mesmo período foi realizado a instalação de 6 hidrômetros responsáveis pela medição do pontos de consumo da ETA. Considerando a medição dos 2 últimos meses após a instalação dos hidrômetros, é obtido uma média mensal de 1590 m<sup>3</sup>. Considerando o volume anual de água utilizada nas lavagens dos filtros e o volume anual consumido na ETA, pode-se verificar os valores na Tabela 2.

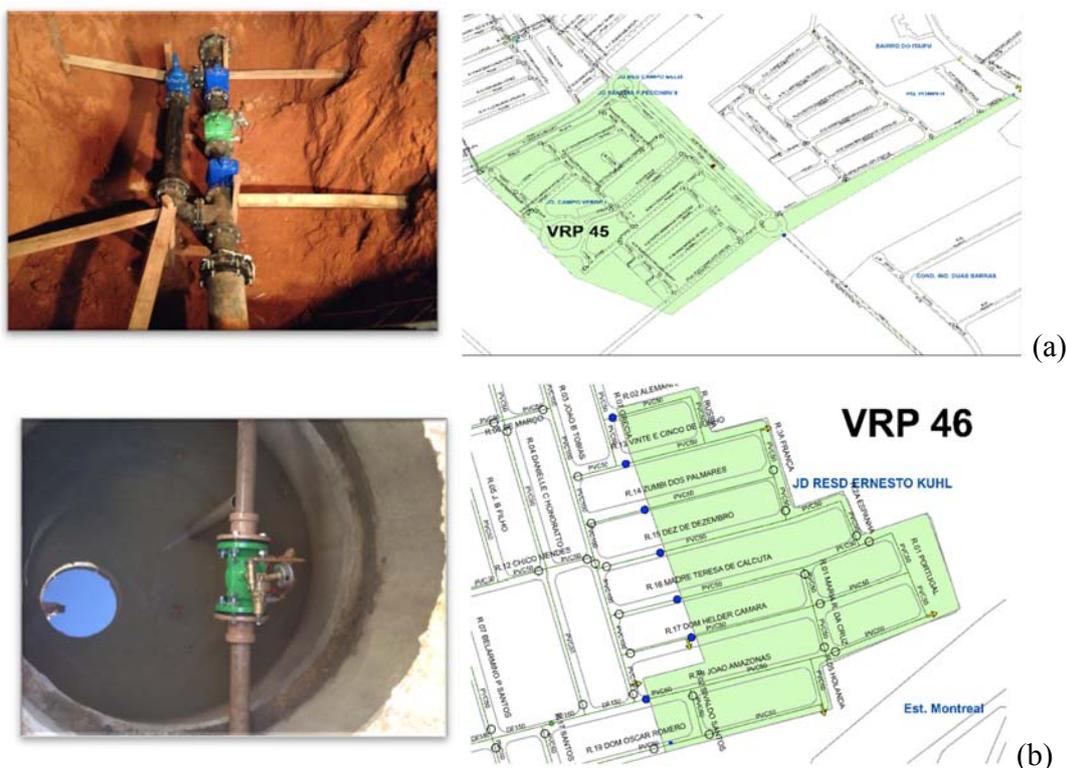
Tabela 2: Volume anual de cada processo da ETA.

	<b>Volume dos filtros (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume de consumo da ETA (m<sup>3</sup>)</b>
Volume anual de cada processo (m <sup>3</sup> )	75492 m <sup>3</sup>	19080 m <sup>3</sup>

### (3) Monitoramento de pressões

Um dos principais fatores que potencializam as perdas no sistema de distribuição de água são as altas pressões nas redes de água, ocasionando altos índices de vazamentos. Através do mapeamento dos vazamentos do 1º Semestre/2014, foram identificadas diversas regiões com grandes concentrações de vazamentos. Realizado o monitoramento de pressão nos pontos mais baixos e mais altos foram identificadas pressões muito altas, em torno de 90 mca. Para estes casos, foi verificada a possibilidade de instalações de VRPs, através de setorizações que não afetassem o abastecimento de água nas demais regiões e também a existência de registros para a formação desta nova Zona de Válvula Reguladora de Pressão - VRP. A formação de novas Zonas de Válvula Reguladora de Pressão se deve a diversos fatores, aqui serão apresentados dois em duas regiões diferentes: (a) Zona da VRP 45, além das reclamações, a oscilação de 31 mca no ponto alto e 28 mca de pressão no ponto mais baixo ocasiona a fadiga das redes, ligações e acessórios, que futuramente acarretaria altos índices de vazamentos e (b) Zona da VRP 46 região onde as pressões no ponto mais baixo chegavam à 79 mca e com média mensal de 4 vazamentos nesta região antes da instalação da VRP. Figura 4 (a) e (b).

Figura 4: (a) Instalação de VRP 45, (b) Instalação de VRP 46.



#### (4) Formação de novas Zonas de Macromedição (ZM)

A formação de novas Zonas de Macromedição facilita a gestão de perdas de uma cidade onde as ações devem ser focadas nas Zonas com maiores índices de perdas. Uma ZM ideal é aquela que apresenta entre 1000 e 2000 ligações, aproximadamente. Regiões com concentrações maiores que 2000 ligações exigem muito tempo das equipes de pesquisa de vazamentos, prejudicando a eficiência das mesmas. Na Figura 5 é apresentada a distribuição das ZM relacionadas ao número de ligações existentes.

O método utilizado para a formação de novas ZM foi focar nas regiões que possuem ZM com mais de 2.000 ligações, casos de liberação de novos loteamento com expectativa de 1000 lotes ou mais e em regiões que mesmo apresentando a quantidade ideal de ligações apresentam altos índices de perdas-

Um exemplo é a ZM 04 que era composta por 928 ligações e apresentava uma média de 20% de perdas, aproximadamente 20000 m<sup>3</sup> mensal. Foi realizada a pesquisa de vazamento em todas as ligações de água e por toda a extensão de rede, mas não foi localizado nenhum vazamento físico. Em conjunto foi realizada a troca de hidrômetros com idade acima de 10 anos e a troca do macromedidor de entrada desta ZM. Mesmo após a realização destas ações, o IDP está na faixa de 20%. A ação encontrada para este cenário foi formar novas zonas de macromedição, para “cercar” o problema que ocasionava a perda. Foi então realizada a criação de duas novas Zonas de Macromedição, ZM 54 e 55, mas o objetivo é que sejam formadas mais 4 novas ZMs, na Figura 6 (a) pode-se verificar exemplo dessa região.

Outro exemplo é a antiga ZM 18 que era constituída por 2615 ligações, mas a concentração de vazamentos estava localizado apenas em uma pequena região, que com o fechamento de um registro se conseguiu criar a ZM 56, essa contém atualmente 1106 ligações conforme Figura 6 (b).

Figura 5: Distribuição das ZMs de Limeira.

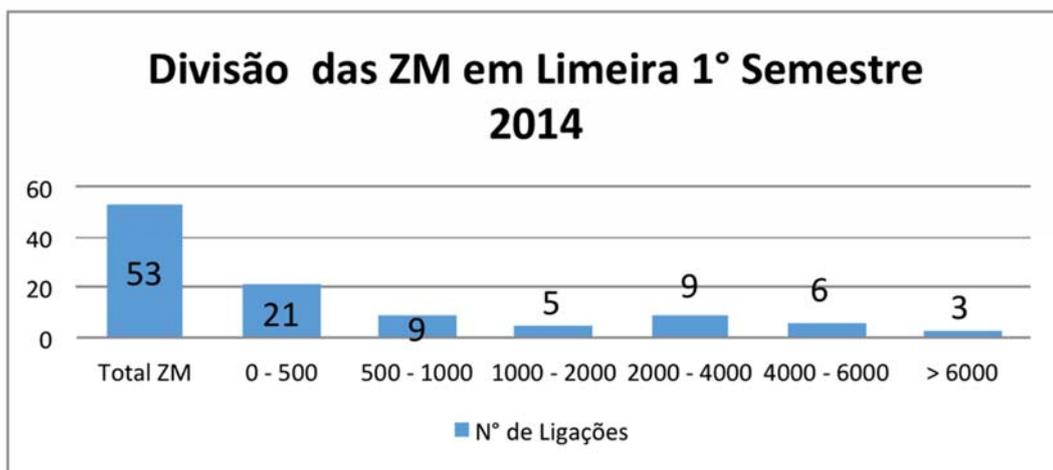


Figura 6: (a) Divisão da ZM 04 em 6 novas ZMs. (b) Região de abrangência ZM 56



## ANÁLISE DOS RESULTADOS

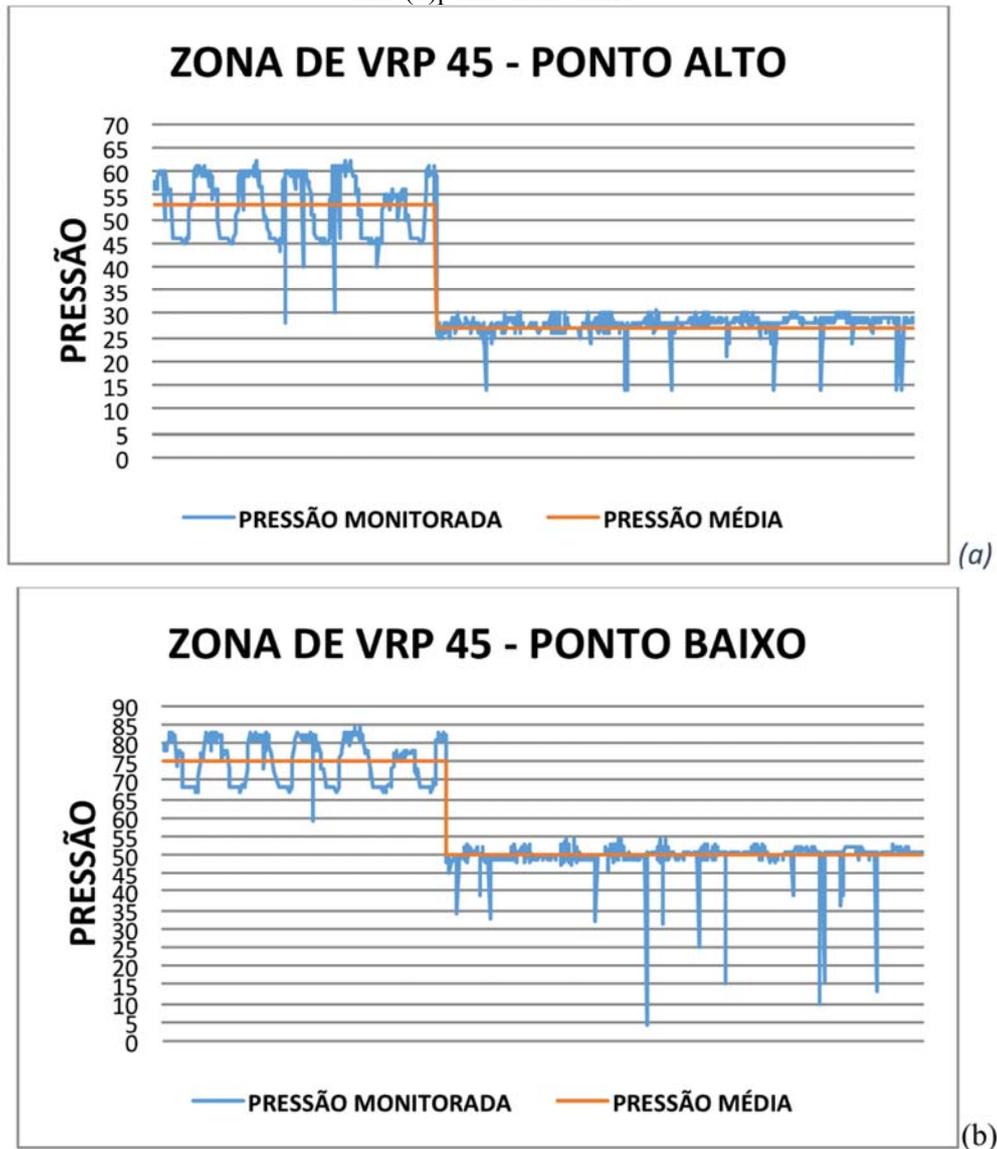
Com relação aos novos procedimentos adotados nos hidrantes o volume anual consumido foi de 23280 m<sup>3</sup>, baseado na média mensal “Depois do Projeto”. Isso representa a redução de 0.1% no IDP de 2013, reduzindo para 16.2%, se considerado o volume anual consumido pelo hidrante em Volume Micromedido.

Para o consumo no tratamento de água a soma dos volumes dos dois processos realizados, volume dos filtros mais o volume de consumo da ETA resultou em 94572 m<sup>3</sup>, o que representa uma redução no IDP de 0.3%, passando de 16.2% para 15.9%, em 2013.

Para a instalação de VRP, no ponto mais alto e mais baixo da região da VRP45 foi possível reduzir 30 mca de pressão, quando comparado a pressão máxima antes e depois da instalação da VRP, a Figura 7 (a) e (b) mostra essa redução. Como observação na Figura 7(b) o ponto com pressão abaixo de 5 mca não representa um problema de baixa pressão na rede e sim uma ação do cliente no ramal residencial onde foi instalado o *looger*.

Para esta zona de VRP 46, a redução de pressão no ponto baixo foi de 18 mca, a pressão que antes era de 79 mca foi para 61 mca. Na Figura 8 é possível observar o monitoramento após a instalação da VRP.

Figura 7: Monitoramento de pressão na Zona de VRP 45 depois da instalação da VRO , (a) ponto alto (b) ponto mais baixo.



Foram criadas 8 novas Zonas de Macromedição, e a distribuição destas Zonas de Macromedição fez com que se reduzisse a quantidade de regiões na faixa de 2000 e 4000 ligações, e aumentou a concentração de regiões na faixa de 1000 e 2000, conforme pode ser verificado na Figura 9.

Figura 8: Monitoramento de pressão da Zona de VRP 46, ponto baixo depois da instalação da VRP

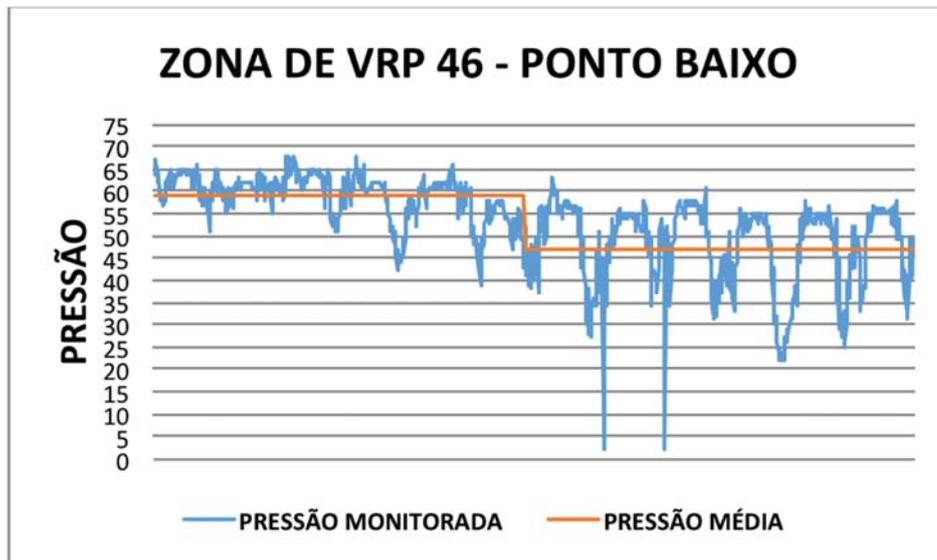
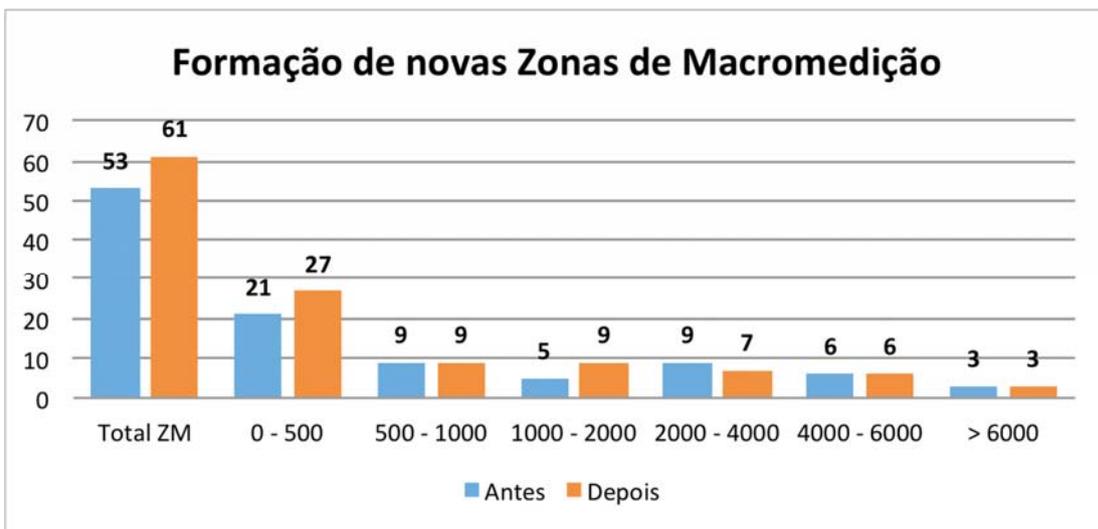


Figura 9: Divisão das novas ZM em Limeira.



## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A redução média de pressão com as instalações de Válvulas Reguladoras de Pressão foi de 27 mca, considerando as reduções obtidas nos pontos altos e baixos. Até o momento não foi possível realizar a verificação de quantos vazamentos deixaram de ocorrer com a redução das pressões, mas com certeza esse valor será menor.

Com a criação de 8 novas Zonas de Macromedição, será possível reduzir o tempo de pesquisa de vazamentos durante as varreduras, possibilitando o foco das ações na regiões onde o IPD são mais elevados.

Existem outras ações, além das apresentadas neste trabalho, que são realizadas em Limeira, tais como troca sistemática de redes mais antigas e que apresentam quantidades elevadas de vazamentos, renovação do parque de hidrômetros para a manutenção da micromedição mais precisa, entre outras não menos importantes, já que a redução de perdas, como observado, se trata de diversas ações que devem ser tomadas em conjunto.

Baseado nas ações que foram apresentadas nesse trabalho a medição do Índice de Perdas na Distribuição de Água de Limeira em 2013 passou de 16.3% para 15.9%, ou seja, 0.4% de redução das perdas do sistema. Se a isso agregar as outras ações esse índice pode ser ainda menor.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecemos as informações fornecidas pela Odebrecht Ambiental, que é a concessionária responsável pelo sistema de abastecimento de água, coleta e tratamento de esgoto do município de Limeira)

## **REFERÊNCIAS**

ABES. Perdas em Sistemas de abastecimento de Água: Diagnóstico, Potencial de Ganhos com sua Redução e Propostas de Medidas para o Efetivo Combate. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.218:1994. Projeto de Rede de Distribuição de Água para Abastecimento Público, Rio de Janeiro, 1994.

PHILIPPI, Jr. A.; GALVÃO, Jr. A. C.; Gestão do Saneamento Básico – Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário. Coleção Ambiental. 1ª ed., Barueri, 2012. (PHILIPPI & GALVÃO, 2012)

TSUTIYA, M. T.; Abastecimento de Água. 3ª ed., São Paulo – Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica de São Paulo – 643 p. USP. 2006.

WAUPBM. Manual sobre Contratos de Performance e Eficiência para Empresas de Saneamento em Brasil, 2013.

## Capítulo 5. Previsão da operação de bombas funcionando como turbinas em redes de abastecimento de água através de polimorfismo de curvas existentes

*Gustavo Meirelles Lima (1), Edevar Luvizotto Junior (2)*

(1) Universidade Estadual de Campinas (Brasil) limameirelles@gmail.com

(2) Universidade Estadual de Campinas (Brasil) edevar@fec.unicamp.br

---

**RESUMO.** Diversos sistemas de abastecimento de água possuem problemas de excesso de pressão em suas redes. Em casos onde a distribuição é feita por gravidade, são utilizadas válvulas redutoras de pressão. Uma alternativa à essas válvulas seria o uso de microturbinas, que além de reduzir a pressão na rede, produziriam energia elétrica. Devido à baixa potência encontrada na maioria desses locais, a utilização de bombas funcionando como turbina apresenta a melhor relação custo/benefício. Entretanto, há uma grande dificuldade na seleção destes equipamentos e na obtenção de sua curva característica de operação. Neste trabalho é proposto um método para prever o comportamento das bombas em sua operação como turbina, utilizando apenas os dados de sua operação normal e os dados de uma máquina com rotação específica próxima, disponível na literatura, minimizando o erro quadrático entre as curvas através da técnica de otimização de exame de partículas. Os resultados foram comparados com outras metodologias encontradas na literatura.

**ABSTRACT.** Many water supply systems have high pressure problems on their networks. In cases where the distribution is made by gravity, pressure reducing valves are used. An alternative to these valves is the use of microturbines, which in addition to reducing the pressure on the network, produce electricity. Due to the low power found in most of these points, the use of pumps as turbine has the best cost/benefit ratio. However, there is great difficulty in the selection of equipment and in getting its characteristic curve operation. This paper proposes a method to predict the behavior of the pumps operating as turbine using only the data of normal operation and data from one machine with similar specific speed, available in the literature, minimizing the square error between curves through Particle Swarm Optimization technique. The results were compared with other methodologies found in the literature.

---

Palavras-chave: bombas funcionando como turbinas, microgeração, otimização, parâmetros de Suter, PSO.

Keywords: pumps as turbines, microgeneration, optimization, Suter parameters, PSO.

## INTRODUÇÃO

Simulações computacionais de sistemas de transporte de fluidos são cada vez mais importantes na otimização de sua operação, buscando os níveis adequados de qualidade e segurança. Nos sistemas de abastecimento de água, esta otimização está baseada principalmente na redução dos custos com energia em estações elevatórias. Inicialmente, a maior preocupação era com o dimensionamento econômico das redes de distribuição de água, onde foram utilizadas diversas técnicas de otimização para a solução do problema [Mohan e Babu (2010), Manca et al (2010), Deng et al (2013)]. Atualmente, os trabalhos buscam a melhoria da operação, fornecendo soluções otimizadas em tempo real [Di Nardo (2013), Farmaniet al (2006), Fiorelli (2013), Kang e Lansey (2014)]. Neste contexto, existe a necessidade de simulações sucessivas para a verificação da solução proposta a cada intervalo de tempo pré-definido. Também existem projetos que buscam o aproveitamento do excesso de pressão existente na rede para geração de energia, utilizando bombas funcionando como turbinas em substituição às válvulas redutoras de pressão (Carraveta et al (2012), Carravetta et al (2013), Vilanova e Balistieri (2014)). Em todos estes casos, a modelagem da bomba é fundamental para que sejam obtidos resultados fiéis à realidade. Além disso, a modelagem da bomba também é necessária para a verificação dos transientes hidráulicos decorrentes de todas as manobras que podem ocorrer e causar danos às tubulações.

Neste caso, a modelagem da máquina hidráulica como condição de contorno é feita a partir de sua curva característica completa, que permite descrever suas diferentes condições de operação. Streeter (1963) utilizou os resultados obtidos por Donsky (1963) em ensaios de uma bomba centrífuga, uma mista e outra axial para solucionar problemas de transientes através de parâmetros homólogos adimensionais destas máquinas. Entretanto, esta forma de representação se mostrou inadequada quando a rotação se aproxima de zero, sendo necessária a utilização em conjunto de outras duas relações adimensionais. Marchalet al (1965) propuseram a representação das máquinas hidráulicas no plano de Suter, eliminando o problema de indeterminação quando a rotação tende a zero. Seu comportamento é contínuo ao longo das quatro zonas de operação da máquina, e são expressas de forma harmônica no intervalo de 0 a  $2\pi$ .

A grande dificuldade para a utilização dos parâmetros de Suter é a obtenção dos dados. Os fabricantes de bombas fornecem apenas os dados referentes à operação como bomba, devido à complexidade e custo do ensaio para obtenção das características completas. Na literatura, há disponível uma série de dados de máquinas com diferentes rotações específicas. Entretanto, quando a máquina a ser simulada possui uma rotação específica diferente, não existem dados disponíveis, e o procedimento mais comum é utilizar a curva da máquina com rotação específica mais próxima. Este procedimento gera erros que podem ser significativos para a simulação do sistema, tanto do ponto de vista dos transientes hidráulicos quanto da geração de energia através da substituição de válvulas redutoras de pressão. Wan e Huang (2011) sugerem a utilização dos dados disponíveis na zona de operação normal, complementando o restante com valores de uma geometria próxima existente na literatura. Este procedimento gera uma descontinuidade das curvas obtidas, que podem causar erros nas simulações e dificuldades na busca do ponto de operação da máquina dentro de uma rotina computacional. Iglesias (2001) também propõe o uso dos dados disponíveis na zona de operação normal como bomba. Para evitar a descontinuidade, é feita uma extrapolação dos dados para uma faixa do primeiro e quarto quadrantes, onde os dados extrapolados são interpolados com os dados da curva de rotação específica mais próxima disponível na literatura. Desta forma a ligação entre as duas curvas ocorre de maneira contínua e suave. Apesar de aproximar um pouco mais da realidade, este procedimento é complexo devido à dificuldade da definição exata das faixas de extrapolação.

Face a essas dificuldades, este trabalho propõe a utilização dos dados disponibilizados pelos fabricantes na zona de operação normal, chamada de curva suporte, em conjunto com os dados completos de uma bomba com rotação específica próxima, denominada curva modeladora, para a obtenção da curva completa da máquina desejada. A curva completa é representada através de uma

série trigonométrica, onde os coeficientes da curva modeladora são ajustados através da minimização dos desvios com a curva suporte, empregando no processo de otimização a técnica de exame de partículas – PSO. Os resultados obtidos foram comparados com dados disponíveis na literatura. Também foi feita uma comparação com o método de previsão da operação como turbina proposto por Chapallaz et al (1992).

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Características das Bombas

As curvas características de uma máquina hidráulica representam as relações entre as grandezas físicas associadas ao seu funcionamento. Para bombas, as principais grandezas são a vazão,  $Q$ , a carga hidráulica,  $H$ , a potência de eixo,  $P$ , a rotação,  $n$ , o rendimento,  $\eta$ , e uma grandeza linear, normalmente o diâmetro do rotor,  $D$ . Cada uma destas grandezas pode ser representada por funções que relacionem as outras grandezas. Como não é possível representar graficamente estas funções, algumas destas grandezas são agrupadas em parâmetros adimensionais. Através da análise dimensional (Porto, 2006), chega-se às equações 1-4.

$$C_H = \frac{g \cdot H}{n^2 \cdot D^2} \quad (1)$$

$$C_Q = \frac{Q}{n \cdot D^3} \quad (2)$$

$$C_M = \frac{M}{\rho \cdot n^2 \cdot D^5} \quad (3)$$

$$C_n = \frac{n \cdot Q^{1/2}}{(g \cdot H)^{3/4}} \quad (4)$$

A igualdade entre os coeficientes de duas máquinas hidráulicas define sua semelhança. Quando as condições de semelhança se restringem a uma unidade particular, a característica geométrica se torna constante e as equações 1-3 podem ser reescritas na seguinte forma:

$$\frac{g \cdot H}{n^2} = \text{cte} \quad (5)$$

$$\frac{Q}{n} = \text{cte} \quad (6)$$

$$\frac{M}{\rho \cdot n^2} = \text{cte} \quad (7)$$

Outro procedimento comum é definir as relações adimensionais de vazão, carga, rotação, momento e rendimento (equações 8-12), utilizando-se os dados do ponto de máximo rendimento da máquina hidráulica.

$$\vartheta = \frac{Q}{Q_{BEP}} \quad (8)$$

$$h = \frac{H}{H_{BEP}} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{n}{n_{BEP}} \quad (10)$$

$$\beta = \frac{M}{M_{BEP}} \quad (11)$$

$$r = \frac{\eta}{\eta_{BEP}} = \frac{\vartheta \cdot h}{\alpha \cdot \beta} \quad (12)$$

Assim, as relações de semelhança de uma máquina com geometria fixa e fluido com características constantes, podem ser reescritas na seguinte forma:

$$\frac{h}{\alpha^2} = \text{cte} \quad (13)$$

$$\frac{\vartheta}{\alpha} = \text{cte} \quad (14)$$

$$\frac{\beta}{\alpha^2} = \text{cte} \quad (15)$$

Estas relações permitem que os resultados obtidos no ensaio de um modelo possam ser estendidos para toda uma família de máquinas geometricamente semelhantes. Segundo Cznady (1964), com apenas duas funções adimensionais (equações 16-17) é possível representar o comportamento hidrodinâmico de uma determinada geometria.

$$\frac{h}{\alpha^2} = f_1\left(\frac{\vartheta}{\alpha}, G\right) \quad (16)$$

$$\frac{\beta}{\alpha^2} = f_2\left(\frac{\vartheta}{\alpha}, G\right) \quad (17)$$

Quando a geometria é fixa, o parâmetro G pode ser suprimido destas relações funcionais. Estas relações permitem a caracterização das oito zonas de operação de uma máquina hidráulica, definidas pelo sentido do escoamento, rotação, carga e momento, como mostra a Tabela 1.

Tabela 2 – Identificação das zonas de operação

<i>Quadrante</i>	<i>Zona (modo de operação)</i>	<i>Vazão</i>	<i>Rotação</i>	<i>Carga</i>	<i>Momento</i>	<i>Rendimento</i>
I	Bomba normal	+	+	+	+	+
I	Dissipação de energia	+	+	-	+	-
I	Turbina reversa	+	+	-	-	+
II	Dissipação de energia	+	-	-	-	-
II.III	Bomba reversa	±	-	±	-	+
III	Dissipação de energia	-	-	+	-	-
III	Turbina normal	-	-	+	+	+
IV	Dissipação de energia	-	+	+	+	-

Entretanto, do ponto de vista computacional, o uso das equações 16-17 gera problemas, como a quantidade de dados a serem armazenados, dificuldades com interpolações e dificuldade em identificar durante os processos iterativos qual a zona de operação quando se está próximo à região limite. Para contornar este problema, Marchal et al (1965), Wylie e Streeter (1978) e Chaudry (1986) apresentaram formas transformadas da representação anterior, eliminando o problema de  $\alpha$  e  $v$  tenderem a zero, já que isto não ocorre simultaneamente. Neste trabalho foi utilizado o método proposto por Wylie e Streeter (1978), cujas relações são apresentadas nas equações 18-19. Observa-se que neste método o modo de operação como bomba normal se desloca para o terceiro quadrante, enquanto que a operação como turbina passa para o primeiro.

$$WH = \frac{h}{\alpha^2 + \vartheta^2} = f_1 \left[ \pi + \text{tg}^{-1} \left( \frac{\vartheta}{\alpha} \right) \right] \quad (18)$$

$$WB = \frac{\beta}{\alpha^2 + \vartheta^2} = f_2 \left[ \pi + \text{tg}^{-1} \left( \frac{\vartheta}{\alpha} \right) \right] \quad (19)$$

### Curva Modeladora

As curvas modeladoras são curvas completas de bombas existentes na literatura, com valores de WH e WB dispostos no intervalo de 0 a 360°, que servirão de base para a construção da curva modelada. Neste trabalho, foram utilizados os dados de treze bombas, com rotações específicas entre 0.46 e 4.94, disponibilizados por Torley e Chaudry (1986). Ressalta-se que em rotinas computacionais é comum que os ângulos do plano de Suter sejam expressos em radianos no intervalo correspondente de 0 a  $2\pi$ . Assim, é necessário cautela na conversão destes dados devido à forma como são tratadas as funções tangente e arcotangente pelas linguagens de programação, o que requer uma rotina adicional para identificar o quadrante correto e associar a variável x com os valores correspondentes de WH e WB.

Para que seja feito o polimorfismo destas curvas, é necessário representá-las através de uma equação matemática. Luvizotto Jr (1991) propõe um ajuste baseado na série de Fourier, denominado ajuste trigonométrico, onde não há a necessidade que os dados de entrada estejam igualmente espaçados. Assim, para um conjunto de dados representativo das características de uma máquina hidráulica no plano de Suter, é possível obter uma equação da forma:

$$f(x) = \sum_{j=0}^m [a_j \cdot \cos(j \cdot x) + b_j \cdot \sin(j \cdot x)] \quad (20)$$

O ajuste dos coeficientes  $a_j$  e  $b_j$  é feito através da minimização do erro quadrático, expresso na equação 21.

$$S = \sum_{i=1}^n [y_i - f(x_i)]^2 = \sum_{i=1}^n \left[ y_i - \sum_{j=0}^m [a_j \cdot \cos(j \cdot x_i) + b_j \cdot \sin(j \cdot x_i)] \right]^2 \quad (21)$$

Diferenciando a equação 21 com relação aos coeficientes  $a_j$  e  $b_j$ , e igualando à zero para que se obtenha o valor mínimo para S, chega-se à um sistema de equações da forma matricial  $A \cdot X = B$ , onde X é o vetor solução, que corresponde aos coeficientes da curva modeladora. É possível definir uma matriz auxiliar, MB (equação 22), para que sejam criadas as leis de formação da matriz do sistema A e do vetor solução B.

$$MB = \begin{pmatrix} 1 & \cos(x_1) & \sin(x_1) & \cos(2 \cdot x_1) & \sin(2 \cdot x_1) & \cdots & \cos(m \cdot x_1) & \sin(m \cdot x_1) \\ 1 & \cos(x_2) & \sin(x_2) & \cos(2 \cdot x_2) & \sin(2 \cdot x_2) & \cdots & \cos(m \cdot x_2) & \sin(m \cdot x_2) \\ \vdots & \vdots \\ 1 & \cos(x_n) & \sin(x_n) & \cos(2 \cdot x_n) & \sin(2 \cdot x_n) & \cdots & \cos(m \cdot x_n) & \sin(m \cdot x_n) \end{pmatrix} \quad (22)$$

A lei de formação da matriz do sistema A e do vetor de solução B pode ser escrita de maneira genérica, para um número de termos M qualquer, com o auxílio da matriz de base MB, de  $2M+1$  colunas e N linhas (equações 23-24).

$$A(i, j) = \sum_{k=1}^n [MB(k, i) \cdot MB(k, j)] \quad (23)$$

$$B(i) = \sum_{k=1}^n [y(i) \cdot MB(k, i)] \quad (24)$$

### Curva Suporte

A curva suporte é a curva correspondente à operação normal da bomba, disponibilizada pelos fabricantes em seus catálogos. Primeiramente, são retirados das curvas carga x vazão e potência x vazão, um conjunto de dados que representem as curvas. É possível realizar um ajuste polinomial de grau 2 para que seja feita uma discretização maior das curvas. Para a conversão destes dados para a representação de Suter, é necessário identificar o ponto de máximo rendimento e definir os valores de carga, vazão e potência neste ponto. Em seguida calculam-se os adimensionais através das equações 8-11. Como os dados são disponibilizados para uma rotação constante,  $\alpha = 1$ , os valores de WH e WB em função de x podem ser calculados pelas equações 25-27.

$$WH(x) = \frac{h}{1 + \vartheta^2} \quad (25)$$

$$WB(x) = \frac{\beta}{1 + \vartheta^2} \quad (26)$$

$$x = \pi + \text{tg}^{-1}(\vartheta) \quad (27)$$

### Curva Modelada

A curva modelada é a curva completa da bomba em estudo, que será obtida através do polimorfismo da curva modeladora de rotação específica mais próxima. Este polimorfismo é feito modificando-se os coeficientes da série trigonométrica da curva modeladora através de multiplicadores  $m_j$  e  $n_j$ , conforme mostra a equação 28.

$$f(x)' = \sum_{j=0}^m [m_j \cdot a_j \cdot \cos(j \cdot x) + n_j \cdot b_j \cdot \text{sen}(j \cdot x)] \quad (28)$$

Estes coeficientes multiplicadores são obtidos através da minimização da diferença quadrática entre os valores disponíveis pela curva suporte e a curva modeladora (equação 29).

$$\min \sum_{i=1}^{N_p} \left\{ \text{Su}(x_i) - \sum_{j=0}^{10} [m_j \cdot a_j \cdot \cos(j \cdot x_i) + n_j \cdot b_j \cdot \text{sen}(j \cdot x_i)] \right\}^2 \quad (29)$$

Para a solução deste problema de otimização, foi empregada a otimização baseada em enxame de partículas (PSO), em razão de sua robustez e facilidade de implementação computacional. Esta técnica é um dos muitos algoritmos denominados bio-inspirados, sendo utilizado em redes de abastecimento de água para a otimização dos custos de implantação de redes de distribuição de água (Montalvo et al (2010)), de dispositivos de segurança contra transientes hidráulicos (Jung e Karney, 2006) e também na operação do sistema (Brentan e Luvizotto Jr, 2014). Segundo Silva et al (2010), o processo de busca do algoritmo é baseado no comportamento de grupos de pássaros, que iniciam a busca de alimentos de forma aleatória, mas que rapidamente se organizam e criam um padrão de busca coletivo. O algoritmo consiste em evoluir ao longo do tempo os vetores posição  $X$ , e velocidade,  $V$ , com base fundamentalmente na informação da melhor posição ocupada por cada partícula ao longo do processo (vetor  $P$ ) e também da melhor posição ocupada por todo o enxame (vetor  $G$ ). Assim a atualização da velocidade de cada partícula e de sua posição são dadas pela equações 30-31. Neste trabalho utilizou-se o código desenvolvido em MatLab por Narhari (2013), adaptando-o para o problema em estudo.

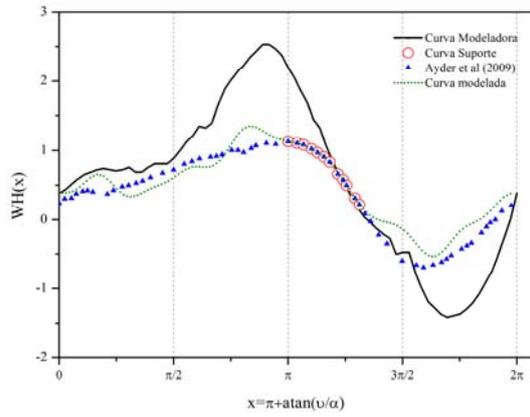
$$V_i^{k+1} = \omega \cdot V_i^k + c_1 \cdot \text{rand}_1 \cdot \frac{(P_i^k - X_i^k)}{\Delta t} + c_2 \cdot \text{rand}_2 \cdot \frac{(G - X_i^k)}{\Delta t} \quad (30)$$

$$X_i^{k+1} = X_i^k + V_i^{k+1} \cdot \Delta t \quad (31)$$

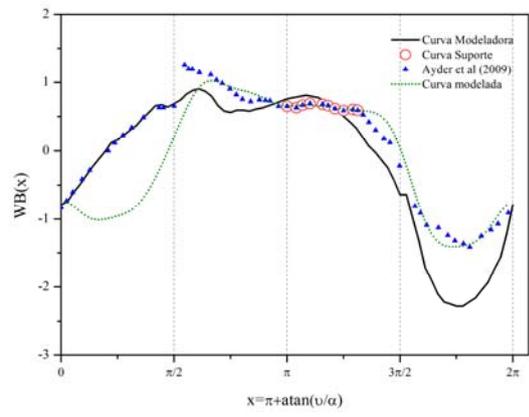
## RESULTADOS

### Comparação com Ensaios em Laboratório

Para avaliar a precisão do método proposto, foram utilizados os dados de ensaios realizados por Ayder et al (2009) em três bombas com rotações específicas diferentes, sendo uma com escoamento radial ( $ns = 1.03$ ), uma misto ( $ns = 1.98$ ) e outra axial ( $ns = 3.95$ ). As Figuras 1-3 apresentam os resultados obtidos para cada uma das máquinas estudadas. Observa-se que em alguns casos, como na curva WB para a máquina de rotação 1.03, e na curva WH para a máquina de rotação 1.98, a curva modelada apresentou um comportamento muito diferente da realidade em determinada zona. Isto se deve ao fato da liberdade existente fora do quadrante de operação como bomba, já que não existem informações nessas zonas para o direcionamento da curva modelada.

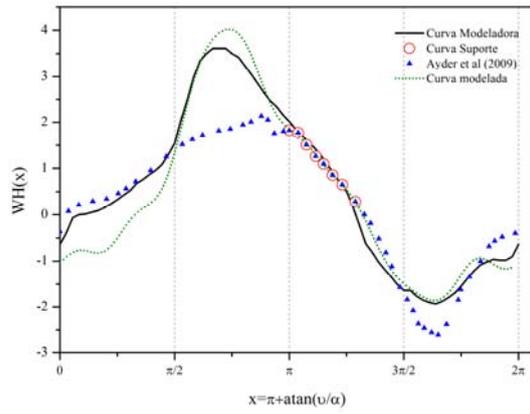


(a)

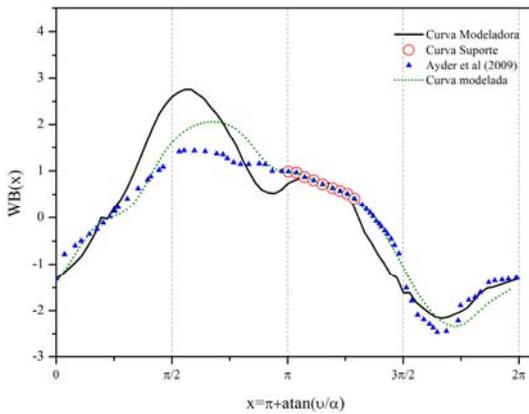


(b)

Figura 10 – Curvas completas para uma bomba radial ( $ns = 1.03$ ): a)  $WH(x)$ ; b)  $WB(x)$ .

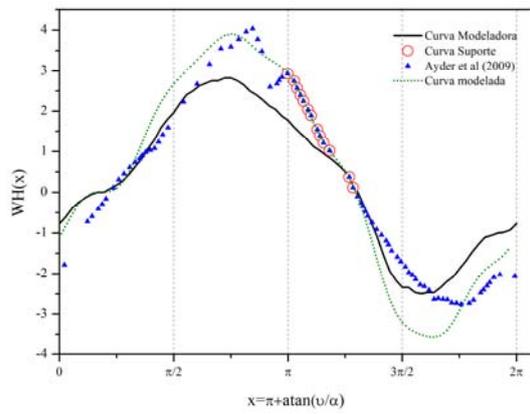


(a)

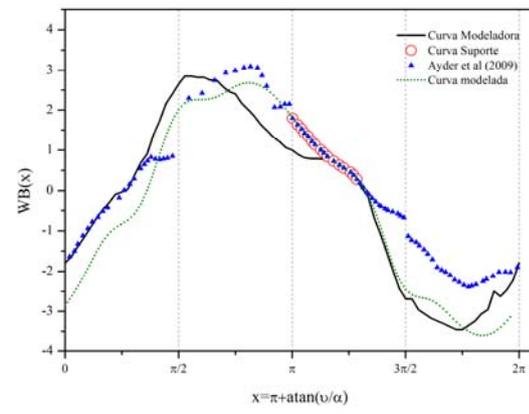


(b)

Figura 11 – Curvas completas para uma bomba mista ( $ns = 1.98$ ): a)  $WH(x)$ ; b)  $WB(x)$ .



(a)



(b)

Figura 12 – Curvas completas para uma bomba axial ( $ns = 3.95$ ): a)  $WH(x)$ ; b)  $WB(x)$ .

Como alternativa, sugere-se o uso de uma das muitas técnicas de previsão de operação da bomba como turbina para que seja definido apenas um ponto nesta zona de operação. Como exemplo, será utilizado o método de Sharma (1985). Este método utiliza o rendimento máximo na operação como bomba para que sejam calculados os coeficientes de altura e vazão,  $C_H$  e  $C_Q$  (equações 32-33). Com estes coeficientes, a altura e vazão na operação como turbina são calculadas através das equações 34-35.

$$C_H = \frac{1}{\eta_{BEP}^{1,2}} \quad (32)$$

$$C_Q = \frac{1}{\eta_{BEP}^{0,8}} \quad (33)$$

$$H_t = C_H \cdot H_{BEP} \quad (34)$$

$$Q_t = C_Q \cdot Q_{BEP} \quad (35)$$

Como este método é válido para máquinas com rotação ente 0,75 e 1,13, a nova simulação será feita para a bomba radial ( $ns = 1,03$ ). A Figura 4 mostra os resultados obtidos. Observa-se que para a curva WH a aderência da curva modelada aos dados de ensaio permaneceu, enquanto que para a curva WB, o comportamento no intervalo entre 0 e  $\pi/2$  alterou, se ajustando aos dados de ensaio.

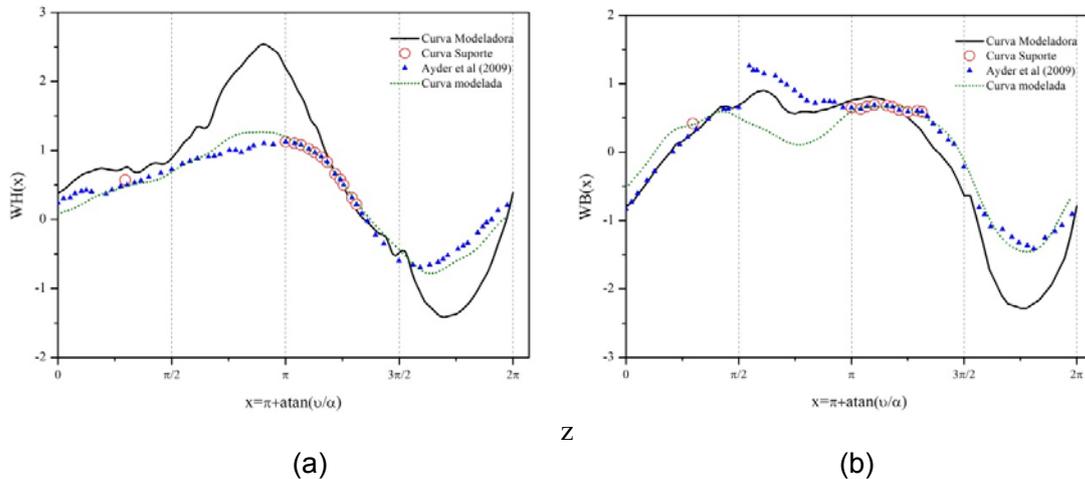


Figura 13 – Curvas completas para uma bomba radial ( $ns = 1,03$ ) utilizando um ponto adicional na zona de turbina: a) WH(x); b) WB(x).

### Comparação com o Método de Chapallaz

A seleção de uma bomba que opere como turbina é cercada de incertezas. Existem diferentes metodologias propostas, como descrito por Jain e Patel (2014). Todas elas são baseadas em dados obtidos em ensaios, e utilizam como parâmetro de seleção a rotação específica ou o rendimento máximo da bomba. O método proposto por Chapallaz (1992) é um dos mais precisos, pois foram utilizados dados de diversas bombas, com diferentes geometrias. Entretanto, a seleção é feita para que a bomba opere apenas em seu ponto de máximo rendimento. Em aplicações onde há a necessidade de variação da carga, como na substituição de válvulas redutoras de pressão, é necessário conhecer seu comportamento completo na zona de turbina. Chapallaz (1992) também propõe o uso de curvas empíricas para a obtenção de quatro pontos adicionais, com vazão de 80, 90, 110 e 120 % da vazão nominal para a obtenção da curva característica como turbina. A Figura (4) apresenta a comparação do método proposto por Chapallaz com os resultados obtidos através do polimorfismo proposto, além dos resultados obtidos através de ensaios, em uma BFT de 45 kW, que opera na Fazenda Boa Eperança, no estado de Minas Gerais – Brasil (Vilanova, 2007). É possível observar que o método de Chapallaz se aproxima mais da realidade, mas o polimorfismo proposto também apresenta uma boa aderência com os resultados dos ensaios. Entretanto, do ponto de vista computacional, o polimorfismo é mais prático, pois requer apenas os dados de operação como bomba, enquanto que o método de Chapallaz utiliza diversos gráficos com curvas empíricas, que muitas vezes precisam ser interpoladas.

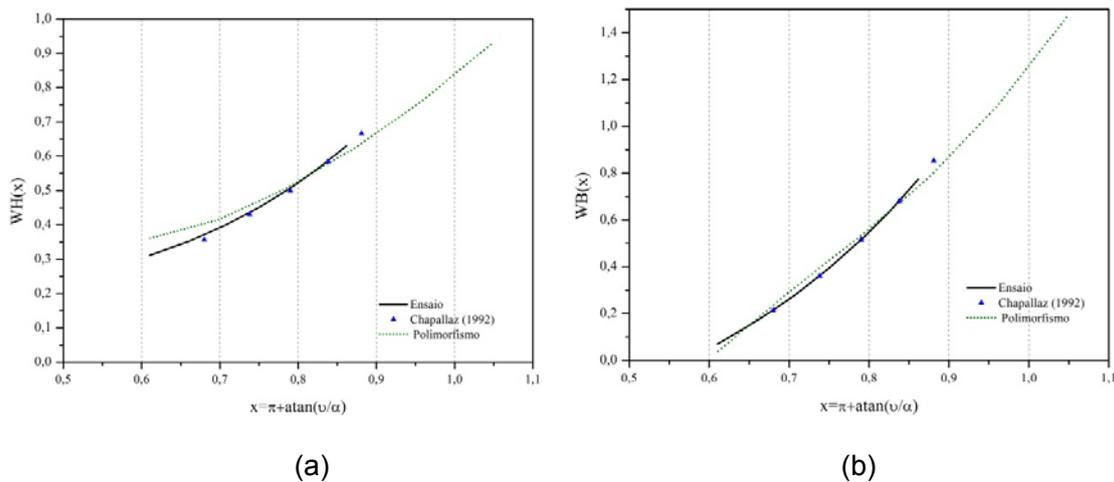


Figura 14 – Comparação na zona de turbina com o método de Chapallaz: a)  $WH(x)$ ; b)  $WB(x)$ .

### CONCLUSÕES

O trabalho apresentou um método capaz de estimar as curvas completas de máquinas hidráulicas com base apenas nos dados disponíveis nos catálogos dos fabricantes. O método, baseado no polimorfismo de curvas existentes na literatura, visa diminuir os erros em modelagens de máquinas hidráulicas, onde comumente se utiliza a curva disponível de rotação específica mais próxima. Quando comparados com dados de ensaios disponíveis na literatura, o método apresentou uma boa aderência, tanto para as curvas de carga quanto para as de momento, apresentando pequenos desvios em algumas zonas de operação. Para reduzir estes desvios o uso de métodos para previsão do ponto de operação como turbina no ponto de máximo rendimento se mostrou uma boa alternativa. Também quando utilizado especificamente para a previsão do comportamento de uma bomba operando como turbina, o método apresentou bons resultados. Assim, acredita-se que esta seja uma alternativa válida para que

sejam feitas simulações computacionais mais precisas quando não há disponibilidade de dados, já que os ensaios necessários para obtenção dos dados são complexos e onerosos, permitindo que a substituição de VRPs seja feita com maior segurança.

## REFERÊNCIAS

- Ayder, E., Ilikan, A. N., Sen, M., Özgür, C., Kavumacioglu, L. & Kirkkopru, K., Experimental Investigation of the Complete Characteristics of Rotodynamic Pumps, Proceedings of the ASME Fluids Engineering Division Summer Meeting –FEDSM, Vail, Colorado USA, 2009.
- Brentan, B. M. & Luvizotto Junior, E., Refining PSO Applied to Electric Energy Cost Reduction in Water Pumping. *Water Research and Management*, v. 4, p. 19-30, 2014.
- Carravetta, A. et al., Energy Production in Water Distribution Networks: A PAT Design Strategy. *Water Resources Management*, v. 26, n. 13, p. 3947-3959, 2012.
- Caravetta, A. et al., PAT Design Strategy for Energy Recovery in Water Distribution Networks by Electrical Regulation. *Energies*, v. 6, n. 1, p. 411-424, 2013.
- Chapallaz, J. M., Eichenberger, P. & Fischer, G., Manual on Pumps Used as Turbines; MHPG Series; Vol. 11; Germany, 1992.
- Chaudhry, M. H., Applied hydraulic transients, 2ed. Van Nostrand Reinhold, 1986.
- Cznady, G. T., Theory of Turbomachines. McGraw-Hill Book Co (1964).
- Deng, C., Feng, X. & Wen, Z., Optimization of water network integrated with process models. *Clean Technologies and Environmental Policy*, v. 15, n. 3, p. 473-487, 2013.
- Di Nardo, A. et al., An Automated Tool for Smart Water Network Partitioning. *Water Resources Management*, v. 27, n. 13, p. 4493-4508, 2013.
- Donsky, B., Complete Pump Characteristics and the Effects of Specific Speeds on Hydraulic Transients. *Journal of Fluids Engineering*, vol. 83, p 685-696, 1961.
- Farmani, R., Walters G. & Savic D., Evolutionary multi-objective optimization of the design and operation of water distribution network: total cost vs. reliability vs. water quality. *Journal of Hydroinformatics*, v. 8, n. 3, p. 165-179, 2006.
- Fiorelli, D. et al., Application of an optimal predictive controller for a small water distribution network in Luxembourg. *Journal of Hydroinformatics*, v. 15, n. 3, p. 625-633, 2013.
- Iglesias, P., General Model of Analysis of Hydraulic Networks under Pressure in the Transient Regime (in Spanish). PhD Thesis, Department of Hydraulic Engineering and Environment, Universitat Politecnica de Valencia, Spain, 2001.
- Jain, S. & Patel, R., Investigations on pump running in turbine mode: A review of the state-of-the-art. *Renewable & Sustainable Energy Reviews*, v. 30, p. 841-868, 2014.
- Jung, B. & Karney, B., Hydraulic optimization of transient protection devices using GA and PSO approaches. *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*, v. 132, n. 1, p. 44-52, 2006.
- Kang, D. & Lansey, K., Multiperiod Planning of Water Supply Infrastructure Based on Scenario Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 140, n. 1, p. 40-54, 2014.
- Luvizotto Junior, E., Analytical representation of hydraulic machines characteristic curves for its use in computer simulation routines (in Portuguese). Master's thesis. Escola Politécnica da USP, São Paulo Brazil, 1991.

- Manca, A., Sechi, G. & Zuddas, P., Water Supply Network Optimization Using Equal Flow Algorithms. *Water Resources Management*, v. 24, n. 13, p. 3665-3678, 2010.
- Marchal, M., The calculation of water-hammer by means of digital computers. In: *International Symposium Water hammer Pumped Storage Projects*, Chicago - USA: ASME, 1965.
- Mohan, S. & Babu, K., Optimal Water Distribution Network Design with Honey-Bee Mating Optimization. *Journal of Computing in Civil Engineering*, v. 24, n. 1, p. 117-126, 2010.
- Montalvo, I. et al., Improved performance of PSO with self-adaptive parameters for computing the optimal design of Water Supply Systems. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, v. 23, n. 5, p. 727-735, 2010.
- Narhari, G. S., Optimization using Particle Swarm. Available at [http://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/40609-optimization-using-particle-swarm/content/PSO\\_TaraNG/pso.m](http://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/40609-optimization-using-particle-swarm/content/PSO_TaraNG/pso.m), 2013.
- Sharma, K., Small hydroelectric project-use of centrifugal pumps as turbines. Technical report. Bangalore, India: Kirloskar Electric Co., 1985.
- Silva, A. F., Lima, B. S. L. P., Lacob, B. P., Lemonge, A. C. C. & Barbosa, H., Optimization problems solution with restrictions via a bio-inspired algorithm using an adaptive penalty strategy (in Portuguese). In: *IX Simposio de Mecânica Computacional*, 2010.
- Streeter, V. L., Waterhammer analysis of pipelines. Technical report, Michigan University, 1963.
- Torley, A. R. D. & Chaudhry, M. H., Pump characteristics for transient flow analysis. In: *Pressure Surge and Fluid Transients* (ed. B. Group), pp. 461–476, 1986.
- Vilanova, M., Study of Motor-Pump Groups that Operate as Power Generators in Hydroelectric Micro-generators (in Portuguese). 240 p. Master's thesis, Instituto de Recursos Naturais, Universidade Federal de Itajubá, Brasil, 2007.
- Vilanova, M. & Balestieri, J., Hydropower recovery in water supply systems: Models and case study. *Energy Conversion and Management*, v. 84, p. 414-426, 2014.
- Wan, W. & Huang, W., Investigation of complete characteristics and hydraulic transients of centrifugal pumps. *Journal of Mechanical Science and Technology*, 10, pp. 2583–2590, 2011
- Wylie, E. B. & Streeter, V. L., *Fluid Transients*. New York - USA: McGraw-Hill International Book Company, 1978.

## Capítulo 6. Caracterização de bomba experimental sob velocidade variável

*Jair Nascimento Filho, Manuel Losada y Gonzalez, Victor Flores Mendes, Danilo Amaral, Carlos Barreira Martinez<sup>1</sup>*

<sup>1</sup>Universidade Federal de Minas Gerais (Brasil) jair@demec.ufmg.br, manuel@cpdee.ufmg.br, vitormendes@cpdee.ufmg.br, danilo@demec.ufmg.br, martinez@cce.ufmg.br

---

**RESUMO.** A eficiência de um conjunto motobomba depende das eficiências da máquina hidráulica e dos equipamentos de acionamento. No que diz respeito à eficiência das bombas, podem ser abordados temas relativos à operação, montagem, desenho e manutenção destas máquinas. O presente artigo aborda o tema da influência de operação e desenho na eficiência de uma bomba. O conjunto motobomba estudado funciona com ajuda de um inversor de frequência e o objetivo do trabalho é o estudo experimental do desempenho de uma bomba funcionando em diferentes rotações. A bomba é uma máquina centrífuga rápida, porém dotada de pás de simples curvatura, projetada e manufaturada no LENHS / CPH. No trabalho, foi implementada uma metodologia para a caracterização dessa bomba sob velocidades experimentais escolhidas e confeccionada uma carta de rotações. Este artigo apresenta a metodologia implementada e uma carta de rotações.

**ABSTRACT.** The efficiency of a pump depends on the individual efficiencies of the hydraulic machine and the electric machine. With regards to the pump efficiency, several aspects can be addressed, e.g., operation, mounting, project and maintenance of the systems. The pump set studied is driven by a power inverter, and the main objective is to study the experimental behavior of this pump operating in various rotations. The pump is a fast centrifugal machine, but it has blades with simple curvature, designed and constructed in LENHS / CPH. In this work, it is proposed a methodology to characterize the pump operating in various speeds, and the performance chart drawn. In this paper the methodology and the performance chart are presented.

---

Palavras chave: Bomba experimental, eficiência, velocidade variável.

Keywords: experimental pump, efficiency, variable speed.

## INTRODUÇÃO

O Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da UFMG (LENHS-UFMG) tem uma linha de pesquisa relativa à eficiência de conjuntos motobombas (Nascimento, Losada, Sesselmann, 2012), com o objetivo de obter maior eficiência nestes. Estudos são realizados com foco em máquinas hidráulicas e equipamentos de acionamento. No que diz respeito à eficiência de bombas, são abordados temas relativos à operação, montagem, desenho e manutenção destas máquinas. Relativo aos equipamentos de acionamento, são pesquisados motores elétricos eficientes e sistemas de acionamentos envolvendo, dentre outros, inversores de frequência.

O presente trabalho aborda o tema da influência do desenho e operação na eficiência de uma bomba rápida de pás de simples curvatura, que foi projetada e manufaturada no LENHS / CPH (Castro, Amaral, Losada, Martinez, 2012). Este é o tema do presente trabalho. A opção de simples curvatura foi tomada no sentido simplificar, facilitar e baratear a manufatura da mesma. Os resultados dos ensaios da bomba operando em sua rotação nominal permitiram verificar que esse equipamento tem desempenho competitivo com o desempenho de máquinas disponíveis no comércio.

O objetivo desse trabalho é o estudo experimental do desempenho da bomba funcionando em diferentes rotações. O conjunto motobomba em questão, opera com ajuda de um inversor de frequência. O inversor de frequência têm sido utilizado com sucesso em sistema de bombeamentos, proporcionando variação de vazão com menor perda de carga (Batista, A., F., F., Nascimento, J., F., 2014) principalmente a partir dos anos 2000, com a popularização do uso desse equipamento e consequentemente barateamento do mesmo.

Assim, o resultado da pesquisa permitiu a caracterização da bomba, a elaboração de uma “carta de rotações”, ou seja, um gráfico que, à semelhança dos catálogos de fabricantes de bombas que apresentam curvas altura manométrica versus vazão em rotação constante e para vários diâmetros de rotor, na “carta de rotações” têm-se diâmetro constante e várias rotações.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho foi desenvolvido a partir dos dados de ensaios da bomba CPH/UFMG, realizados na elevatória do laboratório LENHS (Nascimento, J. F., Martinez, C., B., Amaral, D., Damasceno, A., V., 2013). Assim, essa seção consta de uma subseção sobre materiais, na qual é apresentada o conjunto motobomba e a elevatória LENHS e, uma subseção sobre a metodologia, na qual é apresentado o procedimento de tratamento de dados de ensaios.

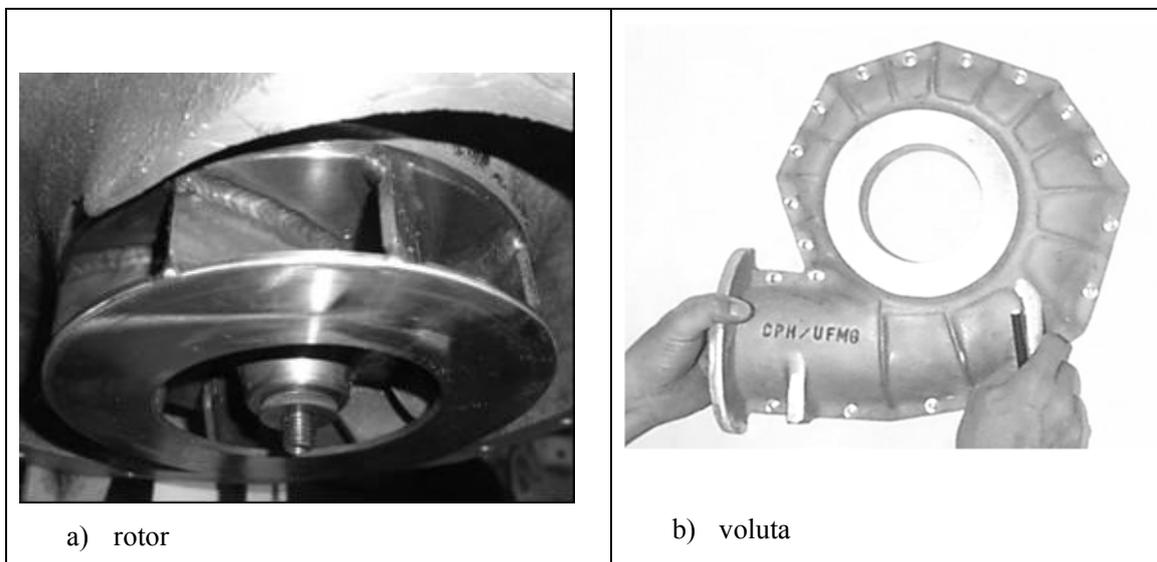
### **Materiais**

A bomba CPH/UFMG (Nascimento, Castro, Amaral, Gonzalez & Martinez, 2012) (Figura 1) utilizada nesse trabalho, é uma bomba projetada e construída no CPH, com características nominais de vazão 90 m<sup>3</sup>/h, altura manométrica de 11 m e rotação 1750 rpm e, acionada por um motor de 3 CV de potência nominal.

Para o ensaio da bomba, procedeu-se à montagem da mesma em uma bancada de teste situada nas instalações da elevatória do laboratório LENHS (Figuras 2 e 3). A instalação de ensaio é

constituída de tubulação em PVC de 100 mm de diâmetro nominal, um reservatório inferior com capacidade de 3,5 m<sup>3</sup> e um reservatório superior com capacidade de 1,5 m<sup>3</sup>.

Figura 1. Detalhes do rotor (a) e da voluta (b) da bomba CPH/UFMG.



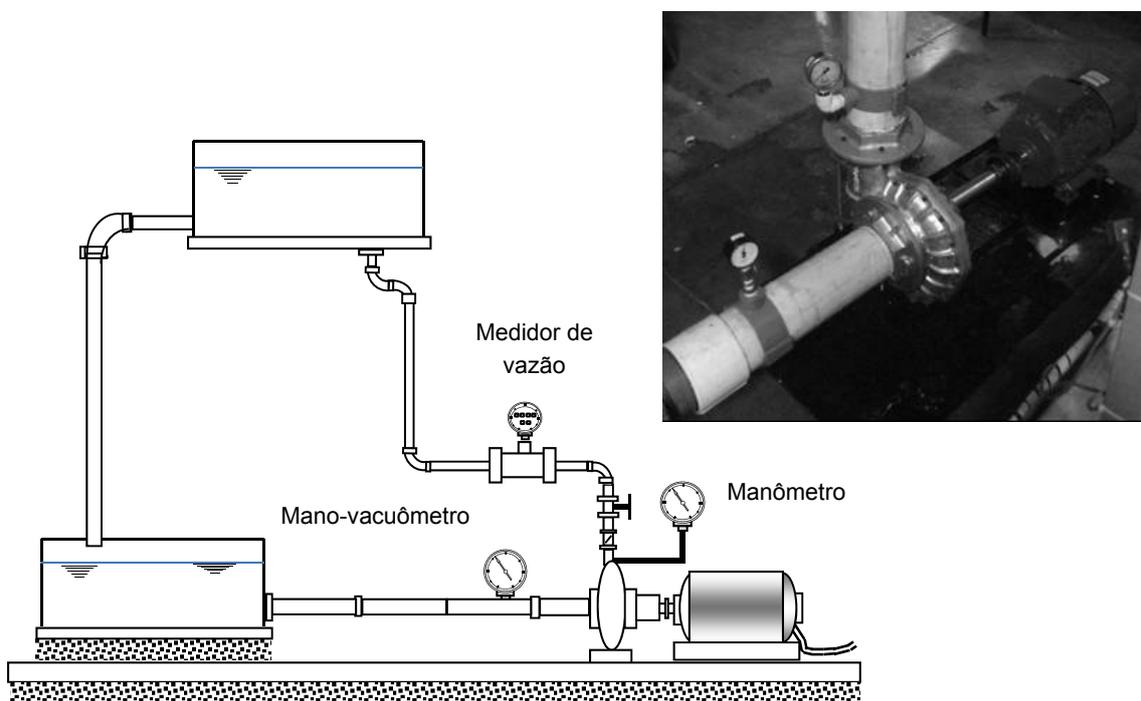
Fonte: Nascimento et all (2012).

Figura 2. Conjunto motobomba montado na elevatória do LENHS UFMG



Fonte: Nascimento, González&Martinez (2014).

Figura 3. Conjunto motobomba montado nas instalações da elevatória do LENHS UFMG.



Fonte: Nascimento, Gonçalves&Martinez (2014).

A instrumentação é constituída dos seguintes medidores:

- Medidor de vazão tipo eletromagnético Endress + Hauserpromag F 33F, diâmetro nominal 100mm, erro de medida em % da medida da ordem de 0,6% do valor indicado;
- Manovacuômetro Classe B, escala  $-1+1 \text{ kgf/cm}^2$  ou bar, numeração  $-0,2 / +0,2$ , subdivisão  $-0,02 / +0,02$ , diâmetro nominal 96 mm, líquido de enchimento glicerina, marca Famabras;
- Manômetro classe B, escala  $0 / 2,5 \text{ kgf/cm}^2$  ou bar, numeração 0,5 subdivisão 0,02, diâmetro nominal 100 mm, líquido de enchimento glicerina, marca Famabras;
- Tacômetro óptico Iminipa modelo MDT-2244A Resolução 0,1 rpm na faixa de 5 a 999 rpm, 1 rpm na faixa de 1000 a 99999 rpm;
- Inversor de frequência ACS550-01 – ABB de 7,5 cv, 220 V, 60 Hz
- Motor de indução trifásico com rotor em gaiola, 3cv, 220 V

## Métodos

Nessa subseção, são abordados os métodos de coleta e tratamento de dados dos ensaios.

A tabela a seguir (Tabela 1) apresenta as rotações definidas como dados de entrada no inversor, as rotações medidas pelo tacômetro ótico no eixo do motor, as vazões teóricas usadas na instalação hidráulica, as vazões obtidas nas medições com a operação de registros, e a potência elétrica lida no painel deste inversor.

Como o inversor operou no modo vetorial, a potência lida no seu painel é a disponível no campo eletromagnético girante do motor subtraindo as perdas do rotor. Esta potência representa a soma da potência disponível no eixo e as perdas por atrito e ventilação. Supondo que essas perdas sejam pequenas, considerar-se-á a potência lida no painel do inversor como sendo a potência disponível no eixo do motor.

Tabela 1. Coleta de dados de potência e rotação

Rotação definida no Inversor (rpm)	Rotação medida (rpm)	Vazão (m <sup>3</sup> /h)		Potência (kW)
		Teórica	Medida	
1325	1318	0.00	0.00	0.5
	1317	5.55	5.71	0.6
	1316	11.09	11.20	0.7
	1314	16.64	16.50	0.8
	1313	22.18	22.18	0.8
	1312	27.73	27.12	0.9
	1309	33.27	33.27	1.0
1425	1417	0.00	0.00	0.6
	1413	7.10	6.90	0.8
	1413	14.20	14.30	0.9
	1411	21.60	21.00	1.0
	1409	28.40	28.40	1.1
	1408	35.50	35.70	1.2
1575	1403	42.60	42.60	1.3
	1562	0.00	0.00	0.8
	1558	8.83	8.70	1.0
	1557	17.67	18.00	1.2
	1556	26.50	26.40	1.4
	1552	35.33	35.34	1.6
	1550	44.17	43.70	1.7
1725	1543	52.99	53.00	1.9
	1709	0.00	0.00	1.1
	1707	10.42	10.85	1.4
	1701	20.84	20.34	1.6
	1696	31.26	31.40	1.8
	1687	41.68	42.60	2.1
	1679	52.10	50.90	2.4
1875	1675	62.57	62.57	2.6
	1858	0.00	0.00	1.3
	1847	11.56	11.49	1.7
	1839	23.13	23.40	2.1
	1822	34.69	34.70	2.4
	1803	46.26	46.70	2.8
	1785	57.83	58.20	3.1
1768	69.40	67.00	3.4	

Foram realizados cinco ensaios correspondentes à cinco velocidades de rotação. Um ensaio foi realizado com rotação nominal do motor de acionamento, 1725 rpm (Tabela 2). As variáveis medidas

são  $p_e$ , pressão à entrada da bomba,  $p_s$  pressão à saída da bomba,  $Q$ , vazão e  $n$ , rotação.  $Q_{prog}$  é vazão programada.

Tabela 2. Coleta de dados - ensaio a 1725 rpm

<b>Hora h:min</b>	<b><math>Q_{prog}</math> m<sup>3</sup>/h</b>	<b><math>p_e</math> kgf/cm<sup>2</sup></b>	<b><math>p_s</math> kgf/cm<sup>2</sup></b>	<b><math>Q</math> m<sup>3</sup>/h</b>	<b><math>n</math> rpm</b>
10:55	0.00	0.18	1.00	0.00	1790
11:20	10.42	0.15	0.96	10.85	1707
11:24	20.84	0.13	0.95	20.34	1701
11:27	31.26	0.08	0.91	31.40	1696
11:32	41.68	0.05	0.86	42.60	1687
11:39	52.10	0.00	0.78	50.90	1679
11:42	62.57	-0.04	0.70	62.57	1675

Os outros quatro ensaios foram realizados às rotações de 1575 rpm, 1425 rpm, 1325 rpm e 1875 rpm. Na tabela 3, têm-se a coleta de dados do ensaio com rotação de 1325 rpm.

Tabela 3. Coleta de dados - ensaio a 1325 rpm

<b>Hora h:min</b>	<b><math>Q_{prog}</math></b>	<b><math>p_e</math> kgf/cm<sup>2</sup></b>	<b><math>p_s</math> kgf/cm<sup>2</sup></b>	<b><math>Q</math> m<sup>3</sup>/h</b>	<b><math>n</math> rpm</b>
15:00	0.00	0.17	0.63	0.00	1318
15:04	5.545	0.17	0.62	5.71	1317
15:10	11.090	0.16	0.62	11.20	1316
15:14	16.635	0.16	0.61	16.50	1314
15:20	22.180	0.14	0.60	22.18	1313
15:25	27.725	0.12	0.58	27.12	1312
14:55	33.270	0.12	0.55	33.27	1309

Cada ensaio foi programado a partir de uma medição de vazão na rotação considerada, a medição de vazão máxima. Na faixa de vazão nula até vazão máxima foram determinados sete pontos de operação, com valores de vazão regularmente espaçados entre si. São as vazões programadas. Os valores de vazão foram obtidos nos ensaios atuando manualmente em um registro de 100 mm de

diâmetro (ver Figura 3). As tabelas de tratamento de dados são construídas com ajuda das equações (1), (2), e (3). O peso específico é representado por  $\gamma$  e  $m$  é a diferença de cota entre os centros dos medidores de pressão  $p_s$ , pressão à saída da bomba e  $p_e$ , pressão à sua entrada. A influência de  $m$  no cálculo de  $H$  pode ser desconsiderada.  $H$  é altura manométrica,  $P$  é potencia hídrica,  $N$  potencia mecânica obtida da tabela 1 em função da vazão e  $\eta$  eficiência da bomba.

$$H = \frac{p_s \pm p_e}{\gamma} + m \quad (1)$$

$$P = \gamma QH \quad (2)$$

$$\eta = \frac{P}{N} \quad (3)$$

## APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Nessa seção apresenta-se resultados experimentais dos ensaios realizados às diferentes rotações.

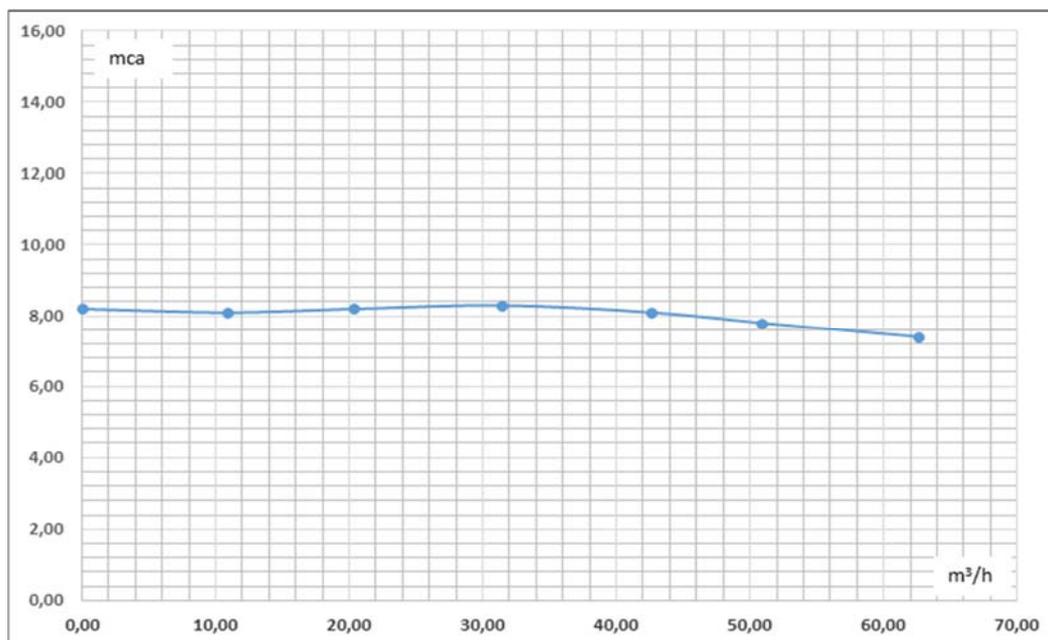
### Resultados experimentais

Os resultados experimentais são obtidos a partir das tabelas de coleta de dados e com ajuda das equações (1), (2) e (3). Na tabela (3), têm-se o tratamento de dados relativo ao ensaio na rotação de referência, a rotação nominal 1725 rpm e, na figura (4), a curva  $(H \times Q)_{1725\text{rpm}}$  obtida a partir de dados da tabela (3).

Tabela3. Resultados do ensaio 1725 rpm

<b>H</b> <b>m</b>	<b>Q</b> <b>m³/h</b>	<b>P</b> <b>kW</b>	<b>N</b> <b>kW</b>	<b>η</b>
8.20	0.00	0.00	1.08	0.00
8.10	10.85	0.239	1.36	0.18
8.20	20.34	0.454	1.55	0.29
8.30	31.40	0.709	1.73	0.41
8.10	42.60	0.939	0.939	0.47
7.80	50.90	1.081	2.26	0.48
7.40	62.57	1.260	2.43	0.52

Figura 4. Curva (H x Q)<sub>1725</sub>



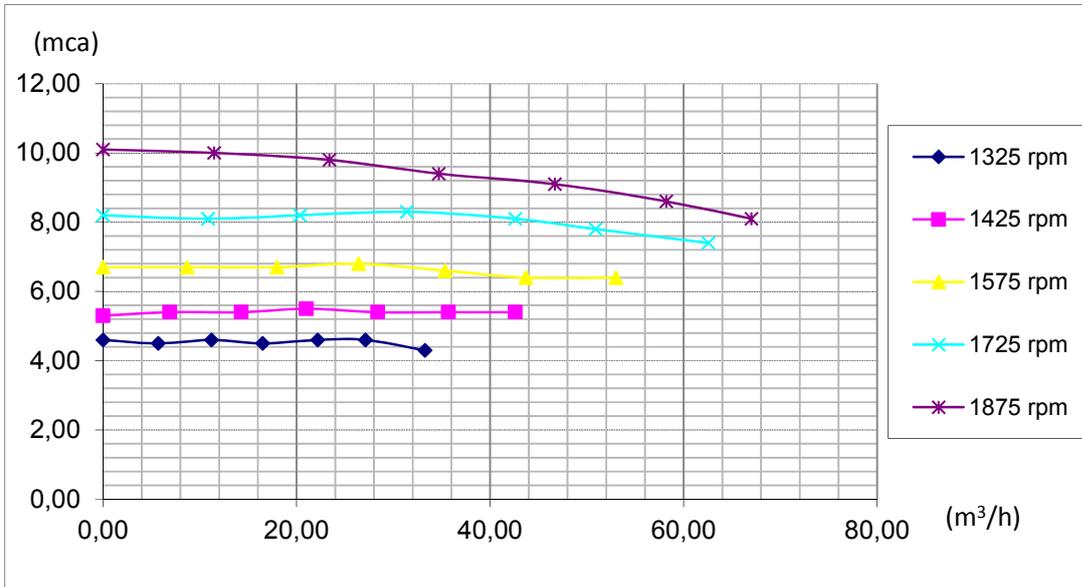
De modo análogo obtêm-se resultados relativos aos outros quatro ensaios, realizados às rotações de 1575 rpm, 1425 rpm, 1325 rpm e 1875 rpm. Na tabela 4, têm-se o resultado do tratamento de dados do ensaio com rotação de 1325 rpm.

Tabela 4. Resultados do ensaio 1325 rpm

H m	Q m³/h	P kW	N kW	$\eta$
4.60	0.00	0.000	0.49	0.00
4.50	5.71	0.070	0.59	0.12
4.60	11.20	0.140	0.69	0.20
4.50	16.50	0.202	0.78	0.26
4.60	22.18	0.278	0.78	0.36
4.60	27.12	0.340	0.87	0.39
4.30	33.27	0.389	0.97	0.40

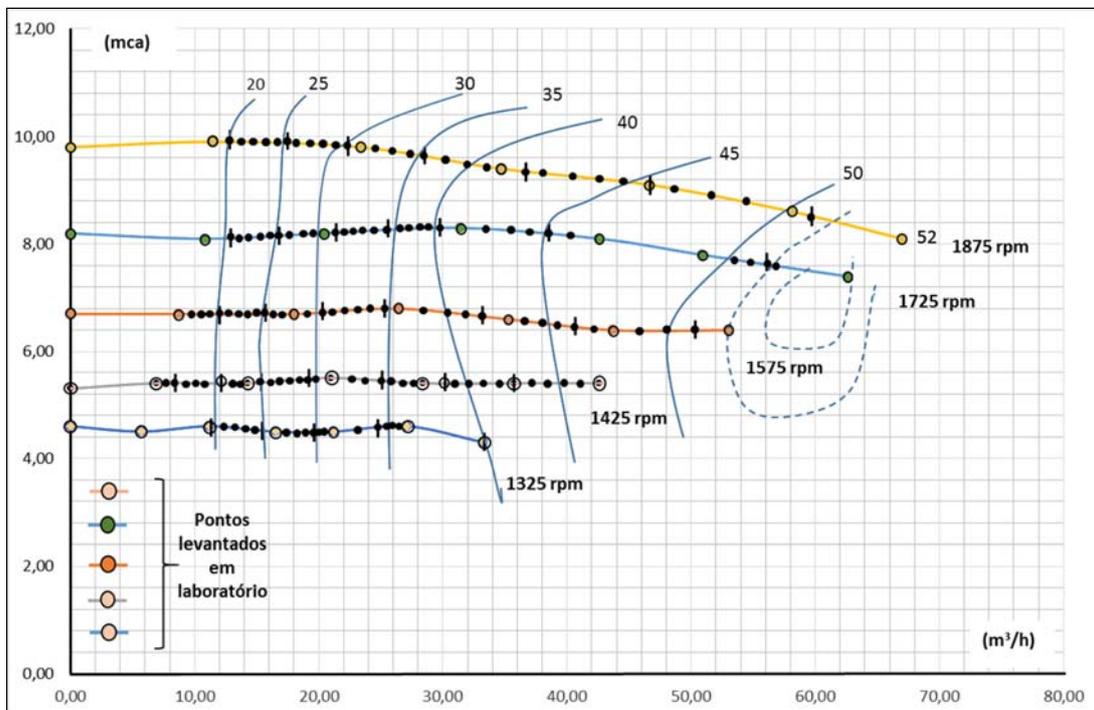
Na figura 5, têm-se a curva do ensaio a rotação nominal (H x Q)<sub>1725rpm</sub> obtida com ajuda da tabela (3), a curva (H x Q)<sub>1325rpm</sub> obtida a partir dos resultados da tabela (4) e, as curvas (H x Q)<sub>1575rpm</sub>, (H x Q)<sub>1425rpm</sub> e (H x Q)<sub>1875rpm</sub> obtidas de modo análogo.

Figura 5. Curvas (H x Q) ensaios



Os pontos das curvas na Figura (5) correspondem a pares altura manométrica H versus vazão Q. A cada ponto de operação, corresponde um valor de eficiência nas tabelas de resultados de ensaio.

Figura 6. Curvas altura manométrica versus vazão e curvas de isorendimento



Tomando para as diversas rotações consideradas na Figura (5), pontos de operação H versus Q de mesma eficiência e, construindo a curva formada por esses pontos, têm-se curvas de isso-rendimento (Figura 6).

As curvas de isso-rendimento se apresentam com aspecto de linhas de nível, os maiores valores de eficiência definindo os mais altos pontos da colina. A disposição das curvas de isorendimento (linhas cheias, cortando as curvas H versus Q) indicam (linhas tracejadas) a tendência de passar por um valor máximo, ainda não alcançado.

## **ANÁLISE DE RESULTADOS**

A disposição das linhas de rendimento na Figura (6) apresenta curvas de isorendimento que crescem em rendimento com a vazão. Para todas as rotações consideradas, os resultados de medição de rendimento são crescentes com a vazão. Não foi observada nenhuma situação em que o rendimento diminuísse enquanto a vazão aumentasse. Isso significa que os ensaios realizados aumentando gradativamente a vazão não chegaram a resultados de máximo rendimento. Significa que além do desempenho da bomba, já verificado experimentalmente nos ensaios, o equipamento ainda tem potencial a ser explorado e utilizado.

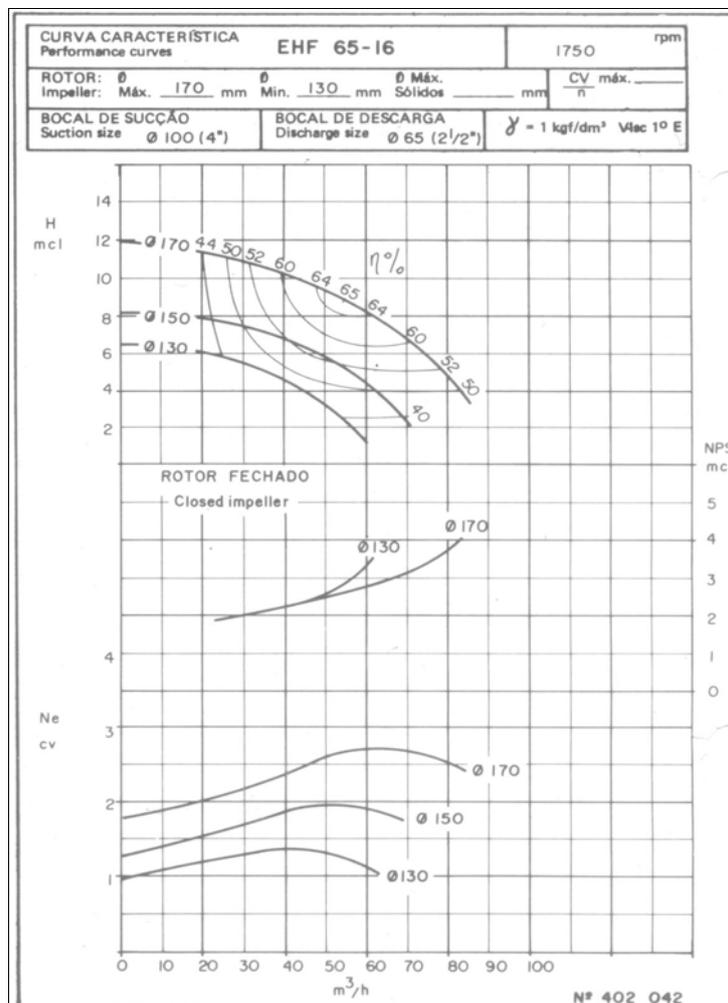
Acontece que os dados de entrada do projeto da bomba CPH/UFMG foram, rotação 1750 rpm, altura manométrica 11m e vazão de 90 m<sup>3</sup>/h. No ensaio em rotação nominal de 1750 rpm na elevatória do LENHS, os maiores valores obtidos foram altura manométrica 7,40 m, vazão 62,57 m<sup>3</sup>/h, potencia 3,2 CV e rendimento 52%. Significa que o potencial da bomba CPH/UFMG atende com folga a demanda da instalação utilizada para ensaio. Por outro lado, as características da elevatória LENHS, limitam os ensaios de caracterização da bomba.

O trabalho de caracterização da bomba foi realizado em uma faixa de vazão de 10 a 60 m<sup>3</sup>/h e de altura manométrica de 4 a 10m, cobrindo mais de 30 pontos de operação. A cada rotação, 7 pontos de operação foram medidos. A Figura (6) apresenta pontos de operação H versus Q, obtidos com ajuda, ou de um inversor de frequência, ou de um registro, ou de ambos simultaneamente. A cada ponto de operação têm-se o rendimento associado ao par H versus Q.

Pode-se observar o mesmo aspecto das curvas de isorendimento da bomba CPH/UFMG (Figura 6), e de uma bomba comercial (Figura 7). A carta da bomba comercial (Figura 7) apresenta vários diâmetros para a mesma carcaça de bomba, já a carta da bomba em estudo (Figura 6), informa sobre seu desempenho em função das diferentes rotações obtidas com ajuda de um inversor de frequência.

Enquanto a carta da bomba comercial tem como objetivo a apresentação dos produtos do fabricante, cobrindo uma determinada área de demanda de vazão e altura manométrica (no caso da carta EHF 65-16 têm-se a oferta de 3 máquinas), a carta do conjunto motobomba equipado com um inversor de frequência representa efetivamente a demanda que o equipamento pode atender.

Figura 7. Curvas características da bomba EHF 65 - 16



A aplicação trivial de um conjunto motobomba equipado com inversor de frequência refere-se à utilização do inversor de frequência para variar vazão em um sistema. Isso é mostrado na curva do sistema construída a partir dos pontos de máxima vazão medida por rotação (última curva à direita na Figura 6). Nesse caso o sistema funciona com registro inteiramente aberto e a demanda de vazão solicitada é atendida somente pelo equipamento.

A carta do equipamento motobomba e inversor de frequência, na sua totalidade (Figura 6), é uma carta de caracterização do equipamento, representa o desempenho do equipamento, em termos de vazão e de altura manométrica, que pode ser atendido pelo mesmo em determinada faixa de rotações.

Com relação à bomba CPH/UFMG, uma bomba centrífuga rápida, porém com pás de simples curvatura, os resultados de ensaio com rotação nominal permitem concluir que é essa bomba um

equipamento competitivo com produtos comerciais. A tabela (5) consta de um quadro comparativo da bomba em tela com uma máquina comercial do mesmo porte (Figura 7).

Tabela 5. Quadro comparativo entre a bomba CPH/UFMG e uma bomba comercial EHF.

	vazão m <sup>3</sup> /h	altura manométrica	Potencia CV	$\phi$	Rendimento %
CPH/UFMG	62,57	7,4	3,2	154	52
EHF	60	4,2	2	150	50

## CONCLUSÕES

A meta desse trabalho foi de realizar a caracterização da bomba CPH/UFMG sob velocidade variável, o que foi realizado dentro das possibilidades de desempenho da elevatória LENHS. A bomba CPH/UFMG foi desenhada para operar em condições nominais de rotação 1750 rpm, altura manométrica 11 m e vazão de 90 m<sup>3</sup>/h. No ensaio em rotação nominal de 1750 rpm na elevatória do LENHS, os maiores valores obtidos foram altura manométrica 7,40 m e vazão 62,57 m<sup>3</sup>/h.

O trabalho de caracterização da bomba foi realizado em uma faixa de vazão de 10 a 60 m<sup>3</sup>/h e de altura manométrica de 4 a 10m, cobrindo mais de 30 pontos de operação. A cada rotação, 7 pontos de operação foram medidos. A Figura (6) apresenta pontos de operação H versus Q, obtidos com ajuda, ou de um inversor de frequência, ou de um registro, ou de ambos simultaneamente. A cada ponto de operação têm-se o rendimento associado ao par H versus Q.

Na conclusão desse trabalho e, com a confecção da carta de rotações da bomba, têm-se uma metodologia desenvolvida e testada para essa finalidade de caracterização de bomba sob velocidade experimental.

As curvas de isorendimento baseadas nas rotações (carta de rotações da bomba CPH/UFMG) apresentam o mesmo aspecto de evolução em linhas de nível, trivial nas curvas de isorendimento baseadas nos diâmetros de rotores (catálogos de fabricantes de bombas, p.ex. bomba EHF 65-16).

Com relação à bomba CPH/UFMG os resultados de ensaio com rotação nominal permitem concluir que essa bomba é competitiva com produtos comerciais. Em pontos de operação muito próximos, as eficiências são praticamente iguais (tabela (5)).

## Referencias

Batista, A., F., F., Nascimento, J., F., Estudo de comparação de consumo energético entre dois tipos de sistemas de bombeamento de nafta pesada. CONEM – Congresso nacional de Engenharia Mecânica, Uberlândia, 2014.

Nascimento, J. F., Castro, E.C. J., Amaral, D., Losada, M. G., Martinez, C. B., Projeto e manufatura de turbo-bombas como alternativa de atendimento de necessidades especiais em sistemas hidráulicos. SEREA 2012, 2 a 4 de julho, Coimbra, Portugal,

Nascimento, J. F., Losada, M., G., Sesselmann, M., Determinação da eficiência de conjuntos moto-bombas: diagnóstico da instrumentação. SEREA 2012, 2 a 4 de julho, Coimbra, Portugal.

Nascimento, J. F., Martinez, C. B., Amaral, D., Damasceno, A., Atualização da elevatória LENHS – UFMG baseada em simulação computacional. SEREA 2013, Buenos Aires, Argentina.

## Capítulo 7. Impacto da Redução do Volume Perdido no Consumo de Energia Elétrica em Sistema de Bombeamento de Água Tratada

*José Almir Rodrigues Pereira (1), Augusto da Gama Rego (2), Marise Teles Condurú (3), Luana Menna Barreto de Vilhena (4), Jorge Fernando Hungria Ferreira (5)*

(1) Universidade Federal do Pará (Brasil) rpereira@ufpa.br

(2) Universidade Federal do Pará (Brasil) augustorego@ufpa.br

(3) Universidade Federal do Pará (Brasil) marise@ufpa.br

(4) Universidade Federal do Pará (Brasil) luanavilhena@yahoo.com.br

(5) Universidade Federal do Pará (Brasil) fernandohughes13@hotmail.com

---

**RESUMO.** Analisar o impacto da redução da perda de faturamento de água no valor da despesa de energia elétrica no sistema de bombeamento de água do setor Guanabara, localizado em Ananindeua, estado do Pará, Brasil. Inicialmente foi realizado monitoramento da vazão horária bombeada de água no período de 17 a 24 de outubro de 2015. Na Etapa 2 foram obtidas informações de volume faturado de água e de despesa de energia elétrica na Companhia de Saneamento do Pará. Finalmente foi verificado que a redução no valor da perda de faturamento impacta positivamente na despesa de energia elétrica.

**ABSTRACT.** Analyze the impact of reducing of water billing loses in the water pumping system of Guanabara sector, at Ananindeua, Pará State, Brasil. Initially was made out monitoring of pumped hourly flow of water at period 14-24 October 2015. In Step 2 were obtained billed volume of information of water and electricity expense in the Pará Sanitation Company. Finally it was found that reduction in revenue loss value impacts positively on electricity expense.

---

Palavras chave: Água; Bombeamento; Energia.

Keywords: Water; Pumping; Energy.

## INTRODUÇÃO

A prestação dos serviços de abastecimento de água precisa ser realizada com funcionalidade e sustentabilidade econômica para atender aos objetivos de eficiência e de eficácia almejados pela administração municipal, que, de acordo com a Lei 11445/2007 do Governo Federal, é o ente responsável por prestar diretamente ou autorizar a delegação dos serviços de saneamento básico (BRASIL, 2007).

Nesse contexto, o tomador de decisão precisa dispor de informações com a qualidade necessária para o planejamento e a gestão dos sistemas de abastecimento de água, sempre buscando decisões compatíveis com as demandas da sociedade, para otimização no aporte de recursos de investimento e para redução nas despesas operacionais. Além disso, a priorização e o controle da qualidade da informação contribuem para o equilíbrio econômico do prestador, melhorando a imagem na sociedade a partir da satisfação dos usuários dos sistemas de abastecimento de água.

Para isso, é preciso conhecer e relacionar os dados e informações dos setores operacionais, administrativos e comerciais do prestador dos serviços de abastecimento de água, o que requer ciclo de informação adequado, procedimentos que sejam do conhecimento de todos e a disponibilidade de indicadores com valores de volumes de água, de despesas de exploração e de faturamento em cada sistema de abastecimento de água do município.

Contudo, a integração da informação de diferentes setores ainda é pouco praticada na maioria dos municípios brasileiros, o que explica a grande diferença entre os volumes produzidos e faturados de água. De acordo com o Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento, em 2013 foi registrado índice de perda na distribuição de água de 37% nos prestadores estaduais de serviços de abastecimento de água (BRASIL, 2014).

As informações de consumo de energia elétrica também precisam ser melhoradas, pois, segundo o Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento representam a segunda maior despesa dos prestadores dos serviços de abastecimento de água no Brasil, tendo totalizado R\$3070.60 milhões (10.9% da despesa de exploração total) no ano 2013 (BRASIL, 2014).

Vale observar que a percepção das deficiências aumenta no atual momento de crises nos setores de energia elétrica e de abastecimento de água, o que, naturalmente, tem reflexos diretos no equilíbrio econômico dos prestadores dos serviços e na eficiência dos serviços prestados para a população.

As deficiências hidroenergéticas são ainda agravadas com a redução na disponibilidade hídrica e com o comprometimento da qualidade da água dos mananciais localizados nas proximidades dos centros urbanos, os quais exigem a utilização de mananciais distantes que necessitam de maior disponibilidade energética para a captação, tratamento e bombeamento da água.

Essa situação é observada na recente crise de abastecimento de água da cidade de São Paulo, que exige soluções rápidas das autoridades competentes para a implantação de novas instalações de captação de água, o que, naturalmente, vem ocorrendo em mananciais de água localizados em locais mais distantes.

Contudo, apesar da necessidade de informações hidroenergéticas de qualidade nas etapas de produção, tratamento e distribuição de água, as empresas de saneamento básico ainda realizam poucas ações para a integração dos recursos informacionais em questões relacionadas com volume perdido de água, desperdício no consumo de energia elétrica e faturamento na prestação dos serviços de abastecimento de água.

A visão segmentada tem efeito negativo e dificulta a implantação de ações para mudança da realidade do setor. Por outro lado, acaba priorizando investimentos em ações estruturantes (projetos e obras) para expansão de sistemas, portanto, relegando para segundo plano as ações de desenvolvimento institucional voltadas ao treinamento e à capacitação de pessoal para o uso de procedimentos e de tecnologias modernas.

Com isso, paulatinamente vem reduzindo a qualidade dos serviços de produção, tratamento e distribuição de água, o que prejudica a sustentabilidade econômica do prestador e o atendimento do usuário.

Ao desenvolver e aplicar modelo de avaliação da sustentabilidade dos serviços de abastecimento de água, Bezerra (2012) constatou que metade dos municípios pesquisados não atendeu aos critérios estabelecidos no modelo, portanto, tendo graves problemas na prestação dos serviços e no relacionamento com os consumidores.

Condurú e Pereira (2012) observam que a expansão dos serviços de abastecimento de água deve ocorrer com o desenvolvimento urbano e crescimento da população, porém isso não pode ser limitado ao aumento do volume produzido de água, mas sim deve priorizar o uso racional da água, aproximando, cada vez mais, os volumes de água produzido, tratado, consumido, micromedido, faturado e arrecadado.

Pelo exposto, o objetivo do presente trabalho é analisar o impacto da redução da perda de faturamento de água no valor da despesa de energia elétrica em sistema de bombeamento, em escala real, do município de Ananindeua, Estado do Pará, Brasil.

## MATERIAIS E MÉTODOS

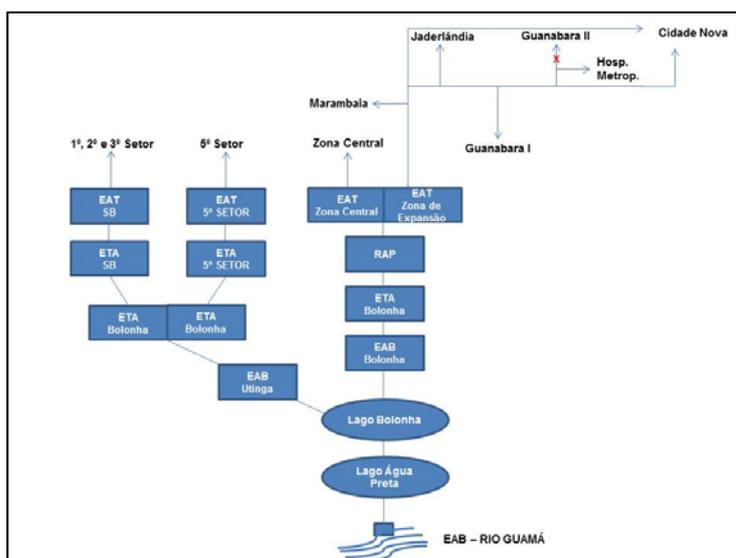
A área investigada foi o setor de distribuição de água da Guanabara, localizado no município de Ananindeua, estado do Pará, Região Norte do Brasil, conforme representado na Figura 15.

Figura 15: Localização do município de Ananindeua no estado do Pará.



No Plano Diretor do Sistema de Abastecimento de Água da Região Metropolitana de Belém foi definido que o setor Guanabara é uma das áreas atendidas pelo sistema de produção e tratamento de água superficial Bolonha – Zona de Expansão, que também encaminha água tratada para outros setores dos municípios de Belém e de Ananindeua, conforme mostrado no Figura 16.

Figura 16: Distribuição da água captada no Rio Guamá.



O projeto executivo do setor Guanabara foi elaborado para atendimento de 27250 habitantes no final do plano. Considerando o valor adotado de consumo per capita de água de 150 l/hab.d, as vazões projetadas média e máxima diária foram de 4087.5 m<sup>3</sup>/d e de 4905 m<sup>3</sup>/d, respectivamente.

Atualmente, o setor Guanabara é gerenciado pela Unidade de Negócios BR 316 (UN-BR) da Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA), sendo constituído por 1188 m de subadutora de ferro fundido dúctil 300 mm conectada à adutora EAT Bolonha ZE – Cidade Nova; de Reservatório apoiado (RAP) de 850 m<sup>3</sup> de volume (Fotografia 1); de Estação Elevatória de Água Tratada (Fotografia 2) , com três conjuntos motor bomba, em sistema de operação 2+1; de Reservatório Elevado (REL) com 500 m<sup>3</sup> de volume; e de 17044. m de Rede de Distribuição de Água (RDA).

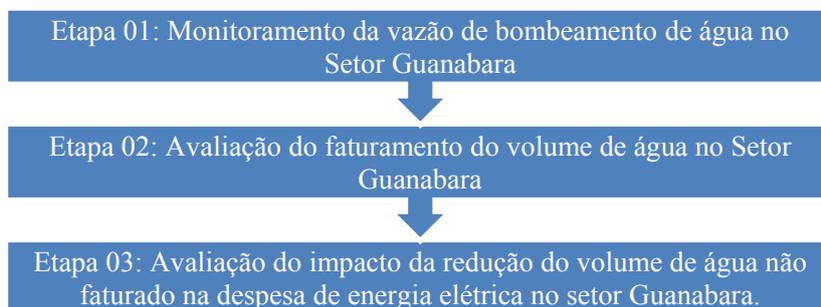
Fotografia 1: RAP do Setor Guanabara.



Fotografia 2: Estação elevatória de água tratada do Setor Guanabara.



As atividades da pesquisa foram realizadas em 3 etapas, conforme mostrado no fluxograma.



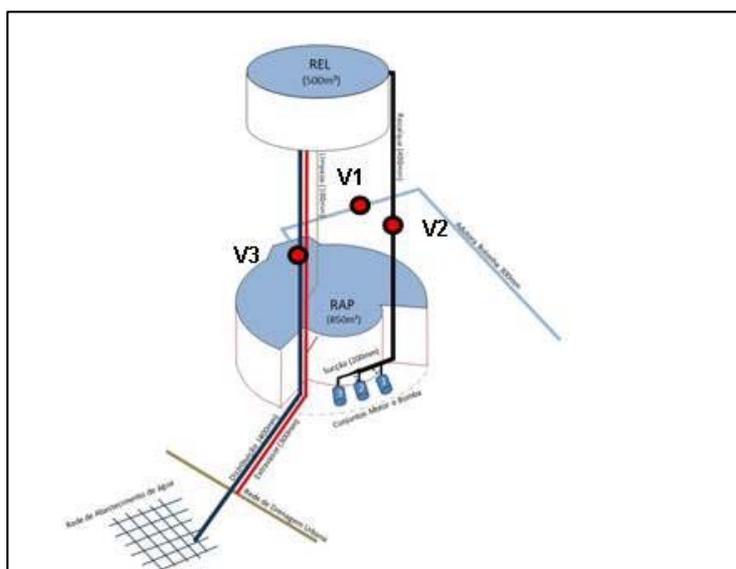
A seguir são apresentadas as informações de cada etapa de atividades realizadas na pesquisa.

### **Etapa 01: Monitoramento da vazão de bombeamento de água no Setor Guanabara.**

O monitoramento da rotina operacional do sistema de bombeamento do setor Guanabara foi realizado durante 24 horas, no período de 17 a 24 de outubro de 2014. Para isso, foram instalados medidores de vazão de água nos três pontos representados na Figura 17, no caso

- na subadutora de FoFo 300 mm (Ponto V1);
- na tubulação de recalque do sistema de bombeamento para o reservatório elevado (Ponto V2);
- na tubulação de saída do reservatório elevado para a rede de distribuição de água (Ponto V3).

Figura 17: Pontos de monitoramento de vazão na EAT Guanabara.



No presente trabalho são apresentadas as informações monitoradas de vazão no Ponto V2, referentes à vazão de água bombeada para o reservatório elevado e, então, encaminhada para a rede de distribuição de água do setor Guanabara.

O medidor de vazão tipo Ultrassônico (Ultraflux) foi instalado no ponto V2, no caso na tubulação de ferro fundido com revestimento de argamassa de cimento, com diâmetro nominal de 400 mm e espessura total de 9.6 mm. Esse equipamento teve aquisição de dados a cada minuto durante as 24 horas dos dias 17 a 24 de outubro de 2014.

Após a aquisição e sistematização dos dados de vazão monitorados no Ponto V2, foram determinadas oito curvas de vazão horária nos dias de realização do monitoramento e, em seguida, calculados os volumes diários de água bombeada para o REL do setor Guanabara.

Com isso, foi possível estabelecer a curva média de vazão de água bombeada durante 24 horas e determinar o valor do volume diário de bombeamento de água. Este último valor foi multiplicado por 30 dias para o estabelecimento do valor mensal de volume de bombeamento de água na EAT do setor Guanabara.

### **Etapa 02: Avaliação do Volume Faturado de água no Setor Guanabara.**

Nessa etapa foram consultados documentos da área comercial da COSANPA para o levantamento de dados do setor Guanabara, como número e categorias de ligações de água, volume de água micromedido entre outros.

O levantamento resultou no conhecimento do número de ligações por categoria e tipo de registro na COSANPA. Além disso, foi realizada a determinação do valor total do volume de água consumido que é faturado COSANPA, no caso pela soma dos valores dos volumes de água faturados de ligações hidrometradas e de ligações não hidrometradas.

Em seguida, foi calculado o valor do volume de água não computado no faturamento (perda de faturamento), que consiste na diferença entre o volume médio bombeado e o volume consumido registrado na área comercial da COSANPA.

### **Etapa 03: Avaliação do Impacto da Redução do volume de água não faturado na despesa de energia elétrica do setor Guanabara.**

Nessa etapa foram levantados dados de 12 meses para a determinação do valor médio da despesa de energia elétrica no setor Guanabara, tendo como finalidade possibilitar a análise em relação ao valor médio bombeado de água na EAT e ao volume correspondente à perda de faturamento no setor Guanabara.

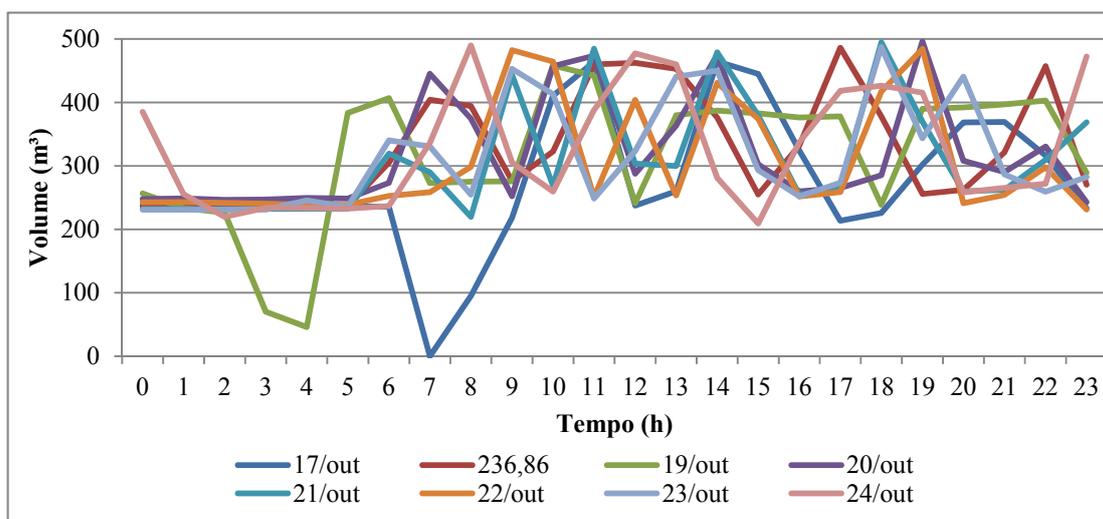
Em seguida, foram verificados os impactos no valor do volume bombeado de água considerando as reduções de 20%; 40%; 60% e 80% no volume correspondente à perda de faturamento de água no setor Guanabara.

## APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

### Etapa 01: Monitoramento da vazão de bombeamento de água no Setor Guanabara

O monitoramento da vazão na tubulação de recalque foi realizado em intervalo de um minuto, tendo como resultado oito curvas de vazão horária nas 24 horas dos dias 17 a 24 de outubro de 2014, conforme representado no Gráfico 1.

Gráfico 1: Vazão horária no bombeamento da EAT Guanabara (m<sup>3</sup>/h).



É importante ressaltar a paralisação no bombeamento observada às 7:00 horas do dia 17 de outubro de 2014, o que resultou no valor de 0 m<sup>3</sup>/h em razão de problema no fornecimento de energia elétrica nas unidades de montante do setor Guanabara.

A soma das vazões horárias resultou na curva média de água do período monitorado, conforme mostrado no Gráfico 2. Também foi calculado o volume médio de bombeamento de água no setor Guanabara (

Tabela 3).

Gráfico 2: Vazão média diária de bombeamento de água no Setor Guanabara.

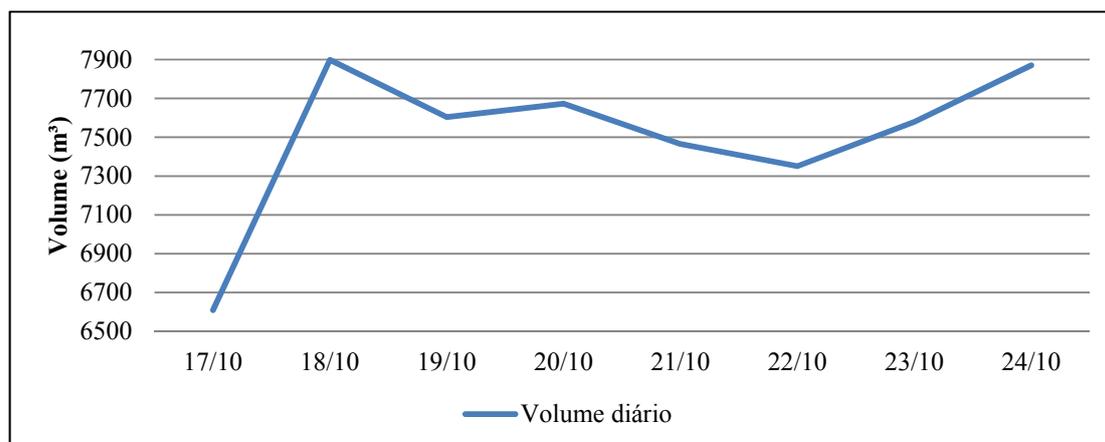


Tabela 3: Volume diário no bombeamento de água do Setor Guanabara.

Período	17/out	18/out	19/out	20/out	21/out	22/out	23/out	24/out	Média
<b>Volume diário (m³/dia)</b>	6609.9	7898.2	7603.5	7672.8	7465.1	7350.7	7579.5	7870.1	7506.2

O valor médio do volume de água bombeado (7506.2 m³/dia) foi multiplicado por 30 dias para o estabelecimento do valor de 225186.75 m³/mês de bombeamento de água na EAT do setor Guanabara.

#### Etapa 02: Avaliação do Volume Faturado de água no Setor Guanabara.

No trabalho foi verificado que existem 4639 ligações de água no setor Guanabara, sendo a maior parte registrada na COSANPA como ligações ativas residências, conforme pode ser observado na Tabela 4.

Tabela 4: Ligações de Água por Categoria no Setor Guanabara.

Ligações	Ativas (unidade)	Inativas (unidade)	Factíveis (unidade)	Potenciais (unidade)	Subtotal (unidade)
Residenciais	1380	1431	1371	173	4355
Comerciais	43	67	136	5	251
Industriais	2	8	8	0	18
Públicas	11	0	2	2	15
<b>Total</b>	<b>1436</b>	<b>1506</b>	<b>1517</b>	<b>180</b>	<b>4639</b>

Fonte: COSANPA, Diretoria de mercado (UN-BR): Guanabara – Ligações (2014).

Também foi constatado que o número de ligações inativas (1506) é superior ao número de ligações ativas (1436), bem como que ainda é grande o número de ligações factíveis (1517), no caso são

ligações possíveis que podem ser realizadas em razão da localização de imóveis em logradouros já atendidos com rede de abastecimento de água no setor Guanabara.

Vale observar que o valor da soma dos números de ligações inativas e de ligações factíveis é maior do que o valor de ligações ativas, portanto, grande parte da população consome água de solução própria (poço artesiano) ou de forma indevida (clandestinamente) na área de abrangência da rede de distribuição de água do setor Guanabara.

Além disso, parte das ligações ativas não apresenta hidrômetro para micromedição do volume de água encaminhado aos imóveis. Com isso, a COSANPA acaba utilizando dois critérios para o faturamento desse volume de água, sendo um por leitura do volume de água efetivamente medido e o outro por estimativa do volume de água de acordo com a característica do imóvel.

A diferença do tipo de faturamento do volume de água pode ser observada na

Tabela 5 sendo importante observar que o valor médio de 64.29% corresponde a relação entre os volumes de água faturados estimado e medido no período de 12 meses.

Tabela 5: Volume faturado em Ligações Hidrometradas e Estimadas.

<b>Período</b>	<b>Hidrometrados (m<sup>3</sup>/mês)</b>	<b>Não Hidrometrados (m<sup>3</sup>/mês)</b>	<b>Total (m<sup>3</sup>/mês)</b>	<b>Estimado / Medido (%)</b>
<b>set/13</b>	18049	12181	30230	67.49
<b>out/13</b>	18160	12191	30351	67.13
<b>nov/13</b>	17958	12181	30139	67.83
<b>dez/13</b>	19416	12181	31597	62.74
<b>jan/14</b>	19558	12112	31670	61.93
<b>fev/14</b>	17804	11981	29785	67.29
<b>mar/14</b>	18895	11951	30846	63.25
<b>abr/14</b>	17411	11911	29322	68.41
<b>mai/14</b>	16658	11931	28589	71.62
<b>jun/14</b>	19405	11961	31366	61.64
<b>jul/14</b>	19052	12029	31081	63.14
<b>ago/14</b>	21146	10350	31496	48.95
<b>Média</b>	18626	11913.33	30539.33	64.29

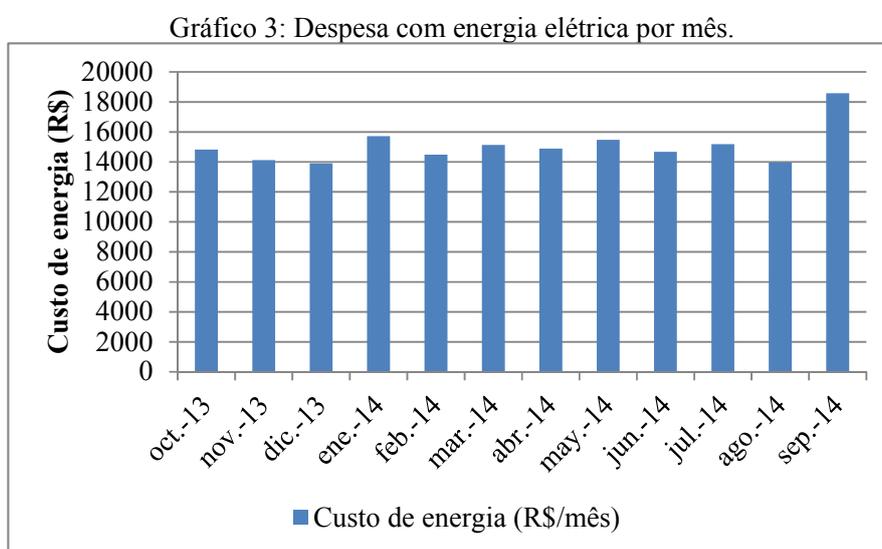
Fonte: COSANPA, Diretoria de mercado (UN-BR): Guanabara - Faturamento e Arrecadação (2014).

Independentemente do tipo de registro do volume de água, o faturamento médio da COSANPA no setor Guanabara foi de 30539.33 m<sup>3</sup>/mês nos 12 meses investigados. Assim, considerando a diferença entre a vazão de bombeamento de 225186.75 m<sup>3</sup>/mês observada no período de monitoramento e o valor médio do volume faturado de água, foi determinado o valor médio de perda de faturamento de

194647.42 m<sup>3</sup>/mês, o que equivale a 86.52% do volume médio mensal de água bombeado no setor Guanabara.

### Etapa 03: Avaliação do Impacto da Redução do volume de água não faturado na despesa de energia elétrica do setor Guanabara.

Os dados do levantamento da despesa com energia elétrica de outubro de 2013 a setembro de 2014 são relacionados no Gráfico 3, sendo oportuno observar que esses valores tiveram variação, com o menor valor de R\$13911.37 registrado no mês de dezembro de 2013 e o maior valor de R\$18581.65 no mês de setembro de 2014.



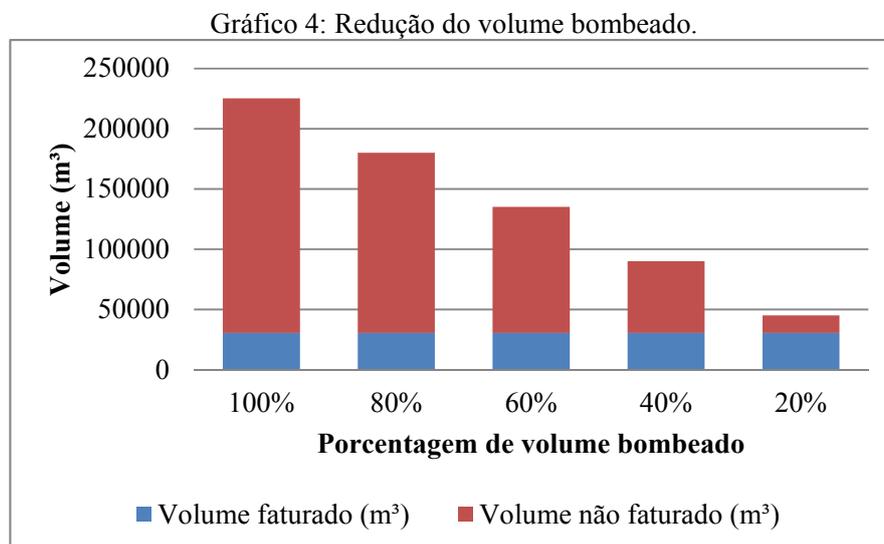
Considerando que no grande volume de água não faturado parte pode ser efetivamente perdido nas unidades do sistema de abastecimento de água, na Tabela 6 são relacionados os valores do impacto no volume de bombeamento no caso de reduções de 20%; 40%; 60% e 80% no volume correspondente à perda de faturamento no setor Guanabara.

Tabela 6: Redução no bombeamento e impacto sobre o custo.

Porcentagem de bombeamento	Volume bombeado (m <sup>3</sup> )	Volume faturado (m <sup>3</sup> )	Volume não faturado (m <sup>3</sup> )
Situação Atual	225187	30539	194647
Redução de 80%	180149	30539	149610
Redução de 60%	135112	30539	104573
Redução de 40%	90075	30539	59535
Redução de 20%	45037	30539	14498

No Gráfico 4 são apresentados os valores de possíveis redução no volume bombeado ou de incremento no volume faturado, sendo este último para a inclusão de consumidores no cadastro da

COSANPA. Por outro lado, a redução no volume faturado pode ainda ser entendida como redução na perda real de água no sistema de abastecimento de água da Guanabara.



Vale citar que a redução do volume bombeado somente pode ser efetivada após o recadastramento dos consumidores, sendo que na mesma oportunidade deve ser realizado trabalho para melhorar o desempenho da distribuição de água no setor Guanabara.

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

A realização do monitoramento da vazão de água em período de oito dias foi importante para o conhecimento do comportamento das variações de vazão de água ao longo das 24 horas do dia, permitindo o estabelecimento da curva média de vazão horária na EAT do setor Guanabara. Esse procedimento também foi importante para a determinação do volume médio bombeado de água, valor que possibilitou a posterior comparação com o valor médio de faturamento.

O monitoramento da vazão na EAT, vale ressaltar, somente é realizada de forma esporádica no setor Guanabara, sendo essa uma das explicações para o progressivo aumento da vazão em relação ao valor projetado.

Com os dados do setor comercial foi possível verificar que existe necessidade da COSANPA implantar programa de recuperação de consumidores, pois o grande número de ligações inativas demonstra que a comunidade está encontrando outras soluções para o abastecimento de água.

Além disso, o número de ligações factíveis indica o grande potencial de expansão do sistema de abastecimento de água, o que, naturalmente, terá reflexo direto no faturamento e facilitará o equilíbrio e a sustentabilidade econômica na prestação de abastecimento de água do setor Guanabara.

Por outro lado, o número de ligações inativas e factíveis serve para indicar a possibilidade de uso indevido e irregular de volume de água distribuído no setor Guanabara. Nesse caso, além de não receber pela prestação dos serviços, a COSANPA ainda arca com as despesas de exploração, como produtos químicos, pessoal e energia elétrica.

Considerando, a possibilidade desse uso clandestino de água, os usuários devidamente registrados na COSANPA acabam sendo penalizados, já que as condições hidráulicas do sistema acabam sendo modificadas com o aumento do consumo de água.

Desse modo, o levantamento dos valores dos volumes faturados, hidrometrados e estimados, serviu de bom referencial para as medidas de gestão operacional, especialmente pelo grande volume de água bombeado diariamente, conforme observado no monitoramento realizado no período de 17 a 24 de outubro de 2014.

Também é oportuno ressaltar que a COSANPA precisa modificar o atual valor de cerca de 35% de ligações sem hidrometração, pois a prática de estimativa do consumo de água não é precisa e pode trazer prejuízos para o prestador dos serviços ou para os usuários.

Em relação ao volume de água não faturado de 194647.42 m<sup>3</sup>/mês, é preciso analisar as razões para essa situação. Para isso, o cadastramento de consumidores é o passo inicial, porém medidas efetivas de controle do sistema precisam ser adotadas, como setorização da rede de distribuição de água.

Com o trabalho foi verificado que a atual vazão bombeada é muito superior ao volume demandado no setor Guanabara, razão para que a redução nesse valor tenha impacto significativo no volume e nas despesas de bombeamento de água.

A grande diferença entre os valores de projeto e de monitoramento demonstra a importância da pesquisa realizada no setor Guanabara, indicando a necessidade de reavaliação de práticas para melhor controle operacional.

## **CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

O monitoramento da vazão demonstrou ser necessária, pois possibilita a comparação com o valor estabelecido no projeto, bem como com o valor faturado de volume de água no setor Guanabara. Desse modo, é preciso que essa prática seja realizada regularmente, para possibilitar o melhor acompanhamento da situação operacional no setor Guanabara.

Quanto aos dados do setor comercial, a relação de cerca de 65% entre os volumes estimados e micromedidos demonstra a necessidade da COSANPA implantar a hidrometração em todas as ligações, pois isso torna mais seguros e precisos os valores de faturamento de água, portanto, sendo mais justo para a empresa e para o consumidor.

Finalmente, o grande valor da perda de faturamento é uma demonstração de que medidas operacionais precisam ser implementadas, especialmente para reduzir o número de eventuais consumidores clandestinos, bem como para otimizar o sistema de bombeamento de água do setor Guanabara.

## REFERÊNCIAS

BEZERRA, Gleiciane Costa Moraes. Proposta de indicadores de sustentabilidade para avaliação de sistema de abastecimento de água de áreas urbanas. 2012. 121f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2012.

BRASIL. Lei n. 11.445, de 5 de janeiro de 2007, 2007. Disponível em:  
[http://www.ceset.unicamp.br/~marta/ST%20501/Lei\\_Federal\\_n%C2%BA\\_11445.pdf](http://www.ceset.unicamp.br/~marta/ST%20501/Lei_Federal_n%C2%BA_11445.pdf).

BRASIL. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético. Plano Nacional de Eficiência Energética. Brasília, 2010.

BRASIL. Ministério das Cidades. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos serviços de água - 2013. Brasília: Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental/Programa de Modernização do Setor Saneamento, 2014. Disponível em:  
<http://www.snis.gov.br/PaginaCarrega.php?EWRErterterTERTer=105>.

CONDURÚ, Marise Teles & PEREIRA, José Almir Rodrigues. Análise das informações de volume perdido de água no planejamento de sistemas de abastecimento de água em áreas urbanas no Brasil. Simpósio Ibero Americano de Redes de Água, Esgoto e Drenagem (SEREA), Coimbra – Portugal, 2012.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ. Plano diretor do sistema de abastecimento de água da Região Metropolitana de Belém. Belém, 2004.

CONDURÚ, Marise Teles & PEREIRA, José Almir Rodrigues. Desafios para a sistematização das informações hidroenergéticas do setor de abastecimento de água no Brasil. Simpósio. Ibero Americano de Redes de Água, Esgoto e Drenagem (SEREA), Coimbra – Portugal, 2012.

SANTOS, A.C.P.A. Espacialização de informações na gestão de sistemas de abastecimento de água utilizando sistema de informação geográfica. Belém, 2010. Dissertação de mestrado.

## Capítulo 8. Cuantificación de volúmenes de agua perdidos por fugas en la red de distribución de una zona de Guanajuato, Gto.

Noé Rodríguez Moreno (1), Xitlali Delgado-Galván (2), Jesús Mora Rodríguez (3), Josefina Ortiz Medel (4) Gustavo Vázquez Rodríguez (5)

(1) Universidad de Guanajuato (México) noe\_210690@hotmail.com

(2) Universidad de Guanajuato (México) xdelgado@ugto.mx

(3) Universidad de Guanajuato (México) jesusmora@ugto.mx

(4) Universidad de Guanajuato (México) jomedel@ugto.mx

(5) Universidad de Guanajuato (México) gavar19@hotmail.com

---

**RESUMEN.** En este trabajo se presenta la aplicación de la metodología propuesta por la Comisión Nacional del Agua en el Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable. El objetivo es cuantificar los volúmenes de agua perdidos por fugas e identificar los impactos económicos y de calidad de servicio. La red de distribución de agua potable analizada se encuentra en el fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa, de la ciudad de Guanajuato, México. De los resultados obtenidos se desprenden una serie de acciones para el mejoramiento de la eficiencia en la red de distribución y en el organismo operador.

**ABSTRACT.** In this paper an application of the methodology proposed by the *Comisión Nacional del Agua* in the *Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable* is presented in order to quantify the volume of water lost through leakage and identify the economic impacts and quality of service. The water distribution network analyzed is located in ex-hacienda Santa Teresa, in the city of Guanajuato, Mexico. From the results obtained, a number of actions to improve the efficiency of the water distribution network and the utility are proposed.

---

Palabras clave: eficiencia, fugas, pérdidas, agua potable.

Keywords: efficiency, leaks, losses, drinking water.

## INTRODUCCIÓN

La eficiencia de un sistema de abastecimiento de agua potable a ciudades se asocia con el proceso de captar, conducir, regularizar, potabilizar y distribuir el agua, desde la fuente natural hasta los consumidores, con un servicio de calidad total. En este contexto de la eficiencia se identifican tres escenarios: a) El de la ingeniería del sistema de abastecimiento, b) El de la comercialización de los servicios de agua potable, y c) El del desarrollo institucional del organismo operador (OO) (Ochoa, 2005).

La baja eficiencia de las redes de distribución de agua (RDA) ha generado una preocupación en los OO. Estudios recientes muestran las condiciones de operación de los OO y la problemática en la cual están involucrados, pues del volumen total de agua extraído solo se factura el 60% y el resto es agua no contabilizada o perdida (CEAG, 2012).

Los descuidos de las eficiencias de la condición hidráulica del sistema ocasionan servicios discontinuos del agua a los usuarios (tandeos), entrega de agua a los consumidores con bajas presiones, niveles de fugas de agua que llegan a alcanzar hasta el 50% del volumen suministrado, agua no potable en las tomas domiciliarias, y excesivos consumos de energía en los equipos de bombeo con implicaciones económicas hasta del 35% de los ingresos del OO (CONAGUA, 2011).

Lo ya mencionado refleja la complejidad de un OO para mantenerse en un nivel de eficiencia aceptable, por lo que se han derivado programas de inversión para atender la eficiencia de los sistemas de agua potable.

## ANTECEDENTES

Las fugas ocurren en todos los sistemas de distribución de agua (Hope, 1892). Los OO constantemente presentan ineficiencias en los sistemas de distribución y la resultante pérdida de ganancias asociada a las fugas de agua en las RDA. Por lo que se generan incrementos en el periodo de bombeo, los tratamientos y los costos operativos. Para combatir la pérdida de agua, muchas empresas se encuentran desarrollando métodos para detectar, localizar y corregir fugas.

Según Puust *et al.* (2010), la mayor parte de los métodos desarrollados hasta ahora relacionados con la gestión de fugas se pueden clasificar de la siguiente manera: a) métodos de evaluación de las fugas que se centran en la cuantificación del agua perdida. b) métodos de detección de fugas, y c) modelos de control de fugas.

Así pues, con el paso del tiempo se ha desarrollado toda una teoría acerca de las fugas, se han estudiado las principales causas de ocurrencia de éstas, Morris (1967) estudió los factores potenciales que causan la ruptura de tuberías.

En cuanto a los métodos de detección de fugas en los sistemas de distribución, algunos autores se han dado a la tarea de trabajar en ellos, como es el caso de Wiggert (1968) (referencia de Puust *et al.*, 2010) cuyo estudio se basa en un modelo de presión y flujo para desarrollar una ecuación según el tipo de orificio. Algunos otros autores han desarrollado modelos basados en el coeficiente de descarga y el área de la fuga como son los de May (1994), Vela *et al.* (1995), Verde (2005), además de otras técnicas como lo son los algoritmos genéticos usados por Fuentes *et al.* (2004), entre otros. Del mismo modo, se han llevado a cabo métodos para la gestión de pérdidas en redes de distribución de agua como los mencionados por Mutikanga (2013).

Se han analizado los impactos de las mismas en el OO, la sociedad y el entorno, como es el caso de Ashton & Hope (2001) quienes dicen que las fugas no sólo son un problema económico para las empresas que ofrecen el servicio de agua, sino que a menudo son un problema ambiental, de salud y seguridad. Delgado-Galván *et al.* (2010) describen los impactos sociales y ambientales ocasionados por las fugas y su gestión.

Ahora bien, la CEAG se ha dado a la tarea de realizar una serie de estudios acerca de la situación de los OO pertenecientes al Estado de Guanajuato en cuanto a los servicios de agua potable y saneamiento, dando a conocer los resultados obtenidos en el Diagnóstico Sectorial de Agua Potable y Saneamiento (CEAG, 2012), el cual actualiza cada año desde 1996.

Desde hace varios años se han derivado programas federales de inversión, para atender las problemáticas que enfrentan los OO. Entre ellos se encuentran los denominados: Programa para la Sostenibilidad de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento en Comunidades Rurales (PROSSAPYS) (CONAGUA, 2014a), Programa de Mejoramiento de Eficiencias de Organismos Operadores (PROME) (CONAGUA, 2011), Programa de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento en Zonas Urbanas (APAZU) (CONAGUA, 2014), Programa de Asistencia Técnica para la Mejora de la Eficiencia del Sector de Agua Potable y Saneamiento (PATME), dentro del cual se enmarca la elaboración del Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable (CONAGUA, 2012). En dicho manual se muestran los procedimientos necesarios para llevar a cabo una mejora del OO y es la base para llevar a cabo el presente trabajo. Con todos estos antecedentes, surge la inquietud entre la Universidad de Guanajuato y el Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Guanajuato (SIMAPAG) para mejorar el servicio de agua potable a los usuarios dentro del municipio de Guanajuato. De modo que el primer paso para llevar a cabo una mejora en la eficiencia hidráulica y al mismo tiempo en el servicio es la cuantificación de los volúmenes de agua perdidos por fugas.

## **MATERIALES Y MÉTODOS**

### **Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable**

Este manual aborda la eficiencia en el escenario de ingeniería de producción y distribución, en particular las eficiencias física, hidráulica y energética, desde la perspectiva que prevalece actualmente en los sistemas de agua potable mexicanos. La razón principal de este manual es transferir los procedimientos clave para elaborar proyectos de eficiencia a los técnicos involucrados en tareas afines, con el fin de que puedan replicarlos en cualquier población de México (CONAGUA, 2012).

Este manual está enfocado a sugerir actividades para mejorar aspectos de eficiencia física, hidráulica y energética en los sistemas de agua potable. Sin embargo, el interés particular del presente trabajo se centra en la evaluación de la eficiencia física de la RDA, es por ello que se prestará principal atención en las actividades sugeridas en la sección 1 (Generación de datos básicos) y en la sección 2 (Eficiencia física).

Respecto a la generación de datos básicos, se sugiere que se realice a través de dos formas: Recopilando y analizando la información del OO, y mediante una campaña de medición. En cuanto a información detallada del OO, las recomendaciones se centran en recopilar:

- a) Estadísticas de producción
  - Caudales producidos en las captaciones
  - Volúmenes suministrados al sistema

- Características de los macromedidores instalados
- b) Planos
    - De la red de agua potable
    - Perfiles de conducciones
    - Topografía
    - Lotificación y predios
  - c) Estadísticas de mantenimiento
    - Ocurrencia histórica de fugas
  - d) Estadísticas de facturación
    - Consumos
    - Políticas de facturación y cobro
    - Características de micromedidores

Si bien estos datos son de utilidad, no son los únicos que pueden ser de interés para el desarrollo de una evaluación de eficiencia física de la RDA. Es preferible contar con toda la información disponible que pueda servir para llevar a cabo un mejor diagnóstico del sistema.

Respecto a la campaña de medición, se recomienda contemplar los siguientes pasos:

- a) Medición de presiones en la red
- b) Medición de caudales suministrados
- c) Medición de variación de la demanda de agua en la red
- d) Medición de errores de exactitud en macromedidores
- e) Muestreo de consumos de cuota fija
- f) Muestreo de errores de exactitud de micromedidores
- g) Muestreo de ocurrencia de fugas
- h) Levantamiento de cajas de válvulas
- i) Levantamientos topográficos
- j) Vinculación de tomas domiciliarias

### **Ubicación y descripción de la zona de estudio**

La zona en la que se llevó a cabo el diagnóstico fue en el fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa, ubicado al suroeste de la cabecera municipal de Guanajuato capital. Dicho fraccionamiento tiene su acceso sobre la carretera Guanajuato-Irapuato (Figura 1).

El municipio de Guanajuato cuenta con una población de 171,709 habitantes según datos del INEGI en el censo poblacional 2010. El fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa la población que se tiene registrada hasta el 2012 por el INEGI en el inventario nacional de viviendas es de 2827 habitantes.

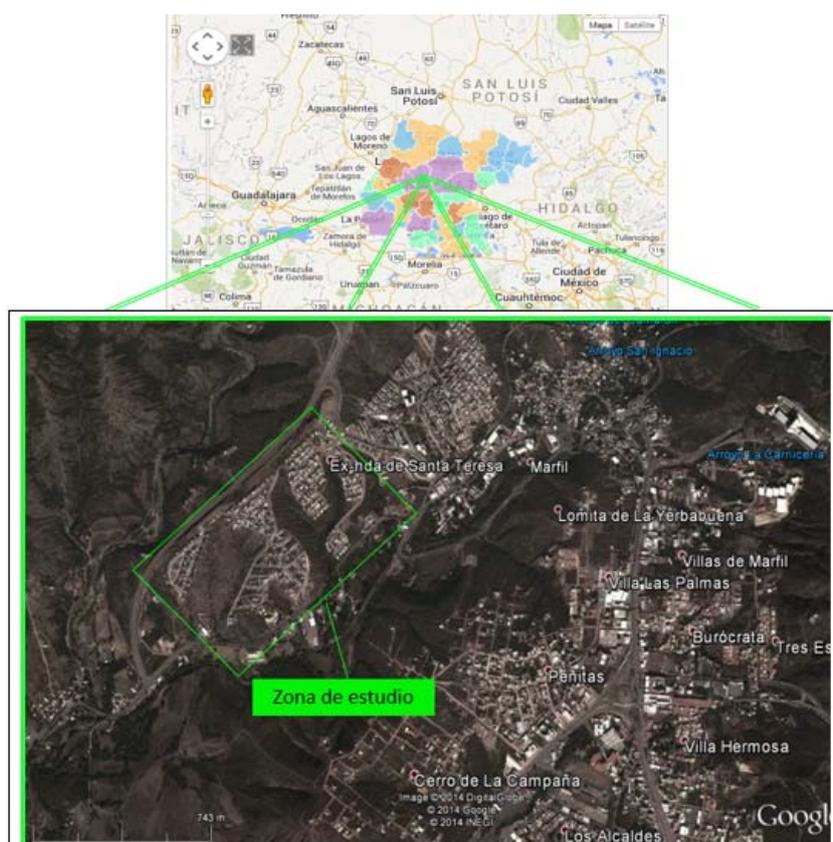
Dentro del municipio de Guanajuato existen dos tipos de climas, semiárido en la zona sur y sureste, y templado subhúmedo en las zonas restantes del municipio. Cuenta con una temperatura media anual de 18.5 °C, una máxima de 36°C en verano y una mínima de 3 °C en invierno. A su vez, la precipitación pluvial varía de 670 a 930 milímetros anuales, siendo el promedio anual de 828 milímetros.

La topografía presente en el fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa es muy accidentada, ya que se presentan depresiones muy notorias. La elevación promedio dentro de la zona de estudio ronda los 1950 msnm teniendo como mínima una de 1926 msnm y como máxima una de 1976 msnm.

Según el H. Ayuntamiento del municipio de Guanajuato (2011) el centro de población del municipio de Guanajuato se localiza dentro de la región hidrológico-administrativa Lerma Chapala, por lo que cuenta con una baja disponibilidad de agua e importantes restricciones para abrir nuevos aprovechamientos hidráulicos. Las fuentes de abastecimiento de las cuales se abastece la ciudad han visto reducida su capacidad de almacenamiento debido al azolve de los vasos de las presas de La

Esperanza, La Soledad y la de Mata. Se estima que estas fuentes de captación de agua superficial no son confiables a largo plazo debido a las variaciones del ciclo hidrológico que se han ocasionado con el cambio climático. Por otra parte, la fuente de agua subterránea, es decir el sistema de pozos de Puenteceillas, presenta problemas de abatimiento del acuífero. En el sur poniente son evidente los riesgos socio-ambientales debido a inundaciones y a contaminación de los recursos hídricos en el río Guanajuato y en las tres presas por la confluencia de aguas negras con aguas pluviales y en los pozos por azolve. El agua con la se abastece al fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa proviene de las presas La Esperanza y La Soledad, pasando por la potabilizadora de SIMAPAG que se encuentra en Los Filtros.

Figura 1. Localización de la zona de estudio



### Descripción de la red

La RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa es relativamente nueva, se conoce que tiene aproximadamente diez años. El objetivo de la red es proporcionar un servicio de agua potable a la población del Fraccionamiento. Los elementos con los que cuenta la RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa serán descritos a continuación:

- Un tanque elevado con estructura metálica de aproximadamente 15 metros de altura y con una capacidad para almacenar 430 metros cúbicos de agua destinados al Fraccionamiento, su principal función es regular el flujo dentro de la red según la demanda, además de proporcionar la energía potencial necesaria para poder distribuir el agua por gravedad con la carga necesaria en las viviendas.

- Un medidor volumétrico en la entrada al tanque de almacenamiento (línea de conducción), el cual únicamente sirve para saber el volumen de agua que se bombea al tanque y del cual no se tienen registros.
- Red mixta (mallada y ramificada) de tuberías de PVC de 2 ,3 ,4 ,6 y 8 pulgadas de diámetro, teniendo una longitud de 6553.338 m, 1651.101 m, 825.735 m, 356.586 m, 447.826 m, respectivamente. Así pues, una longitud total de tubería de 9834.587 m (según catastro de SIMAPAG, 2014).
- Cuenta con un total de 51 válvulas, dentro de las cuales se tienen 48 válvulas de compuerta, 2 válvulas reguladoras de presión (instaladas con el fin de homogenizar los valores de dichas presiones), 1 válvula purgadora. Además de los accesorios que estas requieren, como lo son filtros, by-pass, etc.
- Se tiene un total de 1141 tomas domiciliarias instaladas registradas, las cuales se instalan en cajas de registro para facilitar su reparación en caso de que ocurra alguna fuga.
- Del mismo modo, se cuenta con un total de 1141 medidores volumétricos (micromedidores) instalados en cada una de las tomas domiciliarias y los respectivos accesorios para su instalación, como son codos, nipples, coples, tees, empaques, etc.

Un elemento importante y que no se encuentra instalado en la RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa es un macromedidor a la salida del tanque, ya sea de caudal o volumen. Este macromedidor es de suma importancia para conocer el volumen de agua inyectado o suministrado en la red, para así poder efectuar estimaciones de los volúmenes perdidos por las diferentes causas dentro de la red, para nuestro caso en particular, los volúmenes de agua perdidos por fugas.

### Información recopilada del OO

La información relacionada a la RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa proporcionada por SIMAPAG (2014), se basa en los consumos en las tomas domiciliarias de algunos meses del año 2014, planos topográficos de la zona, planos de la RDA donde se destacan las características de la red, así como las fugas localizadas y reparadas.

### Medición de errores de exactitud en el macromedidor

El error de medición del macromedidor ultrasónico de inserción que se utilizó en la RDA, se determinó con una serie de pruebas en la red del laboratorio de hidráulica “La Perlita” de la Universidad de Guanajuato tomando como base (medidor calibrado) un macromedidor electrónico instalado en dicha red. Las cuales consistieron en hacer variar constantemente el caudal que pasa por la red abriendo y cerrando la válvula de entrada, registrando las mediciones en ambos medidores en los intervalos de tiempo dados.

A continuación, se muestran los caudales medidos en la red del laboratorio (tabla 1 y 2) y el cálculo del error en el macromedidor que se llevó a cabo como se muestra en la ecuación 1:

$$Error (\%) = \frac{(Q_{medido} - Q_{patrón})}{Q_{patrón}} * 100 \quad (1)$$

Donde:

*Error (%)*: Porcentaje de error del medidor de inserción.

*Q<sub>medido</sub>* : Caudal medido en el medidor de inserción (m<sup>3</sup>/s).

*Q<sub>patrón</sub>* : Caudal medido en el medidor de electrónico del laboratorio (m<sup>3</sup>/s).

Tabla 1. Prueba 1 para error en macromedidor

	<b>Electrónico</b>	<b>Inserción</b>	
<b>t (min)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Error (%)</b>
15	29.700	32.770	10.335
30	14.150	20.232	42.979
45	24.350	18.654	-23.391
60	13.360	12.158	-8.995
75	29.700	31.649	6.563
90	17.520	17.011	-2.905
			4.098

Tabla 2. Prueba 2 para error en macromedidor

	<b>Electrónico</b>	<b>Inserción</b>	
<b>t (min)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Error (%)</b>
5	28.100	25.108	-10.649
10	29.500	29.945	1.508
15	21.010	27.745	32.057
20	29.600	31.592	6.731
25	26.330	24.075	-8.565
30	19.250	26.900	39.740
35	24.150	28.948	19.868
40	28.200	30.364	7.674
45	19.600	25.798	31.624
50	29.100	30.789	5.805
55	21.180	25.951	22.527
60	29.000	30.892	6.525
			12.904

Una vez que se tiene el cálculo de los diferentes errores se saca un promedio de estos para obtener el valor de un error global. Para este caso, se tomaron lecturas en intervalos a cada 15 minutos ya que es el que presenta un menor error, siendo este de 6.452 %.

### Medición y estimación de volúmenes suministrados

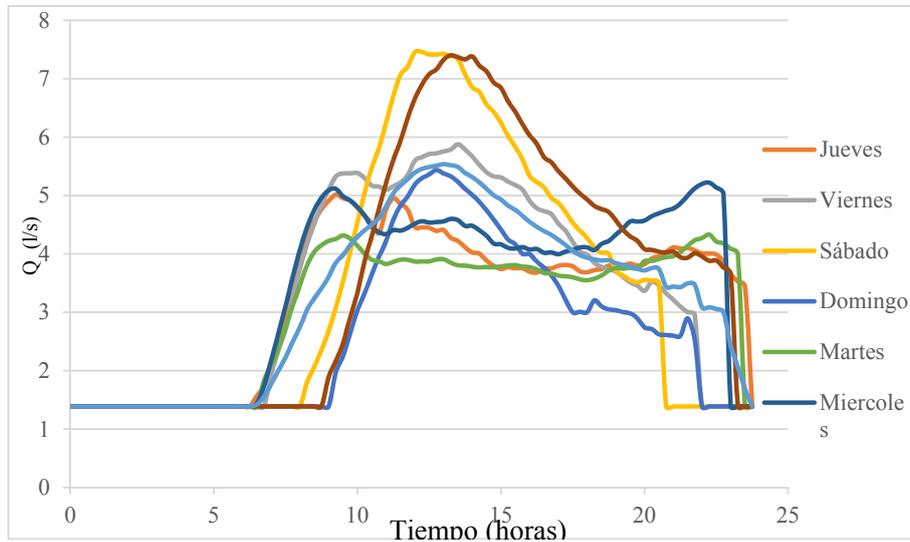
La RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa cuenta con un solo punto de abastecimiento, en la cual como ya se mencionó anteriormente, no se cuenta con el sistema hidrométrico necesario para llevar a cabo las mediciones de volúmenes que se suministran a la red.

Para tomar las mediciones de los volúmenes suministrados a la RDA del Fraccionamiento, se instaló un macromedidor de caudal ultrasónico de inserción marca DOROT ubicado exactamente en la entrada del agua a la red. Dicho medidor puede ser configurado en diferentes intervalos de tiempo para tomar la lectura de caudal (15 minutos para nuestro caso) y tiene la capacidad de almacenar datos de caudal en un data logger. El macromedidor se instaló durante una semana (del 29 de enero al 4 de febrero de 2015) y hacemos la suposición de que todas las semanas se comportan de la misma manera, es decir, todos los lunes se suministra lo mismo que los registros obtenidos el lunes que el macromedidor estuvo instalado y de igual manera para el resto de los días. Los volúmenes diarios suministrados obtenidos se muestran en la tabla 3 y en la figura 2.

Tabla 3. Volumen medido suministrado diario

<b>Lunes</b>	<b>Martes</b>	<b>Miércoles</b>	<b>Jueves</b>	<b>Viernes</b>	<b>Sábado</b>	<b>Domingo</b>	<b>Promedio</b>
314.814	266.465	296.510	282.084	291.379	291.748	230.937	281.991

Figura 2. Curva comparativa de demanda de los días de la semana



De acuerdo con las mediciones y los resultados obtenidos de la exactitud del macromedidor, se procede a ajustar el volumen de suministro. De forma que los datos aparecen en la tabla 4.

Tabla 4. Volumen suministrado corregido

	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
V. AJUSTE (m <sup>3</sup> )	-17.091						
V. CORREGIDO (m <sup>3</sup> )	297.722	249.373	279.419	264.993	274.288	274.657	213.846

#### Muestreo de errores de exactitud en micromedidores

Para determinar el error de medición de los micromedidores se realizó una prueba en campo, la cual consiste realizar una medición comparativa del micromedidor y una jarra graduada certificada con capacidad de 20 litros, para posteriormente calcular el error usando la ecuación 1. La prueba se realizó a 35 micromedidores y se obtuvo un error global de 2.25%, lo cual equivale a un volumen de ajuste en consumos de -5.885 m<sup>3</sup> por día.

#### Medición y estimación de volúmenes consumidos

Del total de tomas domiciliarias registradas en SIMAPAG se tienen los consumos realizados en diferentes meses del año, los cuales se analizarán en diversos escenarios, para así poder realizar una mejor comparativa de los volúmenes suministrados y consumidos. Los volúmenes de consumo de los meses del año 2014 que tiene registro SIMAPAG se presentan en la tabla 5.

Tabla 5. Volúmenes de consumo

	Enero	Marzo	Abril	Mayo	Agosto
TOTAL	8611	7930	9420	7841	7334
Promedio por toma	7.540	6.944	8.249	6.866	6.422
Promedio por día	277.774	255.806	314.000	252.935	236.581

Una vez que se tiene el volumen de ajuste diario se procede con la corrección de los volúmenes de consumo, lo cual se observa en la tabla 6.

Tabla 6. Volúmenes de consumo corregidos

	Enero	Marzo	Abril	Mayo	Agosto
VOLUMEN DE AJUSTE (m <sup>3</sup> )	-5.885				
VOLUMEN DIARIO CORREGIDO (m <sup>3</sup> )	271.890	249.922	308.115	247.051	230.696

### **Levantamiento de cajas de válvulas y evaluación de fugas**

El trabajo físico del levantamiento de cajas de válvulas es una actividad que tiene varios objetivos, entre los cuales se menciona: complementar la actualización de los planos de la red de distribución de agua, evaluar el estado de las cajas y de las válvulas, además de detectar fugas en los estoperos, volantes y juntas de las válvulas. La estimación del volumen de fugas en cajas de válvulas se realiza a través de dos muestreos simples con inspecciones y aforos en campo de ocurrencia de fugas. Cuando son RDA muy grandes y que cuentan con muchas cajas de válvulas, al igual que los micromedidores, se debe de calcular una muestra como lo indica la CONAGUA (2012).

En la red de estudio se tenían registradas un total de 38 cajas de válvulas en las cuales se contenían 41 válvulas de compuerta abierta de diferentes diámetros. Por lo que se tomó la decisión de inspeccionar todas las cajas de válvulas. Al llevar a cabo la inspección se identificaron en total 48 cajas de válvulas y 51 válvulas contenidas en ellas, de las cuales 49 son de compuerta abierta y 2 reguladoras de presión. Del total de válvulas supervisadas, sólo se identificaron dos pequeñas fugas que fueron aforadas en campo. Ambas fugas se localizaron en el vástago de la válvula y con un gasto de 2 mililitros por minuto. Al realizar la revisión de las cajas de válvulas se observó que no se encuentran en óptimo estado, ya que se encuentran inundadas, con basura, con escombros o tierra y algunas sin tapa, por lo que se deben de realizar acciones para mejorar el estado de las cajas y prevenir el averío de las que están en buenas condiciones para evitar problemas dentro de la red en un futuro.

### **Levantamiento de registros de toma domiciliaria y evaluación de fugas**

Al igual que con las cajas de válvulas, se realizó una inspección de una muestra de los registros que contienen las tomas domiciliarias y todos los accesorios de estas. Durante el recorrido se inspeccionaron un total de 51 tomas domiciliarias encontrando ocurrencia de fugas en un par de ellas.

Las fugas detectadas en campo se aforaron con el método volumétrico obteniendo valores de 2 mililitros por minuto y de 0.2 litros por segundo. Si se considera un periodo de tiempo extenso con la ocurrencia de dichas fugas representan pérdidas significativas, además de que con la presencia de ellas en cualquier momento se puede ocasionar una fuga mayor e incluso contaminación del agua. Por ejemplo, si la fuga de 0.2 litros por segundo durara un mes en repararse, se perderían aproximadamente 535.68 m<sup>3</sup>, lo cual representa pérdidas económicas para el OO, ya que se pierde agua previamente potabilizada, además del consumo de energía eléctrica requerida para su obtención y distribución. Cabe destacar que se realizó la reparación de la fuga por personal de SIMAPAG en el momento de su detección.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### Estimación de pérdidas potenciales totales

El volumen de pérdidas potenciales totales es el agua que ha sido suministrada a la RDA y que se pierde por fugas que no han sido detectadas o es consumida por los usuarios pero que el OO no tiene control de ella. Este volumen de pérdidas potenciales totales en el periodo de análisis del balance de agua se obtiene con la ecuación 2:

$$V_{pp} = V_{sc} - V_{cmac} - V_{ctna} - V_{ptir} \quad (2)$$

Donde:

$V_{pp}$  = Volumen estimado de pérdidas potenciales totales ( $m^3$ ).

$V_{sc}$  = Volumen de suministro total de agua corregido ( $m^3$ ).

$V_{cmac}$  = Volumen consumido medido total autorizado corregido ( $m^3$ ).

$V_{ctna}$  = Volumen consumido total no medido autorizado ( $m^3$ ).

$V_{ptir}$  = Volumen de pérdidas totales identificadas y eliminadas ( $m^3$ ).

Por lo que el volumen de las pérdidas potenciales ronda los  $3.365 m^3/ día$ , o bien,  $104.31 m^3$  mensuales, con la cual se le podría brindar el servicio de agua potable a 20 personas por día tomando la dotación de 170 litros diarios por persona que tiene SIMAPAG (CEAG, 2012).

### Nivel de pérdidas y rendimiento volumétrico

Con todos estos resultados se calcula el indicador de nivel de pérdidas del sistema de abastecimiento de agua potable usando la ecuación 3,

$$\text{Nivel de pérdidas} = \frac{V_{pr}}{V_{sc}} * 100 \quad (3)$$

Donde:

*Nivel de pérdidas* = nivel de pérdidas del sistema de abastecimiento (%)

$V_{pr}$  = Volumen estimado de pérdidas reales (fugas) ( $m^3$ ).

$V_{sc}$  = Volumen medio diario suministrado ( $m^3$ ).

Ahora bien, si se calcula el volumen diario medio de pérdidas reales tomando en cuenta las fugas localizadas se tiene un nivel de pérdidas del 6.5 %, lo cual nos dice que el estado de la RDA es aceptable.

El rendimiento volumétrico se calcula con la ecuación 4:

$$\eta_v = \frac{V_{cc}}{V_{sc}} * 100 \quad (4)$$

Donde:

$\eta_v$  = Rendimiento volumétrico (%).

$V_{cc}$  = Volumen consumido corregido ( $m^3$ ).

$V_{sc}$  = Volumen suministrado corregido ( $m^3$ ).

Se estima el rendimiento en cuatro diferentes escenarios. En el escenario 1, se considera la media de consumo de los valores diarios de cada mes y la media diaria de los registros en el suministro. En el escenario 2, se considera la media de consumo diaria de los datos más bajos y el valor máximo diario de suministro. El escenario 3 toma la media diaria de consumo en el mes de enero, que fue el mes en el que se llevó a cabo la auditoria, y la máxima diaria de los valores de suministro. El escenario 4 toma en cuenta la media diaria de consumo del mes de agosto, mes con menor consumo, y la media diaria de suministro.

Consiste en calcular la media de los valores diarios que se obtuvieron en cada uno de los meses que se tiene registro de consumo y la media diaria de los registros en el suministro, para poder estimar el rendimiento volumétrico de la RDA. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 7.

e) Tabla 7. Resultados

	<b>Escenario 1</b>	<b>Escenario 2</b>	<b>Escenario 3</b>	<b>Escenario 4</b>
Media de consumo diario (m <sup>3</sup> )	261.220	239.493	271.934	230.740
Media de suministro diario (m <sup>3</sup> )	264.900	297.722	297.722	264.900
Rendimiento volumétrico (%)	98.6	80.4	91.3	87.1

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

El propósito de plantear una serie de escenarios es definir un rango de valores de rendimiento volumétrico en la RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa, obteniendo los valores con los volúmenes sin corregir y con los corregidos. El rango de valores con los volúmenes corregidos va del 80.4 al 98.6%.

Tomando en cuenta los valores corregidos, por cada 100 litros de agua que se suministran a la red se consumen (facturan) 80.4 en el peor de los escenarios, lo que a su vez implica 296 litros de agua perdidos por metro cúbico, el resto es agua no contabilizada, que por lo mencionado anteriormente, se considera como agua perdida por fugas ya que se cubre con el total de tomas domiciliarias con micromedición y hasta el día de hoy no se han detectado tomas clandestinas dentro del área analizada. Según la CEAG (2012), el costo de producción del agua para SIMAPAG es de \$16.21 pesos por m<sup>3</sup>, lo que significa que por cada metro cúbico de agua suministrado se pierden \$3.18 pesos para el peor de los escenarios. Por ejemplo, tomando los valores de consumo del mes de abril (9420 m<sup>3</sup>) y el rendimiento de 80.4%, se obtiene un suministro de 11266.32 m<sup>3</sup>. Lo cual implica un volumen de 1846.32 m<sup>3</sup> de agua no contabilizados que equivale a una pérdida de \$26,217.74 pesos en ese mes, solamente en el fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa.

Ahora bien, considerando que SIMAPAG registró un volumen consumido estimado de 386,460 m<sup>3</sup> en el año 2012 (CEAG, 2012) y que todas las redes tuvieran el mismo rendimiento de 80.4 calculado para la RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa (existen redes en mal estado con rendimientos menores), se pierde un total de 75746.16 m<sup>3</sup>, que equivalen a \$1,075,595.40 pesos por año. Es por ello la importancia de mantener un buen rendimiento volumétrico de las redes de distribución y de invertir más en materia de detección de fugas y cálculos de agua no contabilizada.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La principal aportación de este trabajo es la ejemplificación de un método para llevar a cabo un análisis en cuanto a rendimiento volumétrico de una red de distribución de agua.

El estado actual de la RDA del fraccionamiento ex-hacienda Santa Teresa es razonable puesto que sus rendimientos en la mayoría de los escenarios propuestos son mayores al 80 %, lo cual está por encima de la media del rendimiento global que representan los OO (CEAG, 2012).

Mantener la red con un rendimiento elevado tiene muchos beneficios para el OO, como lo son la reducción en inversión del consumo de energía eléctrica, puesto que se requieren menos horas de bombeo, la reducción en la inversión del consumo de gas cloro ya que se necesita menos cantidad

para llevar a cabo una potabilización efectiva y la reducción de pérdidas de agua que influyen en la pérdida de dinero.

Pero no sólo son beneficios para el OO, sino también para los usuarios ya que pueden gozar de agua de mayor calidad que incluso podría servir para beber y evitar gastos extras en agua embotellada.

Otros beneficios para todos son que al evitar las pérdidas de agua en las redes de abastecimiento se extraería menos agua de las fuentes de captación.

El mayor problema presentado en la infraestructura fue el estado de las cajas de válvulas, que en general se puede considerar malo, lo cual puede ocasionar un problema severo a futuro.

Con lo visto hasta ahora, se presenta una serie de recomendaciones tanto para los usuarios y para el OO, las cuales se mencionan a continuación:

#### Usuario

- En caso de detectar alguna fuga noticiar al OO para su pronta reparación.
- Revisar constantemente el estado de su micromedidor.
- Pagar en tiempo y forma el servicio del agua para que se les oferte el mismo de la mejor manera posible.

#### OO (SIMAPAG)

- Realizar campañas de educación en el cuidado del agua.
- Realizar actualizaciones constantes del catastro y de la base de datos que se tienen.
- Crear un departamento exclusivo para la detección de fugas y capacitar al mismo para realizar un trabajo eficaz.
- Realizar brigadas de detección y reparación de fugas por varios métodos existentes.
- Revisar constantemente la exactitud en sus macromedidores y micromedidores.
- Sectorizar de manera adecuada todas sus redes de distribución.
- Definir distritos hidrométricos, que servirán para realizar este tipo de trabajos con mayor facilidad, dentro de los diferentes sectores.
- Realizar análisis periódicos en las redes de distribución para mantener valores razonables de pérdidas de agua.

Una vez que se siguen estas recomendaciones se puede llegar a la satisfacción por parte de los usuarios y del organismo operador. Además de mejorar el servicio de agua potable se influye para mejorar la gestión del agua, ya que hoy en día es muy preocupante por los bajos rendimientos volumétricos que presentan la mayoría de las RDA y el desinterés de los OO, que muchas veces no cuentan con el personal capacitado para llevar una buena gestión del agua.

#### **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad de Guanajuato por el apoyo recibido en la convocatoria institucional DAIP 2014, para el proyecto “Evaluación de los costos asociados a las pérdidas de agua en redes de abastecimiento del estado de Guanajuato”.

#### **REFERENCIAS**

Ashton, C.H, Hope, V.S. (2001) Environmental valuation and the economic level of leakage, Urban Water, Volume 3, Issue 4, Pages 261-270.

- Base de Datos del Sistema de Agua potable y Saneamiento de Guanajuato (SIMAPAG) (información proporcionada por el OO) (2014).
- CEAG (2012) Diagnóstico sectorial de agua potable y saneamiento. México.
- CONAGUA (2011) Programa de mejoramiento de eficiencias de Organismos Operadores. México.
- CONAGUA (2012) Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable. México.
- CONAGUA (2014) Manual de operación y procedimientos: Programa de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento en Zonas Urbanas. México.
- CONAGUA (2014a) Manual de operación y procedimientos: Programa para la sostenibilidad de los servicios de Agua Potable y Saneamiento en Comunidades Rurales. México.
- Delgado-Galván, Xitlali; Pérez-García, Rafael; Izquierdo, Joaquín; Mora-Rodríguez Jesús (2010) An Analytic Hierarchy Process for Assessing Externalities in Water Leakage Management. *Mathematical and Computer Modelling*. 52:1194-1202.
- Fuentes, O., Rodríguez, K., Jiménez, M., De Luna, F. (2004) Método para la detección de fugas en redes de distribución de agua potable usando el algoritmo genético simple. Valencia, España.
- H. Ayuntamiento del municipio de Guanajuato (2011) Proyecto del plan de ordenamiento territorial del centro de población y programa de desarrollo urbano de Guanajuato.
- Hope, W. (1892) The waste of water in public supplies, and its prevention. *Proceedings of the institute of Civil Engineers And Municipal Engineers*, (republished 1996), 115 (2), 68-75.
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). Recuperado de <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/productos/default.aspx?c=265&s=inegi&upc=702825292997%20&pf=Prod&ef=&f=2&cl=0&tg=162&pg=0>.
- May, J. (1994) Pressure dependent leakage. *World Water and Environmental Engineering*, October 10.
- Morris, R.E. Jr (1967) Principal causes and remedies of water main breaks. In: Southwest Section Meeting, Austin, Texas, October–19, 782–798.
- Mutikanga, H. E., Vairavamoorthy, and K., Sharma (2013) Methods and Tools for Managing Losses in Water Distribution. *Journal of Water Resources Planning & Management*.
- Ochoa L. (2005) Planeación de acciones de incremento y control de la eficiencia en sistemas de agua potable. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana, CONAGUA, México.
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D., and Koppel, T. (2010) A review of methods for leakage management in pipe networks, *Urban Water Journal*, 7:1, 25-45
- Vela, A.F., Espert, V., and Fuertes, V.S. (1995) General overview of unaccounted for water in water distribution systems. Improving efficiency and reliability in water distribution systems. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.
- Verde, C. (2005) Accommodation of multi-leak location in a pipeline. *Control Engineering Practice*, 13 (8), 1071–1078.
- Wiggert, D.C. (1968) Unsteady flows in lines with distributed leakage. *ASCE Journal of the Hydraulics Division*, 94 (HY1), 143–161.

## Sección 3

# Modelos numéricos aplicados a las redes de distribución de agua

## Capítulo 1. Estimativa do erro da discretização para análise de vazão através de orifícios em condutos forçados

Mayara Francisca da Silva (1), Fabio Verissimo Gonçalves (2) Johannes Gérson Janzen (3)

- (1) Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (Brasil) mayara.francisca@ufms.br
- (2) Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (Brasil) fabio.goncalves@ufms.br
- (3) Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (Brasil) johannesjanzen@gmail.com

---

**RESUMO:** A vazão através de vazamentos em sistemas de distribuição de água depende de diversos fatores tais como a pressão, área do vazamento e material da tubulação. Uma das ferramentas que pode ser utilizada para uma quantificação mais adequada do fenômeno é o *Computational Fluid Dynamics* (CFD). No entanto, embora CFD seja uma excelente ferramenta, é preciso que inicialmente sejam quantificados os erros numéricos, tais como os erros de discretização. Neste estudo, o CFD foi empregado para simular a vazão através de vazamentos em um tubo forçado para diferentes pressões. O erro de discretização da malha CFD foi avaliado utilizando o método Índice de Convergência da Malha (GCI). Para cálculo do GCI foram utilizadas três malhas com o número total de células igual a 36,663, 49,212, 223,148, respectivamente. A malha mais fina apresentou um erro de discretização baixo, sendo recomendada para futuros trabalhos na área. Ademais, os valores de vazão através do vazamento obtidos com a malha fina apresentam boa concordância com dados experimentais encontrados na literatura.

**ABSTRACT:** The flow through leaks in water distribution systems depends on many factors such as pressure, leakage area, and pipe material. One of the tools that can be used for a better quantification of the phenomenon is the Computational Fluid Dynamics (CFD). However, although CFD is an excellent tool, it is necessary that the numerical errors are initially quantified, such as the discretization errors. In this study, the CFD was used to simulate the flow through leaks in a stressed tube to different pressures. The discretization error of CFD mesh was assessed using the Grid Convergence Index (GCI). To calculate the GCI have used three meshes with the total number of cells equal to 36,663; 49,212; 223,148; respectively. The finer mesh presented a low discretization error and is recommended for future work in the area. In addition, the flow rates through the leak obtained with fine mesh show good agreement with experimental data in the literature.

---

Palavras-Chave: CFD; Sistema de distribuição de água; Vazamentos.

Keywords: CFD; Water distribution system; Leaks.

## INTRODUÇÃO

A gestão da pressão é uma importante técnica para controlar as perdas de água em sistemas de distribuição de água. Um item de fundamental importância para a gestão da pressão é a alta sensibilidade da vazão através do vazamento à pressão no sistema de distribuição de água (Greyvenstein & van Zyl, 2007; Walski *et al.*, 2009; Cassa *et al.*, 2010; Ferrante, 2012). No passado, a vazão através dos vazamentos era usualmente descrita através da equação do orifício (Equação 1):

$$Q_L = C_d A_L \sqrt{2gH} \quad (1)$$

onde  $Q_L$  = vazão de descarga,  $C_d$  = coeficiente de descarga,  $A_L$  = área do orifício (ou do vazamento) e  $H$  = carga de pressão. Através de experimentos em laboratório foi possível descobrir que a Equação 1 não fornece um modelo satisfatório para calcular a influência da pressão na vazão através do vazamento. Por essa razão, usualmente a Equação 1 é escrita de uma forma mais geral, tal como segue:

$$Q_L = cH^N \quad (2)$$

onde  $Q_L$  = vazão de descarga,  $c$  = coeficiente de vazamento e  $N$  = expoente de vazamento. O valor de  $N$  depende de fatores tais como material da tubulação, meio para o qual está sendo descarregada a vazão através do vazamento e espessura da parede do tubo, variando entre 0.5 e 2.79, com valor médio de 1.15 (Farley & Trow, 2003). Isto significa que a vazão descarregada pelos vazamentos é muito mais sensível à pressão do que era pensado anteriormente (van Zyl & Clayton, 2007). A partir da análise do estado da arte, é possível concluir que mais estudos são necessários para determinar uma lei geral para calcular a vazão através de um único vazamento que englobe todos os fatores considerados relevantes (Ferrante *et al.*, 2014).

O avanço no entendimento dos fatores intervenientes na vazão através do vazamento depende do uso de técnicas experimentais e computacionais avançadas. No contexto de técnicas computacionais, a literatura tem mostrado o uso crescente do CFD (*Computational Fluid Dynamics*). CFD é uma ferramenta que utiliza métodos numéricos e algoritmos para solucionar numericamente as equações discretizadas da conservação da quantidade de movimento, de massa e energia, nas três dimensões. Com a técnica CFD é possível obter resultados com detalhamento quase ilimitado, de forma não intrusiva, reduzindo substancialmente o tempo e os custos quando comparados com técnicas convencionais.

No entanto, embora CFD ofereça diversas vantagens, é preciso que inicialmente sejam quantificados os erros numéricos. A redução sistemática dos erros numéricos leva a uma melhor representação do problema em estudo e, portanto, aumenta a confiança no uso do modelo CFD (Tu J. *et al.*, 2008). No processo de quantificação dos erros numéricos, uma das etapas mais importantes é a quantificação dos erros de discretização. A discretização consiste na divisão do domínio em pequenos subdomínios. Esses subdomínios são denominados malha (ou *grid*) de células (elementos ou volumes de controle). Para produzir resultados acurados é essencial entender a influência do tamanho e da quantidade de células da malha na solução final (Martins *et al.* 2014). Apesar da importância da quantificação dos erros de discretização, os autores do presente estudo não conhecem estudo que realize tal avaliação para simulação computacional CFD em escoamentos através de condutos forçados.

Portanto, este estudo objetiva apresentar a avaliação do erro de discretização para análise de vazão através de orifícios em condutos forçados. Ademais, os resultados obtidos através do uso da melhor malha são comparados com dados da literatura.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### CFD

A Fluidodinâmica Computacional (*Computational Fluid Dynamics – CFD*) é uma ferramenta que vem sendo amplamente utilizada na resolução de problemas de engenharia. É uma ferramenta que utiliza métodos numéricos e algoritmos para solucionar numericamente as equações discretizadas da conservação da quantidade de movimento, de massa e energia, nas três dimensões.

Com o CFD é possível obter resultados com detalhamento quase ilimitado, de forma não intrusiva, reduzindo substancialmente o tempo e os custos quando comparados com métodos convencionais. A simulação com CFD, portanto, auxilia a compreender a natureza dos fenômenos que ocorrem em problemas tais como objeto do presente estudo.

Através das simulações CFD é possível sair de um modelo do tipo “caixa-preta”, onde não é possível observar o fenômeno físico, para um modelo “caixa de vidro”, onde o comportamento do fluido é visualizado em todo seu volume. Além disso, é possível estudar com custo e tempo reduzidos a influência de diversos fatores intervenientes na vazão através de vazamentos. As simulações CFD são feitas seguindo os seguintes passos:

### Geometria e domínio computacional

Este estudo foi baseado em uma tubulação de 107 mm de diâmetro interno, 2 metros de comprimento, espessura de 3 mm e orifício circular de 1 mm de diâmetro (Figuras 1 e 2). As características da geometria são similares àquelas de Coetzer *et. al* (2006).

Figura 1 - Modelo físico e sistemas de coordenadas (vazamento no centro com  $x = 0$ ,  $y = D/2$ ,  $z = 0$ ).

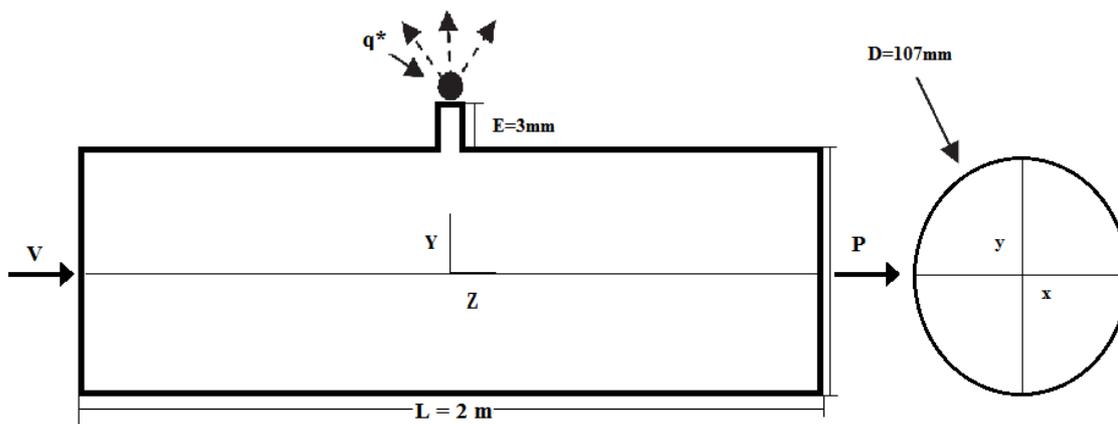
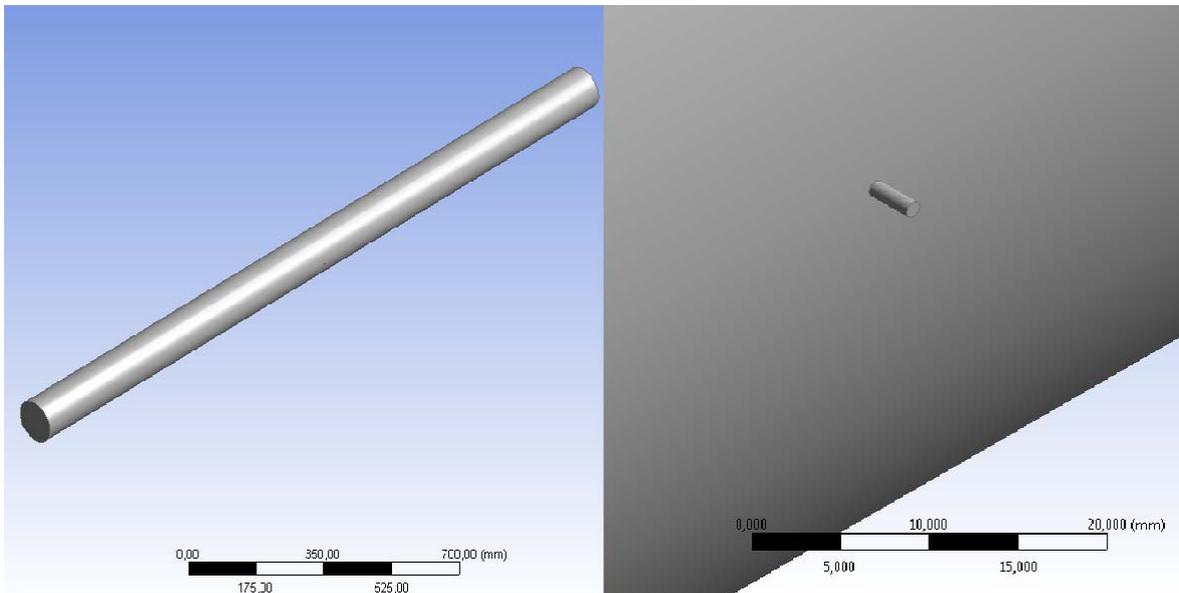


Figura 2 - Geometria CFD. Visão do tubo inteiro e detalhe do vazamento circular.



### Discretização do domínio e cálculo do erro de discretização

A estimativa do erro de discretização da malha foi calculada conforme o método descrito por Celik (2008), sendo seguido um processo com os seguintes passos:

1. *Definição de uma célula representativa.* A definição de uma célula representativa ou o tamanho da malha para um problema 3D é dado por:

$$l = \left[ \frac{1}{E} \sum_{i=1}^E \Delta v_i \right]^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

onde  $\Delta v_i$  é o volume da  $i$ ésima célula e  $E$  o número de elementos totais naquela malha.

2. *Seleção de três diferentes malhas.* Foram selecionadas três diferentes configurações da malha para o cálculo do erro de discretização com fator de refinamento no mínimo igual a 1.1 (Lateb *et al.*, 2010). O fator  $r$  de refinamento da malha é definido como a relação entre o tamanho típico de uma célula grosseira,  $l_g$ , e uma célula fina,  $l_f$ :

$$r = \frac{l_g}{l_f} \quad (4)$$

A primeira malha, mais grosseira, possui 36,663 elementos. Utilizando  $r = 1.11$ , foi obtida a segunda malha com 49,212 elementos. Finalmente, a terceira malha, considerando um fator de refinamento igual a 1.65, possui 223,148 elementos (Figura 3).

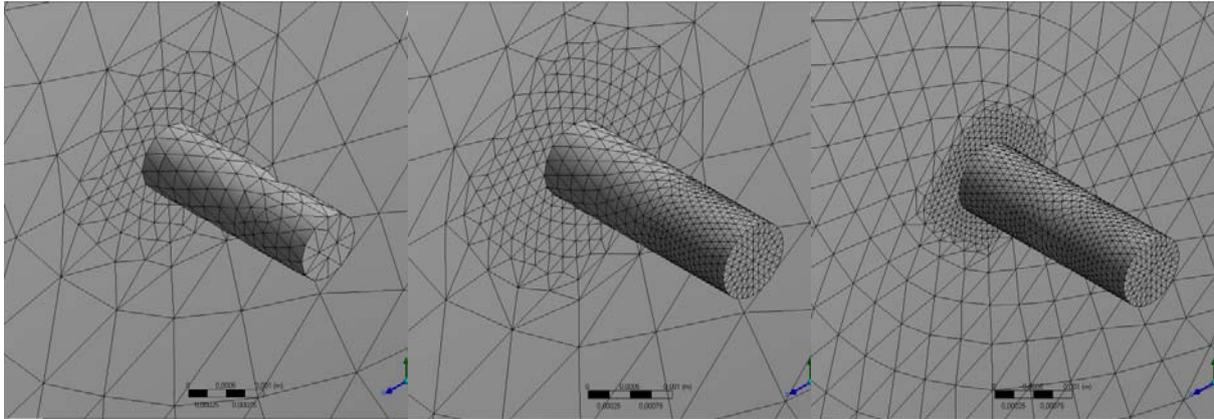


Figura 3 - Representação da Malha 1, Malha 2 e Malha 3, respectivamente.

3. *Avaliação dos erros.* O erro relativo entre a malha mais grosseira,  $Q_{i,g}$ , e a malha mais fina,  $Q_{i,f}$ , da variável de interesse (neste caso a vazão  $Q$ ), é calculado através da seguinte equação:

$$e_i = \left| \frac{Q_{i,g} - Q_{i,f}}{Q_{i,f}} \right| \quad (5)$$

O erro relativo médio para todas as vazões  $Q_i$  obtidas nas simulações com a mesma malha é:

$$e_a = \frac{1}{J} \sum_{i=1}^J e_i \quad (6)$$

onde  $J$  é o total de amostras coletadas para cada malha. O índice de convergência (GCI) é dado por:

$$GCI = F \frac{e_a}{r^{p-1}} \quad (7)$$

onde  $F$  é um fator de segurança, cujo valor é 1.25 (Celik, 2008) e  $p$  é a ordem de discretização do método. Se o sistema de interesse está baseado em uma discretização de segunda ordem, conforme o presente estudo, então  $p = 2$  (Celik, 2008). A Tabela 1 fornece detalhes dos casos computacionais usados para o estudo de refinamento de malha.

O GCI é uma medida percentual que indica quanto o valor calculado está distante do valor numérico assintótico. Ou seja, é uma estimativa de erro que indica o quão longe está a solução e quanto ela pode mudar com um próximo refinamento da malha. Um pequeno valor indica que os cálculos estão dentro da faixa assintótica.

Tabela 1. Detalhe dos cálculos do erro pelo refinamento da malha

Número de Elementos ( $10^4$ )	Valor do <i>grid</i> de refinamento	Erro Relativo Médio (%)	Índice de Convergência do Grid GCI (%)
4.9-22.3	1.65	1.77	1.27
3.6-4.9	1.11	3.07	18.86

### Condições de contorno

Na entrada da tubulação, foi considerada uma velocidade uniforme igual a 1 m/s. Na saída, a pressão foi variada entre 50KPa e 750KPa. No orifício, consideramos que o escoamento foi descarregado para o ar adotando a condição de pressão atmosférica. Na parede, foi assumida a condição de não deslizamento.

### Resolução das equações

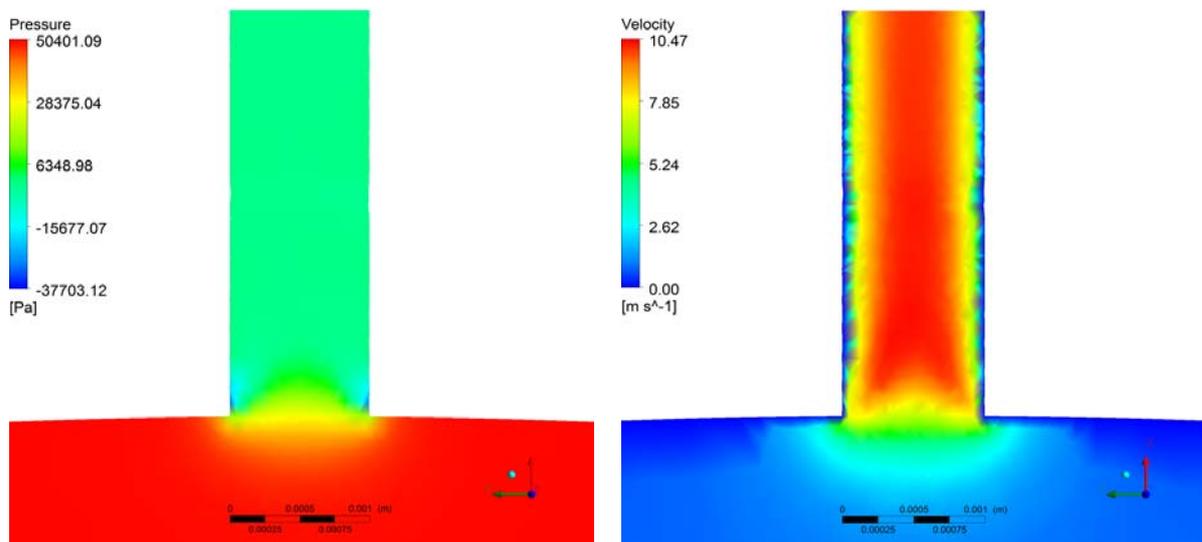
As equações de conservação de massa e de quantidade de movimento foram solucionadas pelo software CFX. Para o fechamento das equações de conservação foi utilizado o modelo de turbulência *k-epsilon*.

### RESULTADOS E DISCUSSÃO

Elevadas variações de pressão e de velocidade estão localizadas ao redor do vazamento (Figura 4). A pressão cai de 50 kPa, no interior da tubulação, para 5 kPa, próximo à saída do vazamento. Essa alta variação de pressão ocorre somente próximo ao vazamento. A velocidade aumenta bruscamente na vizinhança do orifício de 1 m/s para 10 m/s. Os valores de velocidade na saída do orifício foram utilizados para obtenção da vazão através da seguinte expressão:

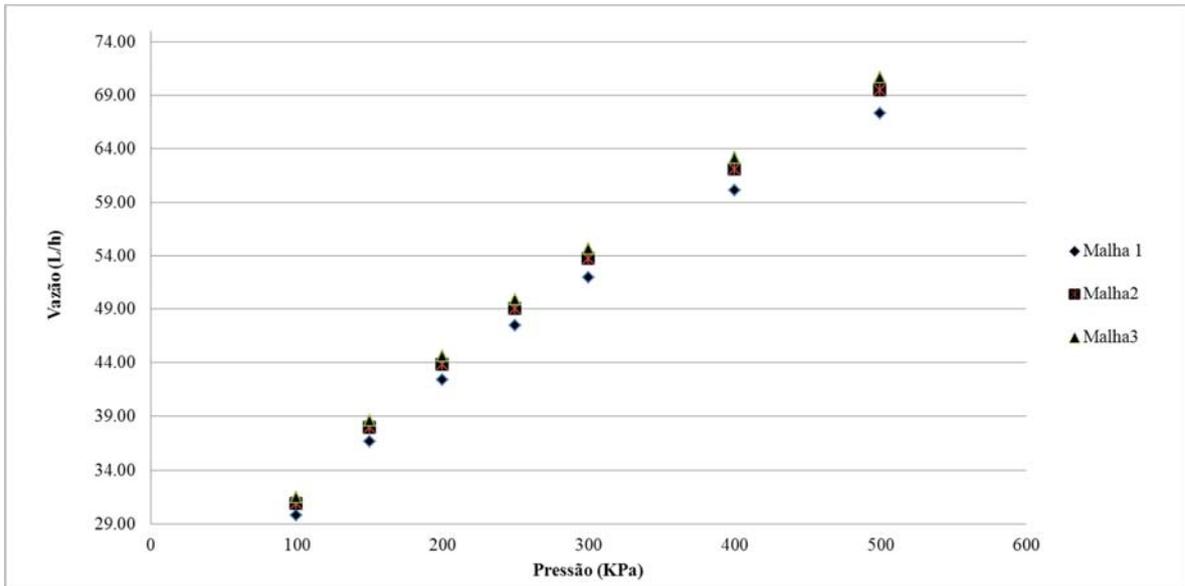
$$Q = \int v dA \quad (8)$$

Figura 4 – Perfil de velocidade e pressão na saída do orifício para Pressão 50KPa no Plano XY



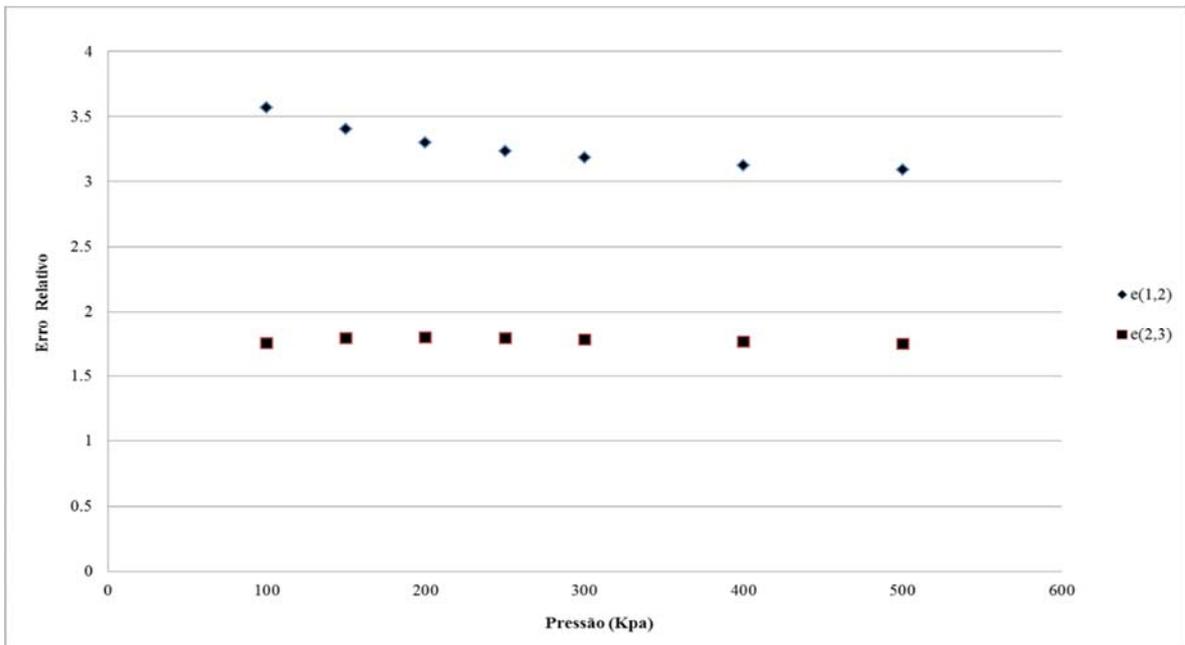
A Figura 5 apresenta a vazão em função da pressão para as três malhas. Na análise do erro de discretização, os menores valores de  $e_a$  e  $GCI$  foram obtidos para as malhas mais finas para todas as pressões.

Figura 5 - Vazão versus pressão para diferentes malhas.



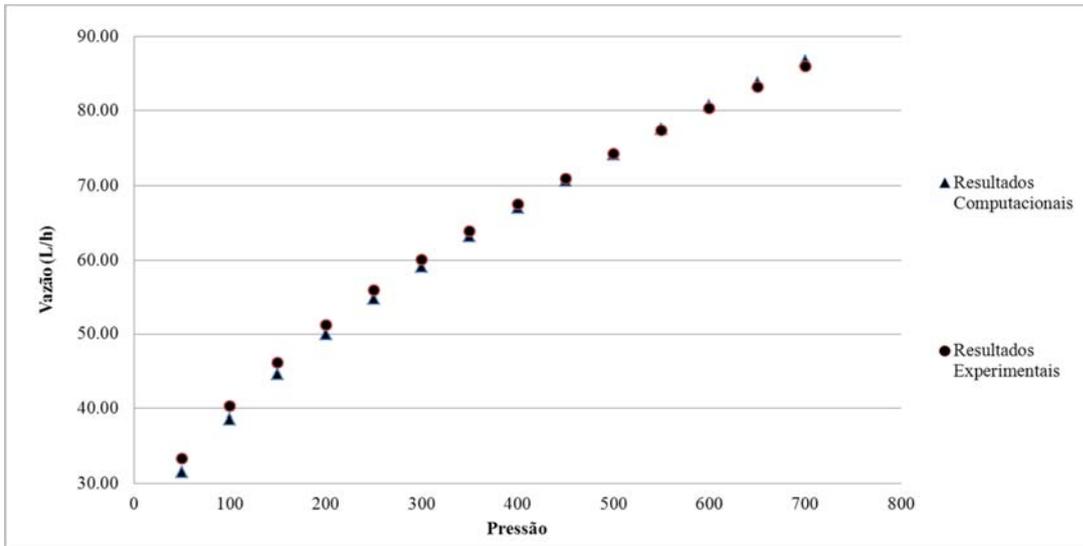
Verifica-se que os erros relativos da Malha 3 em relação à Malha 2 são menores que aqueles em da Malha 2 em relação à Malha 1 (Figura 6). O erro relativo médio é menor que 2%, enquanto que o GCI possui valor de 1,27% (Tabela 1).

Figura 6 – Erro Relativo em função da Pressão



Uma vez que os valores obtidos para as duas malhas mais finas são bem próximos, então os erros de discretização obtidos são aceitáveis e um refinamento maior da malha iria produzir o aumento do tempo computacional com aumento de acurácia praticamente desprezível.

Figura 7 - Vazão em função da pressão.

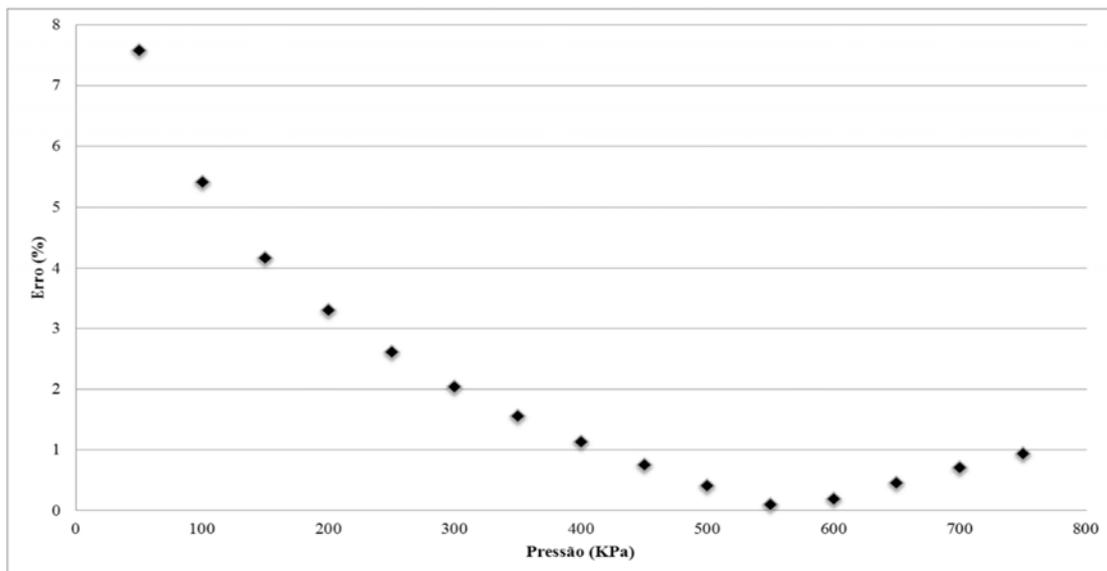


Os dados de vazão e pressão foram usados para determinar os valores dos coeficientes  $c$  e  $N$  da Equação 2. Os valores de  $c$  e  $N$  para a malha fina são iguais a 31.49 e 0.50, respectivamente. Esses valores concordam com os valores obtidos por Coetzer (2006), isto é,  $c = 33.49$  e  $N = 0.47$ .

Essa boa concordância pode também ser vista na Figura 7, a qual apresenta a vazão em função da pressão para os dados experimentais de Coetzer (2006) e computacionais (obtidos no presente estudo).

O erro médio encontrado entre as duas equações foi de 1.69% ( $\text{erro} = 1/k \sum_{i=1}^K |(Q_s - Q_c)/Q_c|$ ), onde  $Q_s$  é a vazão simulada,  $Q_c$  a vazão experimental de Coetzer (2006) e  $K$  cada intervalo de pressão. Note que conforme há um aumento na pressão, a magnitude do erro diminui (Figura 7). Após o erro atingir um mínimo (para pressão igual a 550 KPa), há um aumento do erro com o aumento da pressão.

Figura 7 - Erro médio calculado em função da pressão



## CONCLUSÕES

Este estudo analisou os erros de discretização que ocorrem em simulações CFD para problemas do tipo escoamento forçado através de tubulações com vazamentos circulares. Uma malha com aproximadamente 220 mil elementos é capaz de reproduzir com pequeno erro de discretização. Ademais, os valores obtidos computacionalmente concordam bem com dados experimentais. Portanto, CFD mostra-se uma excelente ferramenta para investigar a influência de diferentes fatores intervenientes (pressão, espessura da parede, etc.) na vazão através do vazamento, visto que é uma maneira que envolve poucos recursos.

## BIBLIOGRAFIA

Cassa, A. M., van Zyl, J.E., Laubscher, R.F. (2010) A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes. *Urban Water Journal*. pp.109–120.

Celik, I., Ghia, U., Roache, P.J., Freitas, C.J., Coleman, H., Raad, P.E (2008) Procedure for estimation and reporting of uncertainty due to discretization in CFD applications. *Journal of Fluids Engineering* pp.1-4.

Coetzer, a J., van Zyl, J.E. & Clayton, C.R.I. (2006) An experimental investigation into the turbulent-flow hydraulics of small circular holes in plastic pipes. *Water Distribution Systems Analysis Symposium*. pp.1–9.

Farley, M. & Trow, S. (2003) *Losses in Water Distribution Networks*. IWA Publishing, London.

Ferrante, M. (2012) Experimental Investigation of the Effects of Pipe Material on the Leak Head-Discharge Relationship. *Journal of Hydraulic Engineering*. pp.736-743

Ferrante, M., Brunone, B., Meniconi, S., Capponi, C., Massari, C. (2014) The leak law: from local to global scale. 12<sup>th</sup>International Conference on Computing and Control for the Water Industry.

Greyvenstein, B. & van Zyl, J.E. (2007). An experimental investigation into the pressure-leakage relationship of some failed water pipes. *Journal of Water Supply: Research and Technology*. pp.1-8.

Lateb, M., Masson, C., Stathopoulos, T., Bédard, C. (2010) Numerical simulation of pollutant dispersion around a building complex. *Building and Environment*. pp. 1788-1798.

Martins, N.M.C., Carriço, N.J.G., Ramos, H.M., Covas, D.I.C. (2014) Velocity-distribution in pressurized pipe flow using CFD: Accuracy and mesh analysis. *Computers & Fluids*. pp.218–230. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compfluid.2014.09.031>.

van Zyl, J.E. & Clayton, C.R.I. (2007) The effect of pressure on leakage in water distribution systems. *Water Management*. pp.109–114.

Walski, T., Whitman, B., Baron, M., Gerloff, F. (2009). Pressure vs . Flow Relationship for Pipe Leaks. *World Environmental and Water Resources Congress*, pp.93–102.

Tu, J., Yeoh, G.H., Liu, C. (2008) *Computational fluid dynamics – a practical approach*. Elsevier. Veldman A. Boundary layers.

## Capítulo 2. A influência da velocidade e da pressão na vazão descarregada por fissuras em sistemas de abastecimento de água

Mayara Francisca da Silva (1) Fabio Veríssimo Gonçalves (2) Johannes Gérson Janzen (3)

(1) Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (Brasil) mayara.francisca@ufms.br

(2) Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (Brasil) fabio.goncalves@ufms.br

(3) Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (Brasil) johannesjanzen@gmail.com

---

**RESUMO:** Planejamento fatorial foi utilizado para investigar a vazão através de vazamento em conduto de uma rede de distribuição de água através do uso da ferramenta *Computational Fluid Dynamics* (CFD). Foram estudados a influência de dois fatores sobre a vazão através de vazamentos: pressão e velocidade. Os efeitos principais e a interação entre os dois fatores foram analisados através de técnicas estatísticas. O fator que mais influencia a vazão através de vazamentos é a pressão. A velocidade e a interação entre a pressão e a velocidade não são estatisticamente significantes.

**ABSTRACT:** Factorial design was used to investigate the leakage flow through pipe in a water supply network using Computational Fluid Dynamics tool (CFD). The influence of two factors on the flow through leaks were studied: Pressure and velocity. The main effects and interaction between the two factors were analyzed using statistical techniques. The factor that most influence the flow through leaks is the pressure. The speed and the interaction between the pressure and the speed are not statistically significant.

---

Palavras-Chave: CFD; Hidráulica; Vazamentos; Pressão.

Keywords: CFD; Water distribution system; Leaks.

## INTRODUÇÃO

No Brasil, em média 37% de toda água distribuída pelo sistema urbano de água é perdida através de diferentes tipos de vazamentos (SNIS, 2013). Para qualquer vazamento, a redução da pressão da rede de distribuição pode reduzir a vazão perdida através do vazamento. A perda de água através de um vazamento pode ser reduzida através da gestão da pressão. Entretanto, antes de iniciar qualquer programa de redução de perdas através de vazamentos através da redução da pressão, a empresa de água precisa analisar os efeitos esperados em termos de redução da perda de água. Modelos podem ser utilizados para encontrar áreas de alta pressão e testar o impacto da redução da pressão na redução da vazão perdida através dos vazamentos.

Os modelos existentes geralmente estimam a vazão através dos vazamentos usando uma generalização da equação dos orifícios:

$$Q = cP^N \quad (1)$$

onde  $Q$  é a vazão através do vazamento,  $P$  é a carga de pressão e  $c$  e  $N$  são constantes. A equação usualmente utilizada para calcular a redução na vazão através dos vazamentos devido a uma redução na pressão é

$$Q_2 = Q_1 \left( \frac{P_2}{P_1} \right)^N \quad (2)$$

onde 1 e 2 representam duas situações de escoamento distintas. Se a vazão através do vazamento numa determinada pressão é conhecida, é possível determinar a vazão através do vazamento para outra pressão. Se o vazamento se comporta como um orifício, então o expoente  $N$  é igual a 0.5. Entretanto, vários estudos têm mostrado que  $N$  pode ser consideravelmente maior que 0.5, podendo variar entre 0.5 e 2.79, com valor médio de 1.15 (Farley & Trow, 2003) Isto significa que a vazão descarregada pelos vazamentos pode ser muito mais sensível à pressão do que anteriormente pensado (van Zyl & Clayton, 2007).

Há diversos fatores que podem influenciar o valor das constantes  $c$  e  $N$  e, conseqüentemente, da vazão através do vazamento, tais como diâmetro da tubulação, pressão, velocidade do escoamento, forma do vazamento e espessura da tubulação (Greyvenstein & van Zyl, 2007; Walski *et al.*, 2009; Cassa *et al.* 2010; Ferrante, 2012). Apesar de diversos pesquisadores terem investigado a influência dos fatores na vazão através de vazamentos, a ordem de importância relativa dos fatores e a interação entre os fatores ainda permanece um assunto em aberto. Um dos fatores que tem impedido o progresso no entendimento da importância relativa dos fatores e da interação entre os fatores é a não utilização de ferramentas da área de estatística tal como o planejamento fatorial. Os estudos realizados têm utilizado a estratégia de variar “um fator de cada vez”. Nesta estratégia, fatores intervenientes, tais como pressão, material da tubulação, etc. são analisados através da mudança de um só fator, mantendo constante os demais. Entretanto, uma investigação que inclua os efeitos principais dos fatores, juntamente com sua interação, é desejável para um melhor entendimento do assunto. O planejamento fatorial é a única estratégia que permite descobrir interações entre fatores e a importância relativa de todos os fatores.

Neste estudo, o objetivo é investigar a influência da pressão e da velocidade na vazão através de vazamentos através de um planejamento fatorial. Os dados foram obtidos a partir de simulação CFD (*Computational Fluid Dynamics*).

## MATERIAL E MÉTODOS

### CFD

A Fluidodinâmica Computacional (*Computational Fluid Dynamics – CFD*) é uma ferramenta que vem sendo amplamente utilizada na resolução de problemas de engenharia. É uma ferramenta que utiliza métodos numéricos e algoritmos para solucionar numericamente as equações discretizadas da conservação da quantidade de movimento, de massa e energia, nas três dimensões. Com a ferramenta CFD é possível obter resultados com detalhamento quase ilimitado, de forma não intrusiva, reduzindo substancialmente o tempo e os custos quando comparados com métodos convencionais. A simulação com CFD, portanto, auxilia a compreender a natureza dos fenômenos que ocorrem em problemas tais como objeto do presente estudo. Através das simulações CFD é possível sair de um modelo do tipo “caixa-preta”, onde não é possível observar o fenômeno físico, para um modelo “caixa de vidro”, onde o comportamento do fluido é visualizado em todo seu volume. Além disso, é possível estudar com custo e tempo reduzidos a influência de diversos fatores intervenientes na vazão através de vazamentos.

### Equações Governantes

A modelagem 3D foi realizada utilizando a técnica CFD, por meio do *software* comercial ANSYS CFX 14.5. Considerando escoamento incompressível, permanente e homogêneo, as equações de Navier Stokes em termos médios (RANS, Reynolds Average Navier Stokes) e de conservação de massa são dadas por:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial u_j u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_i \partial x_j} - \frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial x_j} \quad (4)$$

onde  $i$  ou  $j = 1, 2, \text{ ou } 3$ ;  $x_1, x_2, \text{ e } x_3$ , denota as direções do escoamento ( $x$ ), vertical ( $y$ ), e transversal ( $z$ ), respectivamente;  $u_1, u_2, \text{ e } u_3$ , são as velocidades medias correspondentes (i.e.,  $u_1 = u, u_2 = v, \text{ e } u_3 = w$ );  $\overline{u'_i u'_j}$  é a componente das tensões de Reynolds, onde  $u'$  denota a parte de flutuação da velocidade;  $p$  é a pressão; e  $\rho$  é a massa específica. Para o cálculo das tensões de Reynolds, foi utilizada a aproximação de Boussinesq:

$$\overline{u'_i u'_j} = \frac{\mu_t}{\rho} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (5)$$

onde  $\mu_t$  é a viscosidade turbulenta,  $\delta_{ij}$  é o delta de Kronecker ( $\delta_{ij} = 1$  para  $i = j$  e  $\delta_{ij} = 0$  para  $i \neq j$ ) e  $k$  é a energia cinética turbulenta por unidade de massa, dada por:

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u_1^2} + \overline{u_2^2} + \overline{u_3^2}) \quad (6)$$

Junto com a aproximação de Boussinesq, a definição de viscosidade turbulenta é utilizada:

$$\mu_t = \rho c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (7)$$

Onde  $c_\mu$  é uma constante empírica e  $\varepsilon$  é a taxa de dissipação de energia dada pela equação:

$$\varepsilon = \frac{k^{\frac{3}{2}}}{L} \quad (8)$$

onde  $L$  é a escala de comprimento. A distribuição de  $k$  e  $\varepsilon$  são calculadas das seguintes equações de transporte:

$$\frac{\partial \rho u_j k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\mu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + G - \rho \varepsilon \quad (9)$$

$$\frac{\partial \rho u_j \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + c_1 \frac{\varepsilon}{k} G - \rho c_2 \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (10)$$

onde  $G$  representa a geração de energia cinética turbulenta devido aos gradientes de velocidade média:

$$G = \mu_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (11)$$

Os valores das constantes são:  $c_\mu = 0.09$ ,  $c_1 = 1.44$ ,  $c_2 = 1.92$ ,  $\sigma_k = 1.0$  e  $\sigma_\varepsilon = 1.3$ .

O código numérico empregado utiliza o método dos volumes finitos para resolver as equações RANS (Equações 8 a 16) em três dimensões. Nesse método, a discretização das equações governantes ocorre, primeiramente, por meio da divisão espacial do domínio em um número arbitrário de volumes de controle, os quais são definidos com base na malha utilizando diferentes esquemas. As equações de conservação são integradas para cada volume de controle, que são utilizados para conservar quantidades relevantes como massa, momento e energia. Um maior detalhamento sobre os métodos numéricos e computacionais e a teoria aplicada pelo programa pode ser encontrado no guia de usuário do CFX® (ANSYS, 2012).

### **Geometria, domínio computacional e planejamento fatorial**

O estudo foi realizado em uma tubulação de 107 mm de diâmetro interno, 2 metros de comprimento, espessura de 3 mm e orifício circular de 1 mm de diâmetro (Figuras 1 e 2).

Figura 1. Modelo físico e sistemas de coordenadas (vazamento no centro com  $x = 0$ ,  $y = D/2$ ,  $z = 0$ ).

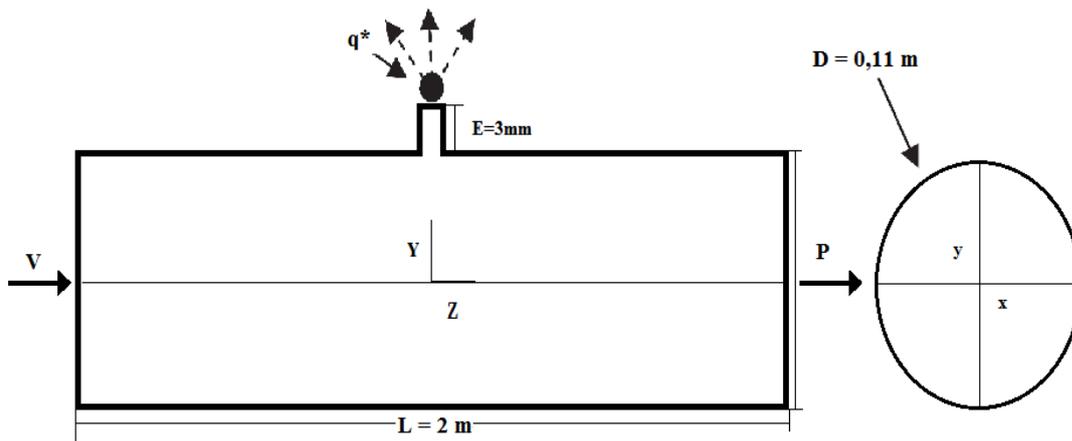
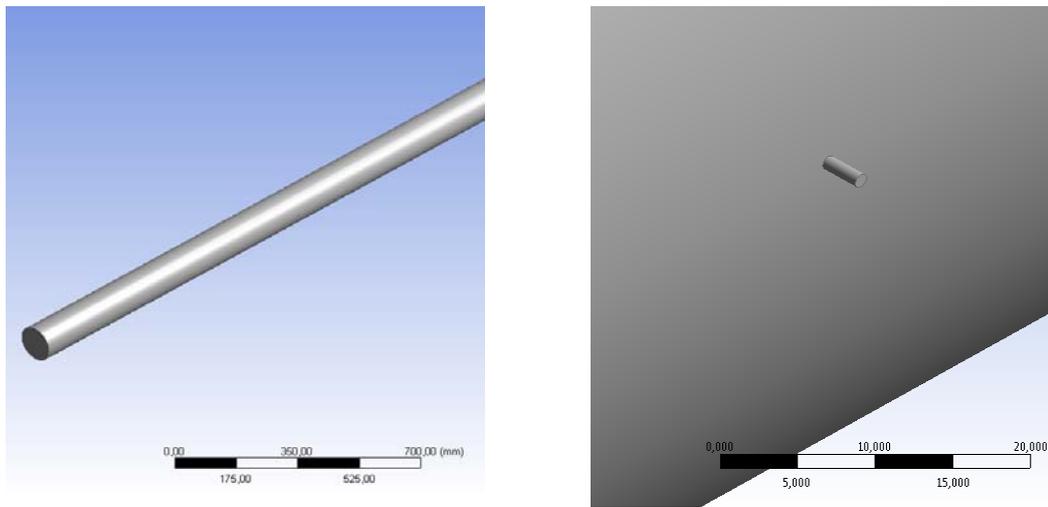


Figura 2 - Geometria CFD. Visão do tubo inteiro e detalhe do vazamento circular



Como primeiro passo, dois fatores foram investigados através de um planejamento fatorial: pressão e velocidade do escoamento. No experimento fatorial, a pressão e a velocidade são variados conjuntamente. Em cada réplica do experimento todas as combinações possíveis dos níveis dos fatores são investigadas. O efeito de um fator é a variação na resposta produzida pela mudança no nível do fator. Quando a diferença na resposta entre os níveis de um fator não é a mesma em todos os níveis dos outros fatores há uma interação entre fatores (Montgomery & Runger, 1994).

A pressão e a velocidade foram investigadas em dois níveis cada. Este é um planejamento fatorial de dois níveis e dois fatores. Dois fatores a dois níveis dá um total de quatro experimentos. As quatro condições são dadas na Tabela 1.

A Tabela 2 representa a matriz do planejamento experimental. Os sinais mais (+) e menos (-) indicam os níveis dos fatores. As velocidades mínima e máxima foram, respectivamente, 0.6 m/s e 3.5 m/s. As velocidades escolhidas correspondem às velocidades mínima e máxima recomendadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para Projetos de Rede de Distribuição de Água. Também com base na ABNT 12.218 foram escolhidas as pressões mínima e máxima: 100KPa (1bar) e 500KPa (5bar).

Tabela 1. Níveis dos fatores (pressão e velocidade) e resposta (vazão).

Experimento	Pressão (KPa)	Velocidade (m/s)	q (L/h)
1	100	0.6	10.69650
2	100	3.5	10.69477
3	500	0.6	24.06269
4	500	3.5	24.06586

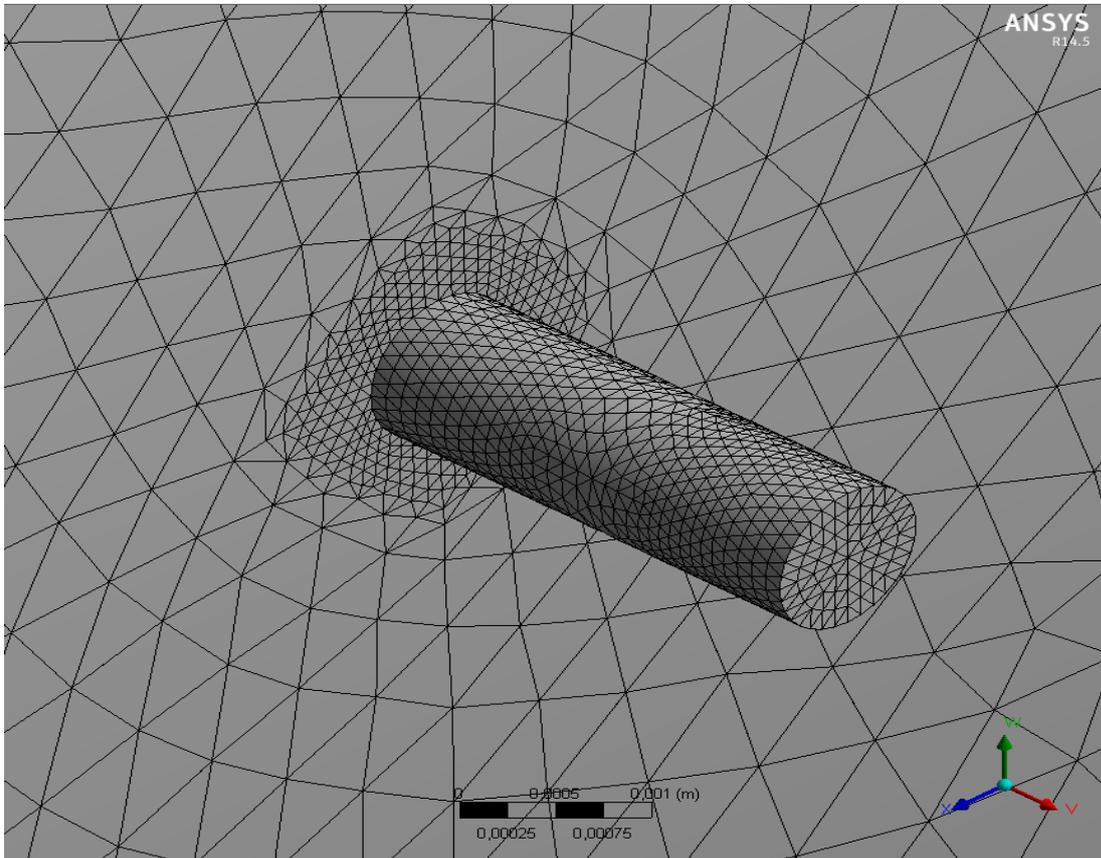
Tabela 2. Matriz do Planejamento Fatorial

Experimento	Pressão (KPa)	Velocidade (m/s)
1	-	-
2	-	+
3	+	-
4	+	+

### Discretização do domínio e geração da malha

Conforme já dito, o domínio é dividido em pontos de aplicação das equações para obtenção das soluções numéricas. O conjunto de pontos discretos é denominado de malha. O número de elementos utilizados foi da ordem de  $10^4$ . O tipo de bloco (tetraedro) e o número de elementos foram escolhidos após a realização de testes para assegurar resultados representativos e independentes da malha, seguindo método descrito por Celik (2008).

Figura 3. Malha típica usada nas simulações CFD.



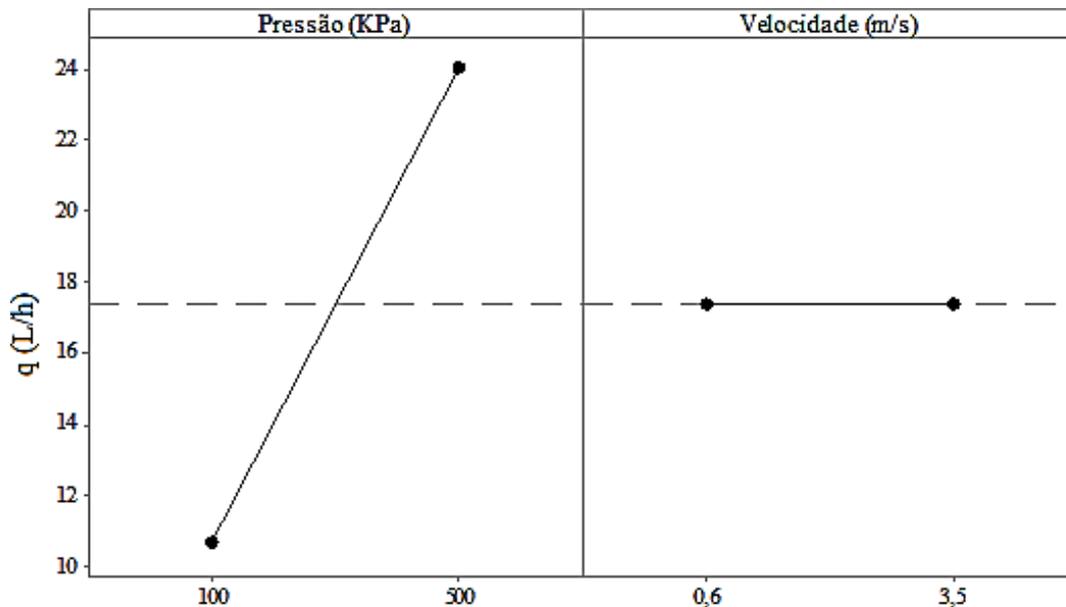
### Condições de contorno

Na entrada da tubulação, foi considerada uma velocidade uniforme igual a 1 m/s. Na saída, a pressão foi variada entre 50KPa e 750KPa. No orifício, consideramos que o escoamento foi descarregado para o ar, adotando condição de pressão atmosférica. Na parede, foi assumida a condição de não deslizamento.

### RESULTADOS E DISCUSSÃO

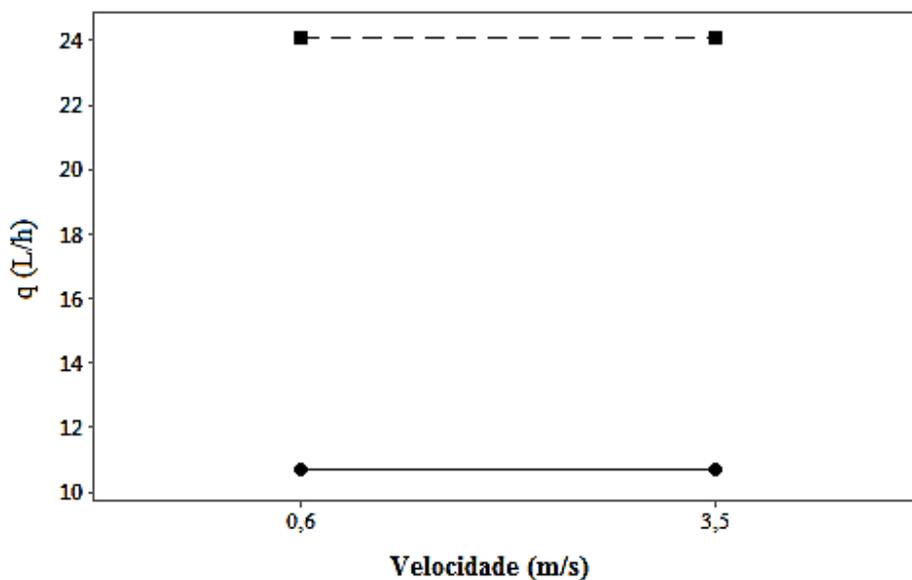
Na Tabela 2 estão apresentados os resultados das vazões através dos vazamentos. A Figura 4 apresenta os efeitos principais, isto é, os efeitos dos fatores produzido pela mudança no nível do fator. É possível observar que o aumento da velocidade não altera significativamente a vazão através do vazamento, enquanto que o aumento da pressão produz um aumento na vazão através do vazamento. A maior vazão através do vazamento foi observada para pressão de 500 kPa e velocidade de 3,5 m/s.

Figura 4. Efeitos principais da pressão e da velocidade na vazão.



É possível que a vazão seja afetada pela forma combinada da atuação dos fatores. A Figura 5 apresenta os dados da Tabela 1 em função dos níveis da velocidade para ambos os níveis de pressão. Note que as linhas para pressão baixa e pressão alta são aproximadamente paralelas, indicando que a pressão e a velocidade não interagem significativamente.

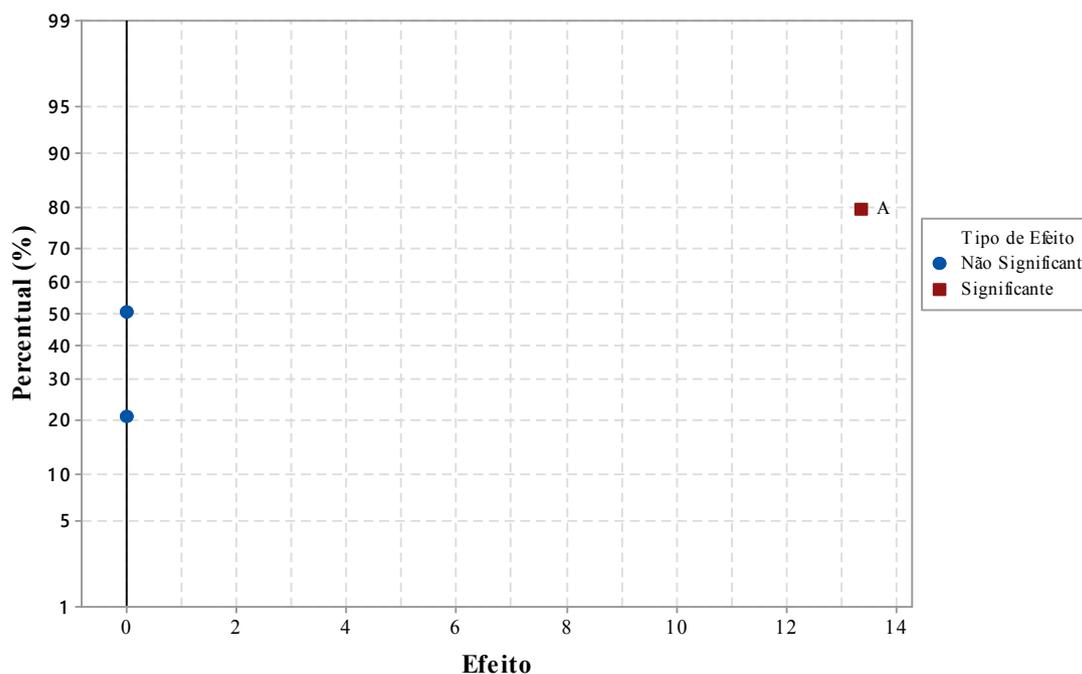
Figura 5. Interação entre os fatores da pressão e da velocidade na vazão. (•) P = 100KPa e (□) P = 500KPa



Antes de interpretar os efeitos dos fatores principais e da interação entre os fatores, nós desejamos saber se os efeitos são grandes o suficiente para terem surgido a partir de erros aleatórios. Como na

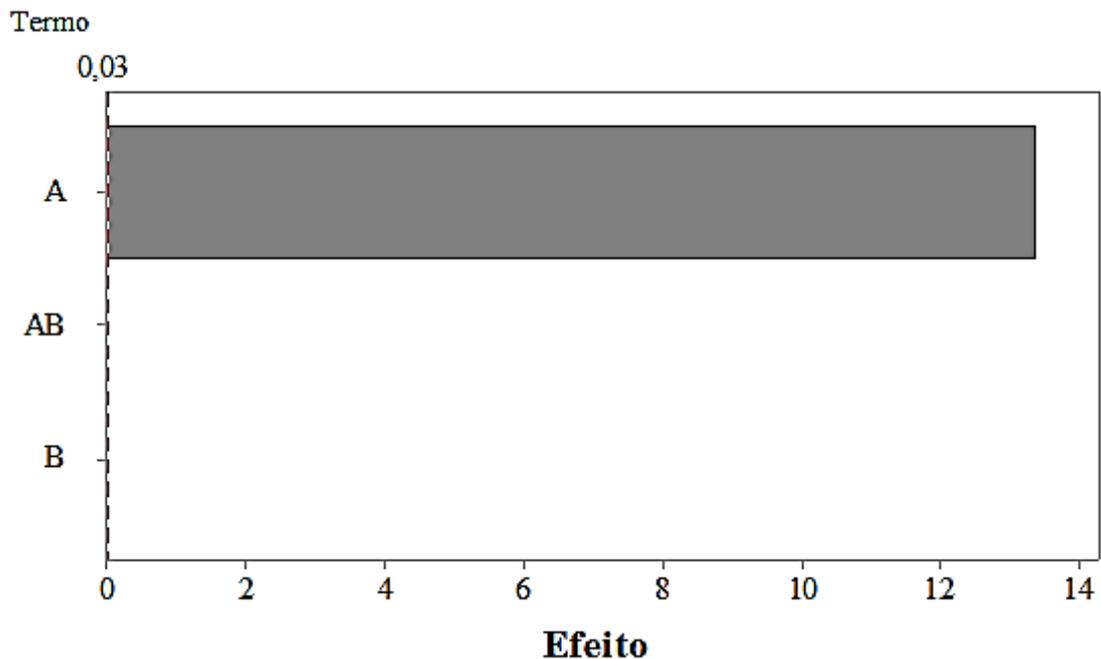
presente simulação computacional não é possível obter réplicas para condição experimental, então não é possível computar a variância. Entretanto, se os efeitos são aleatórios, então é esperado que eles possuam uma distribuição normal. A Figura 6 apresenta o gráfico da distribuição normal dos efeitos principais e sua interação. Efeitos aleatórios caem sobre a linha. Eles não são estatisticamente significantes. Efeitos não aleatórios caem fora da linha. Esses efeitos são considerados estatisticamente significantes. Note que somente o efeito da pressão cai fora da linha, sendo considerado estatisticamente significativo.

Figura 6. Probabilidade normal dos efeitos principais e sua interação, onde A=Pressão e B=Velocidade



O gráfico de Pareto fornece a importância relativa dos principais efeitos e sua interação (Figura 7). A linha vertical no gráfico indicada a magnitude do efeito estatisticamente significativo para 95% de confiança. O comprimento de cada barra é proporcional ao valor estatístico calculado para cada efeito associado. Toda barra após a linha vertical é estatisticamente significativa para o efeito selecionado. É possível observar que a pressão é o único fator significativo estatisticamente. A importância da pressão para a vazão através de vazamento já foi amplamente discutida (ver, por exemplo, (Greyvenstein & van Zyl, 2007; Walski *et al.*, 2009; Cassa *et al.* 2010; Ferrante, 2012). Entretanto, a informação de que a velocidade e a interação entre a velocidade e a pressão não são estatisticamente significantes é nova. O planejamento fatorial é a única forma de descobrir a informação da significância da interação entre velocidade e pressão.

Figura 7. Gráfico de Pareto dos efeitos da pressão (A), velocidade (B) e interação entre pressão e velocidade (AB) na vazão, com  $\alpha = 0,05$ .



## CONCLUSÕES

A vazão através de vazamentos em redes de distribuição de água é influenciada por uma série de fatores, tais como material da tubulação, espessura da tubulação, pressão, etc. Neste estudo, investigamos a influência dos fatores pressão e velocidade do escoamento através de planejamento fatorial. A investigação foi realizada através da ferramenta *Computational Fluid Dynamics* (CFD). Os resultados mostram que a pressão é o único efeito relevante estatisticamente, corroborando resultados já encontrados na literatura. A velocidade e a interação entre a velocidade e a pressão não são estatisticamente significantes. Essa é uma informação nova.

## BIBLIOGRAFIA

ANSYS Inc.(2012), CFX-Pre Users Guide Release 14.5.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.218: Projeto de Rede de Distribuição de Água para Abastecimento Público. Rio de Janeiro, 1994.

Cassa, a. M., van Zyl, J.E., Laubscher, R.F. (2010) A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes. *Urban Water Journal*, 7(August 2013), pp.109–120.

Celik, I., Ghia, U., Roache, P.J., Freitas, C.J., Coleman, H., Raad, P.E (2008) Procedure for estimation and reporting of uncertainty due to discretization in CFD applications. *Journal of Fluids Engineering* pp.1-4.

Farley, M. & Trow, S. (2003) *Losses in Water Distribution Networks*. IWA Publishing, London.

Ferrante, M. (2012) Experimental Investigation of the Effects of Pipe Material on the Leak Head-Discharge Relationship. *Journal of Hydraulic Engineering*. pp.736-743

Greyvenstein, B. & van Zyl, J.E. (2007). An experimental investigation into the pressure-leakage relationship of some failed water pipes. *Journal of Water Supply: Research and Technology*. pp.1-8.

Montgomery, D.C., Runger, G.C. (1994) *Applied statistics and probability for engineers*. John Wiley & Sons, Inc, 1994.

Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS (2013) Diagnóstico dos serviços de água e esgotos - 2013. Brasília, DF.

Van Zyl, J.E. & Clayton, C.R.I. (2007) The effect of pressure on leakage in water distribution systems. *Water Management*. pp.109–114.

Walski, T., Whitman, B., Baron, M., Gerloff, F. (2009). Pressure vs . Flow Relationship for Pipe Leaks. *World Environmental and Water Resources Congress*, pp.93–102.

## Capítulo 3. Reconstrucción 3D de elementos de redes de agua mediante la interpretación de imágenes de GPR en un entorno urbano

*David Ayala-Cabrera (1), Rafael Pérez-García (1), Joaquín Izquierdo (1), Manuel Herrera (2)*

(1) Universitat Politècnica de València (España) {daaycab; rperez; jizquier}@upv.es

(2) Imperial College of London (United Kingdom) a.herrera-fernandez@imperial.ac.uk

---

**RESUMEN.** La inclusión de la tecnología en sistemas de servicio urbanos (e.g. sistemas de abastecimiento de agua - SAAs) es un reto en la actualidad. Los datos obtenidos con estas nuevas tecnologías debería, en un principio, facilitar los procesos de toma de decisiones para las actuaciones a realizar en los activos de estos sistemas. En este sentido, encontramos herramientas que favorecen el estudio de componentes de SAAs sin alterar las condiciones del entorno (métodos no destructivos). No obstante, el gran volumen de información y la dificultad de interpretación de estos datos minimizan el potencial de uso de estas herramientas. En este trabajo se ha empleado el georadar (ground penetrating radar - GPR) como técnica no destructiva, que permite la visualización de tuberías y fugas de agua en SAAs. Es así como en este documento se evalúa la viabilidad para realizar reconstrucciones 3D de componentes de SAAs a partir de imágenes de GPR.

**ABSTRACT.** The inclusion of advanced technologies in public service management (e.g. water distribution systems - WDSs) is a challenge today. The knowledge gained from the use of these new technologies can facilitate the process of decision-making regarding the actions to be taken on the assets of such systems. Recently, tools that support the study of WDS components without altering the environment (non-destructive methods) have gained considerable interest. However, the large volume of the information generated and the difficulty of interpreting this huge amount of data hinder the potential for using these tools. In our work, we have used ground penetrating radar (GPR) as a non-destructive technique, which allows visualization of pipes and leaks in WDSs. As a result, the feasibility of 3D reconstruction of WDS components through images obtained from GPR surveys is evaluated.

---

Palabras clave: métodos no destructivos, georadar, componentes de sistemas de abastecimiento de aguas, entornos urbanos, interpretación de imágenes de georadar.

Keywords: Non-destructive methods, ground penetrating radar, water supply systems components, urban environments, GPR images interpretations.

## INTRODUCCIÓN

El conocimiento de los trazados y características (condición, edad, por ejemplo) de los componentes (tuberías, válvulas, entre otros) de los sistemas de abastecimiento de agua (SAAs) es esencial para la gestión eficiente y dinámica de estos sistemas. Este conocimiento es crucial para alcanzar objetivos de la gestión técnica de los SAAs tales como: identificación de conexiones ilegales, detección y control de fugas de agua, simulación y operación de redes, estudio de la evolución de los contaminantes en las redes, planificación del mantenimiento, la rehabilitación y la renovación de los componentes de los sistemas de suministro, entre otros. Es de esta manera cómo los métodos no-destructivos cobran importancia en la inspección de componentes de los SAAs, buscándose con ellos minimizar el impacto social y económico que conllevan métodos más comúnmente empleados (por ejemplo, excavación). La selección del georadar (GPR – ground penetrating radar), en este trabajo, se realizó al considerar sus características como método no destructivo, que permite detectar trazados y características de tuberías de materiales metálicos y no metálicos. Adicionalmente, este método permite el reconocimiento de otras características de los SAA, tales como las fugas de agua (Ayala-Cabrera et al., 2013.b).

La evaluación de los ensayos de GPR mediante el análisis 3D para la detección de objetos es una actividad bastante común en varios campos, encontrándose trabajos, como Dyana et al. (2012), en la detección de minas antipersona. De igual manera, en la visualización de excavación arqueológica estratificada (Peña & Teixidó, 2013). En ingeniería civil también encontramos algunos ejemplos en la calibración de medidas de puentes (Heikkilä et al., 2010), entre otros. En estos casos de ejemplo, se construyen volúmenes, sobre los cuales se toman perfiles, ya sean en profundidad o en capas de superficie. Posteriormente, se van realizando interpretaciones sobre el mismo volumen, obteniendo finalmente la reconstrucción. Sin embargo, este proceso es complejo y añade a la ya importante dificultad de interpretación, el coste computacional de gestionar la gran cantidad de datos (con un volumen) que pueden obtenerse de prospecciones con GPR. En este documento, por su parte, se propone realizar las interpretaciones directamente sobre los perfiles capturados y, posteriormente, generar a partir de ellos modelos 3D. Con esto se busca simplificar el proceso de construcción de interpretaciones de GPR, reduciendo el cambio de dimensiones y determinándolo solo como de 2D a 3D. Para ello se planteó se realizó un pre-procesamiento de los datos y sobre los datos obtenidos se realizaron dos tratamientos de la información. Los resultados de los tratamientos fueron conjugados en una imagen única que acotara el espacio a interpretar de cada imagen. Con esto se buscaba favorecer la selección y extracción de objetos a ser representados mediante modelos 3D.

La contribución principal de este trabajo, es la evaluación de la viabilidad de generar modelos 3D a partir de imágenes de GPR, en entornos urbanos. El objetivo es mostrar la importancia de avanzar en estudios hacia la interpretación automática de imágenes de GPR. Con ello se persigue favorecer el entendimiento de las características del suelo evaluado por parte de personal no altamente cualificado en el uso de técnicas no destructivas.

## METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA INTERPRETACIONES DE IMAGENES DE GPR

El funcionamiento del método de GPR 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 se encuentra a su paso. La respuesta del medio a las señales emitidas, captada en tiempos determinados se denomina traza y la misma revela las características electromagnéticas del medio. La sucesiva acumulación de estas trazas genera los llamados radargramas. La visualización de estos radargramas, suele realizarse mediante la aplicación de escalas de colores (generalmente escala de gris), generando con esto las imágenes de GPR. Este último aspecto, es de particular interés en este documento, debido a que el análisis del mismo se realiza tomando como punto de partida esta clasificación. El análisis que llevaremos a cabo en esta sección se basa en la variable temporal. Para ello se extraen los picos (valores máximos y mínimos) de las ondas generadas y contenidos en las imágenes de GPR. En ellos se estudia la tendencia del recorrido de cada traza y es tomado el valor promedio de tiempo entre pico y pico. El principio es básico, asumiendo que el terreno fuese homogéneo, cada pico obtenido, tendría correspondencia entre sí. Sin embargo, se debe tener en cuenta que aunque el material sea homogéneo, en la realidad los valores medidos serán diferentes, pero muy próximos entre sí. Es así como valores muy diferentes entre demarcan la existencia de anomalías.

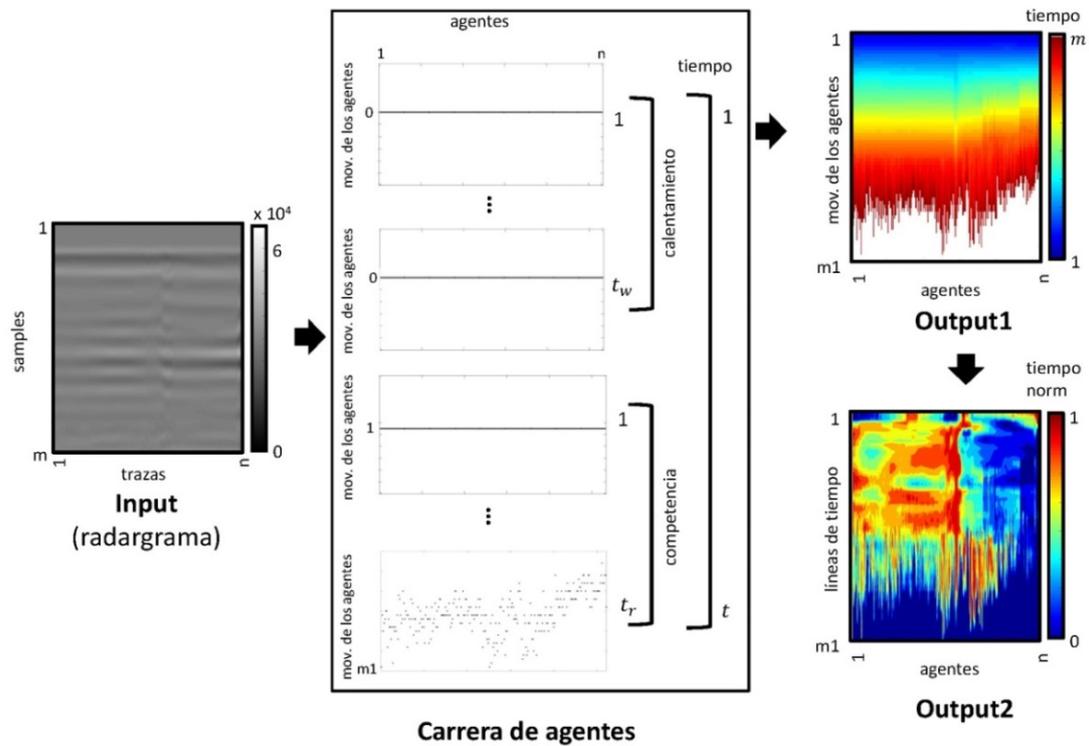
El pre-procesado de imágenes de GPR, empleado en este documento, fue planteado por Ayala-Cabrera et al. (2013) y fue llamado carrera de agentes. El algoritmo carrera de agentes está basado en la teoría de juegos y en él se usa el paradigma multi-agente (Shoham & Leyton, 2009). El input de este algoritmo, es el radargrama resultante de la prospección GPR, que consiste en una matriz de tamaño  $m \times n$ . Las  $n$ -trazas generadas en la prospección con GPR son empleadas en este trabajo como pistas paralelas que recorrerán los  $n$ -agentes. La carrera será es una prueba de resistencia entre los agentes, siendo el premio para cada agente de un movimiento por cada esfuerzo realizado. Los esfuerzos se encuentran basados en los valores de amplitud de onda de cada columna de la matriz (radargrama). La carrera de los agentes está comprendida por dos fases: a) calentamiento y b) competencia. La carrera comprende un tiempo total  $t = tw + tr = m$ , siendo  $tw$  el tiempo de calentamiento y  $tr$  el tiempo de competición. Los desplazamientos de los agentes en  $tr$ , son condicionados por el cambio de tendencia de la amplitud de onda de la traza que recorren. La carrera termina cuando se cumpla el tiempo  $t$  y el agente ganador es el que obtiene mayor desplazamiento en este tiempo. El output (*Output1*) de este proceso será una matriz de tamaño  $m1 \times n$ , donde  $m1$  = número máximo de desplazamientos. Se debe mencionar que para igualar todos los  $m1$  de los  $n$ -agentes, se seleccionó el máximo  $m1$  para generar el output1. Siendo los tiempos faltantes para los restantes agentes son rellenados con  $t$  (512 en este trabajo) hasta completar la matriz. Las columnas de esta matriz, describen el movimiento de los agentes en relación a la competición. En este trabajo, llamaremos a los movimientos obtenidos por los agentes como líneas de tiempo. Este pre-procesado demarca dos espacios de trabajo el espacio original y el espacio del pre-procesado. El primero, demarcado por el tamaño de la matriz en bruto ( $m \times n$ ). El segundo por su parte, esta demarcado por el tamaño del output1 ( $m1 \times n$ ). El estudio presentado en este documento tomará como punto de partida la matriz obtenida del pre-procesamiento y conjugará las propiedades de los datos contenidos en ella en ambos espacios (original y pre-procesado). Para ello hemos planteado dos tratamientos de estos datos. El primer tratamiento relaciona los datos de cada línea de tiempo en el espacio de pre-procesado. El segundo proyecta los datos en el espacio original y determina si la relación con sus vecinos es de líneas rectas horizontales, clasificando sus resultados como 0 para los datos capaces de formar líneas rectas horizontales y 1 para los que no. Realizados estos dos tratamientos, los resultados

son conjugados en el espacio del pre-procesamiento y la interpretación de estas imágenes será la base para seleccionar los datos a representar en 3D. A continuación se describen los tratamientos planteados.

### Tratamiento 1

Obtenidas las matrices que contendrán los tiempos de los picos obtenidos en cada traza (*Output1*), en cada línea de tiempo, se ordenará de mayor a menor el tiempo obtenido en la competencia por cada agente. Siendo numerados desde 1 consecutivamente los valores de tiempo ordenados y dándole la misma numeración a tiempos iguales. Estas líneas de tiempo serán posteriormente normalizadas, de lo cual se obtendrá el *Output2*. El resumen del tratamiento1, se presenta en la Figura 1.

Figura 1. Esquema del algoritmo de carrera de agentes. Obtención del *Output1* y *Output2*.



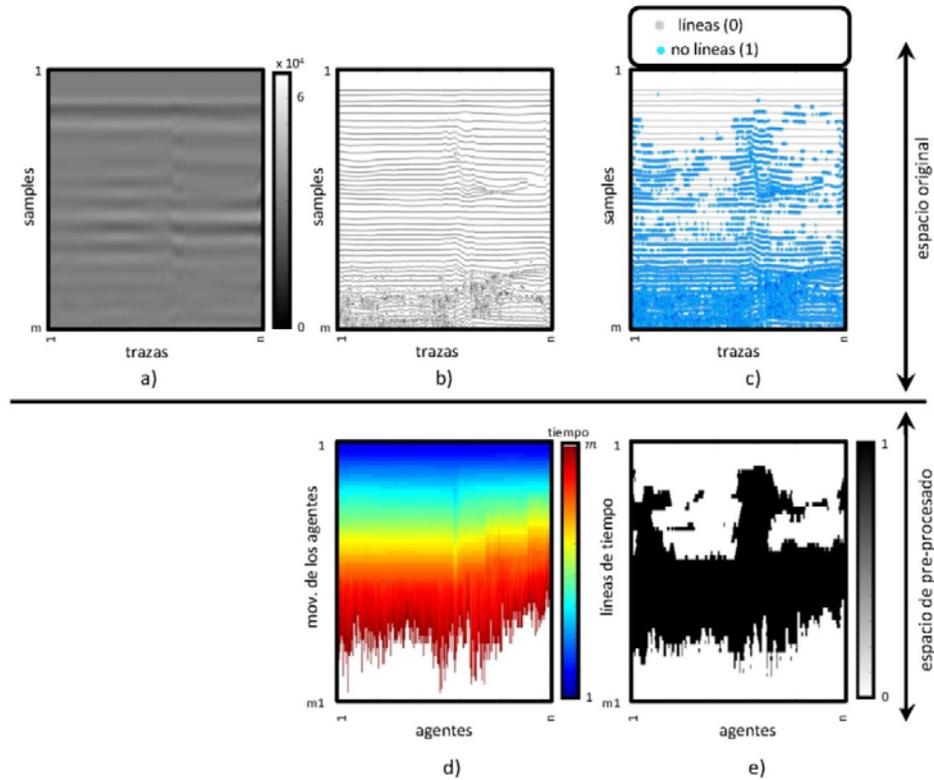
Este tratamiento nos permitirá quitar la diferencia creciente de tiempo entre las filas resaltando con mayor intensidad anomalías muy pequeñas y muy difíciles de observar en imágenes en bruto. Sin embargo, se debe tener cuidado con esta regularización, debido a que si bien las anomalías son resaltadas, las intensidad de las mismas es determinada conforme el terreno prospectado en cada perfil y la misma puede generar errores visuales para la interpretación. Pero aunque esto suceda, la interpretación basada en formas nos delimitará áreas y zonas de interés para facilitar análisis más complejos.

## Tratamiento 2

El tratamiento 2, se basa en la idea planteada por Ayala-Cabrera et al. (2011.a) de la eliminación de líneas rectas horizontales de las imágenes pre-procesadas de GPR. Teniendo en cuenta que la imagen está compuesta por combinación de diferentes formas, se plantea que la no variación de la amplitud de onda de manera horizontal, corresponde a la no presencia de tuberías. Esto al tener en cuenta que las figuras de las tuberías se ven representadas en los radargramas en forma de hipérbolas. Este método, toma como entrada el radargrama resultado de la prospección (matriz en bruto, Figura 2,a) y realiza la gestión del mismo en tres etapas: a) binarización, b) segmentación y limpiado y c) refinado. Este método empleaba una transformación de la matriz en bruto en dos imágenes ( $T14$  y  $T15$ ) que contenían los picos máximos y mínimos de las ondas de cada traza y que fue planteado por Ayala-Cabrera et al. (2011.b). El empleo de estas dos matrices obligaba a la realización de la etapa 1 y 3 del método. En este trabajo planteamos reemplazar estas matrices que proporcionaba esta transformación por el *Output1* (ver Figura 2,d). Esto debido a que el principio de análisis en ambos casos es similar (picos máximos y mínimos de las ondas) y nos permitirá reducir el número de etapas del método de eliminación de líneas rectas horizontales. Siendo que en este caso solo emplearemos la etapa 2 (segmentación y limpiado).

La segmentación es el proceso de dividir imágenes en regiones u objetos cuyos puntos (píxeles) poseen atributos similares. Cada región segmentada suele tener un significado dentro de la imagen, siendo el objetivo simplificar y/o cambiar la representación de una imagen en otra más significativa y más fácil de analizar. La transformada de Hough, perteneciente a las técnicas de segmentación (técnicas basadas en la frontera) es empleada en el tratamiento 2 con el fin de detectar las líneas horizontales y posteriormente clasificarlas como datos susceptibles a ser eliminados en la imagen (limpiado). La cantidad de puntos que componen cada línea y las características de cada una para la eliminación y aplicación de cada paso, fueron determinadas en ensayos iterativos, hasta al alcanzar una configuración estable que permitiese determinar y eliminar las zonas no plausibles de localización de la tubería deseada en la imagen en Ayala-Cabrera et al. (2011.a). La etapa de segmentación y limpiado fue gestionada en tres pasos: a) detección de bordes, b) detección de líneas horizontales y c) eliminación de líneas. Con el cambio de las  $T14$  y  $T15$ , por el *Output1*, el primer paso de esta etapa (detección de los bordes), se hace innecesario. No obstante en este punto, hemos proyectado los datos contenidos en el *Output1* en el espacio original (ver Figura 2,b), esta proyección de los datos servirá para alimentar el paso 2. En el paso 2, los datos proyectados en el espacio original, son trasladados al espacio paramétrico de Hough, con el fin de detectar solo líneas rectas horizontales. En el tercer paso, los datos que componen a las líneas rectas horizontales detectadas son clasificadas como 0 (datos susceptibles a eliminación) y los datos restantes (datos no líneas rectas horizontales) fueron clasificados como 1, en el espacio original (ver Figura 2,c) y en el espacio de pre-procesado (ver Figura 2,e). A la matriz obtenida de la clasificación de líneas y no líneas, en el espacio de pre-procesado, mediante la transformada de Hough, la llamaremos *Output3*.

Figura 2. Obtención del *Output3* – segmentación y limpiado. a) Radargrama, b) y d) *Output1*, c) y e) clasificación líneas y no líneas rectas horizontales. e) *Output3*.

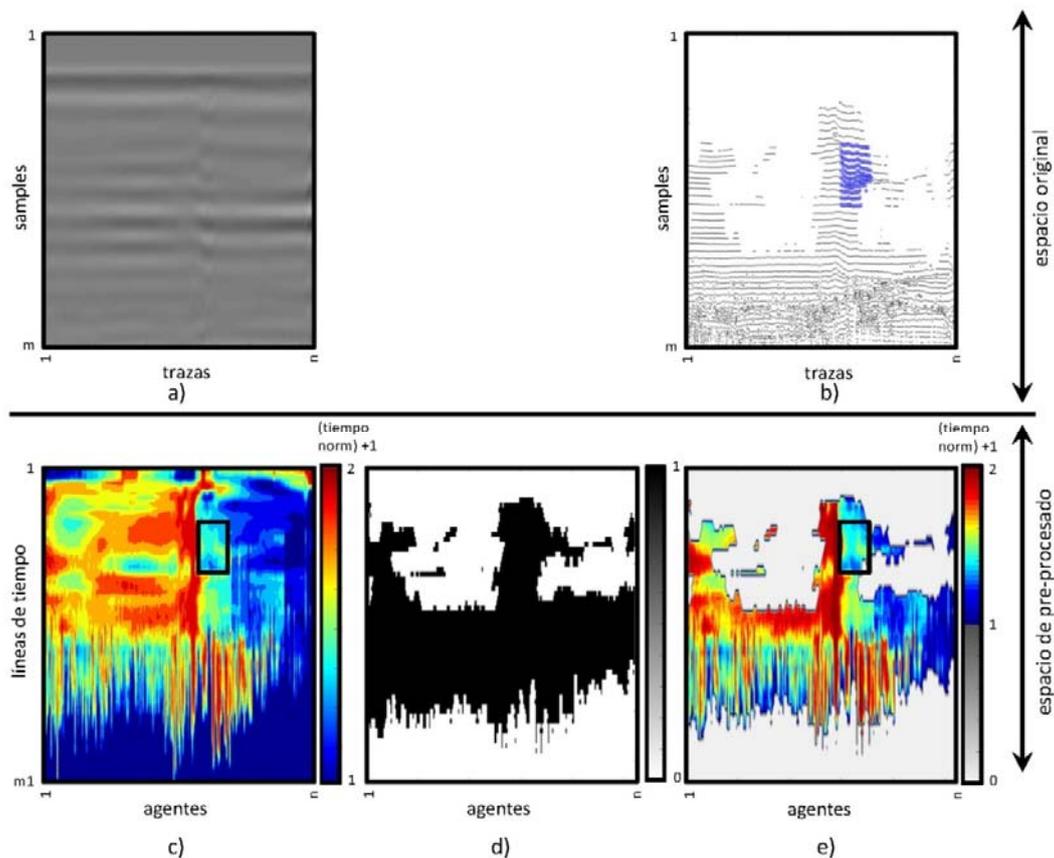


El *Output3* (Figura 2,e), muestra el área afectada dentro de la imagen por los diferentes objetos que puedan estar contenidos en ella. Esta sombra permitirá centrar el foco de atención de las interpretaciones, facilitando con ello la misma.

### Conjugación de tratamiento 1 y tratamiento 2

Obtenidos los dos tratamientos, el planteamiento para conjugar los datos y obtener una imagen conjugada de los dos espacios fue  $(Output2 + U) \odot Output3$  (ver Figura 3,e), donde  $U$  es una matriz de valores iguales a 1 y  $\odot$  es el producto de Hadamard. La idea de adicionar 1 a cada elemento del *Output2*, radica en generar una clasificación de datos. Siendo que valores menores que 1, no presentan interés de análisis y valores mayores o iguales a 1, sí. Esta imagen conjugada delimita el espacio minimizando las posibles confusiones que pueden generarse en el *Output2* (Figura 3,c). En este trabajo hemos tomado recuadros en los que se contenga el objeto de interés (recuadro negro, Figura 3,c y e). Los datos contenidos en este recuadro fueron proyectados en el espacio original (Figura 3,b) para observar que representan estas formas en dicho espacio. Aunque en este trabajo se tomaron recuadros, se puede observar que un estudio más detallado de contornos permitirá definir con mayor precisión las características de los diferentes objetos contenidos en las imágenes de GPR.

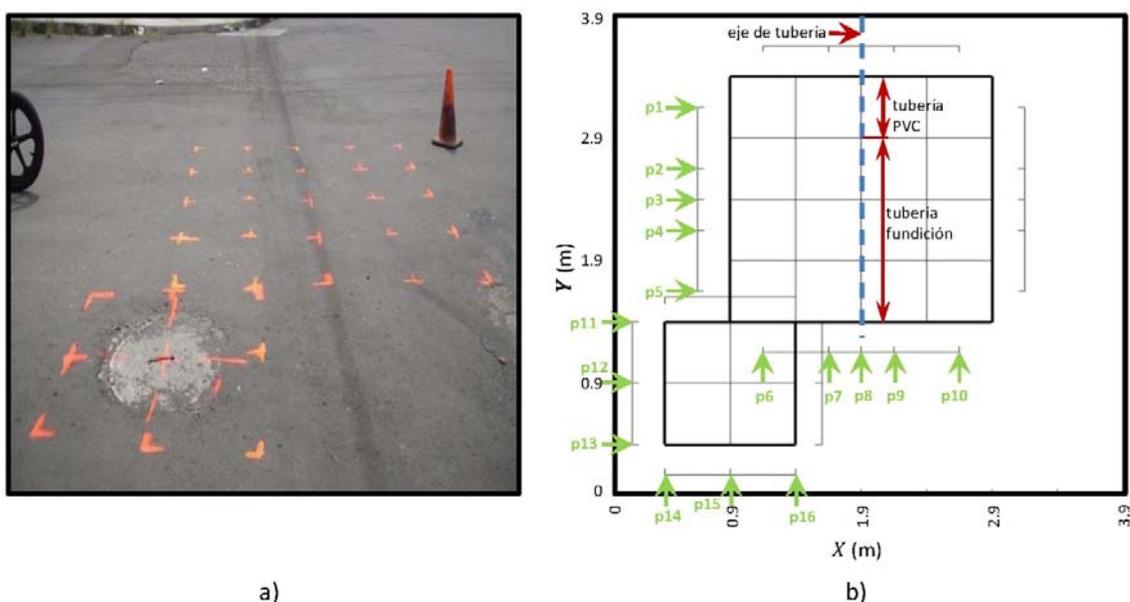
Figura 3. Obtención de la imagen conjugada. a) Radargrama, b) proyección en el espacio original de datos seleccionados en la imagen conjugada, c) *Output2* + *U*, d) *Output3*, y e) imagen conjugada.



## CASO DE ESTUDIO

En esta sección se presenta la configuración de captura de datos planteada para el caso de estudio. El caso de estudio corresponde a un entorno urbano de sistemas de abastecimiento de agua. El interés de esta zona de estudio radica en la complejidad del análisis de los perfiles obtenidos con GPR. Esto debido a que la tubería enterrada en este tramo presentados materiales de tubería (PVC y fundición), cambio que fue verificado mediante excavación. El material de la calzada corresponde a concreto asfáltico, la tubería tiene un diámetro nominal de 150 mm (para ambos materiales) y una profundidad de 0.75 m ( $\pm 0.05$  m). La configuración de los perfiles capturados con GPR se presenta en la Figura 4. Se realizaron dos mallas de medición, espaciada cada 0.50 m. La primera, comprende el área que contiene la tubería de interés de longitud 2.0 m x 2.0 m. La segunda malla se realizó adicional para observar la respuesta del paso del GPR por el pozo de inspección, y tiene una longitud de 1.0 m x 1.0 m. Se capturaron un total de 16 perfiles llamados  $\{p_1, p_2, \dots, p_{15}, p_{16}\}$ , 10 para la zona 1  $\{p_1, \dots, p_{10}\}$  y 6 para la zona 2  $\{p_{11}, \dots, p_{16}\}$  (ver Figura 4,b). Se debe mencionar que para cada perfil fue capturado 0.25 m antes de la malla y 0.25 m después de la malla aproximadamente.

Figura 4. Configuración del ensayo de campo.



El interés de la zona 2, radica en la proximidad que presenta con la tubería buscada. Esto debido a que se espera que esta proximidad genere interferencias, dadas las características, de medición, para la interpretación de las imágenes de GPR. Adicionalmente, la zona 2 permitirá evaluar la posibilidad de detallar objetos diferentes y cercanos a las tuberías de SAA. Siendo que estos objetos son de interés para otros sistemas, tal es el caso de este caso de estudio, de sistemas de recolección de aguas residuales y/o lluvias. El interés de la detección de estos pozos de inspección, para dichos sistemas, radica a que en ocasiones al ser reasfaltadas las calzadas se pasan por alto el realce de cuellos de los pozos de inspección clausurándose accidentalmente dichos pozos. Con esto se pierde la ubicación de estos pozos de inspección.

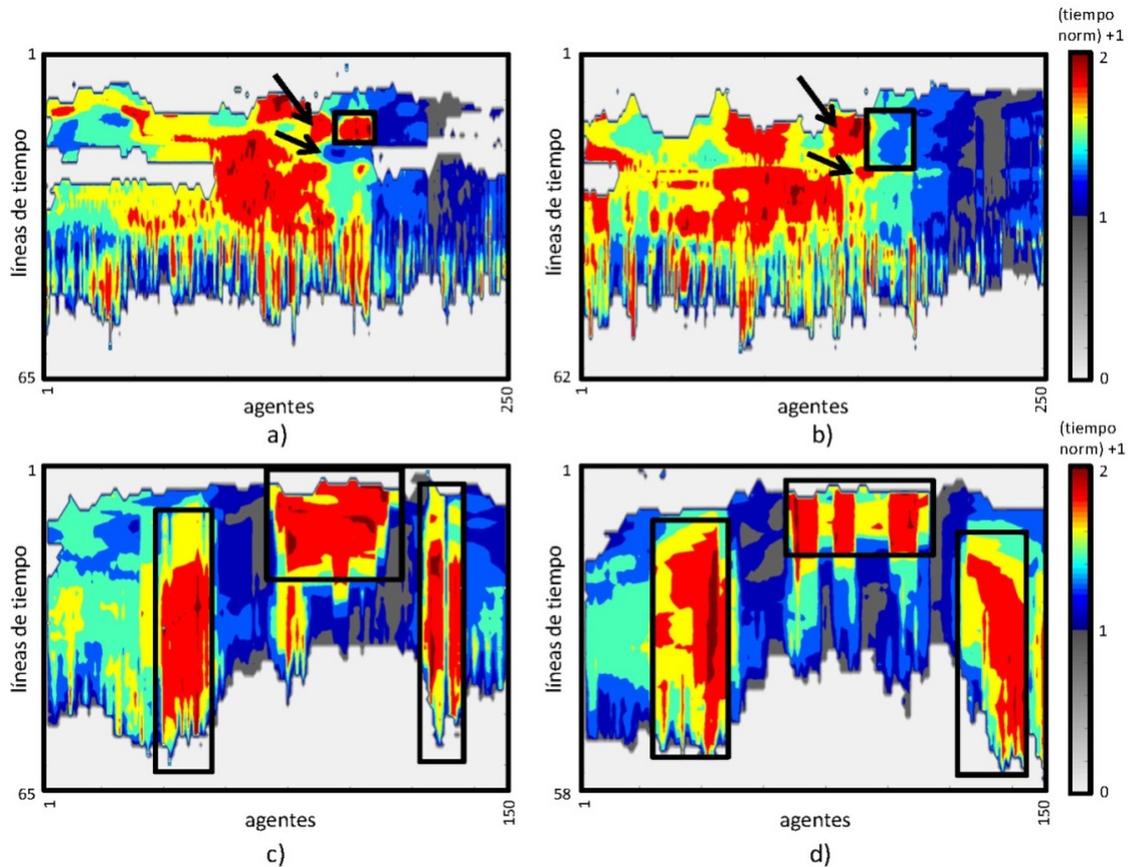
El equipo GPR utilizado en cada captura corresponde a una antena de monoestática comercial con una frecuencia central de 400 MHz. Los parámetros de los equipos corresponden a 120 trazas / s, 512 samples / traza y 20 ns / 512 samples. La métrica de las trazas obtenidas, se realizó mediante pulsos marcados por el operador, al cruzar cada perfil por sus diferentes líneas perpendiculares de la cuadrícula. Estas marcas sirvieron para redimensionar las imágenes de GPR obtenidas en cada perfil. El redimensionamiento cumplió con un criterio que fue el mínimo número de trazas que permitiese observar los objetos en las imágenes conjugadas. Este criterio se consiguió después de múltiples iteraciones con 1 traza/cm.

## INTERPRETACIONES

En esta sección mostramos los resultados de las interpretaciones para los más interesantes perfiles del caso de estudio. Aunque todos los perfiles fueron interpretados y empleados para la representación 3D, los perfiles seleccionados para mostrar los resultados fueron: p1; perfil que corta transversalmente el tramo de tubería de PVC, p2; perfil que corta transversalmente la tubería de fundición y más

cercano al punto de cambio de material, p12 y p15; perfiles que cortan el pozo de inspección en su totalidad. En la Figura 5, se presenta las imágenes conjugadas para estos perfiles.

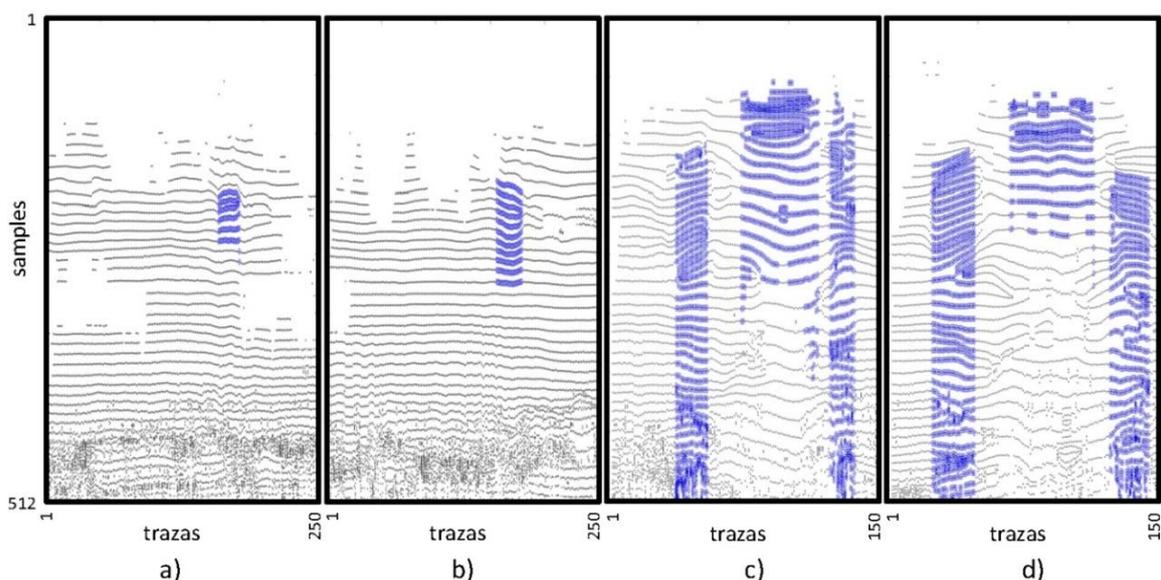
Figura 5. Imagen conjugada. a) p1, b) p2, c) p12, y d) p15.



En la Figura 5,a) y b), se observa semejanza entre las imágenes. En ellas se puede observar una zona con intensidades altas (hacia la izquierda de las imágenes) y otra de intensidades bajas (hacia la derecha de la imagen). Hemos resaltado dos flechas en ellas (flechas negras), con estas flechas hemos querido mostrar dos contornos adicionales que podrían representar la tubería y que son adicionales a la zona que hemos determinado como la tubería (recuadro negro). La primera flecha (flecha superior), fue descartada al observar que su contorno solo representa la mitad de una circunferencia y al contrastar con la Figura 6 (partes a y b) respectivamente, no demarcaba considerablemente una deformación. Para la flecha inferior solo se consideró el segundo criterio. Es así como estos dos contornos que nos demarcan las flechas fueron considerados como características que demarcan la tubería, que se encuentra contenida en el recuadro.

En la Figura 5,c) y d), los perfiles seleccionados aunque son perpendiculares entre sí muestran gran simetría, demarcándose en cada uno de ellos tres zonas de interés. La primera (recuadro a la izquierda de cada imagen) y la tercera (recuadro a la derecha de cada imagen), nos muestran las paredes del pozo de inspección. La segunda (recuadro central de cada imagen), nos muestra el interior del pozo de inspección, incluyendo la tapa. En la Figura 6, se presentan los datos proyectados, en el espacio original, de los recuadros seleccionados para los perfiles (puntos azules) y los datos restantes (puntos negros), de la Figura 5.

Figura 6. Datos de recuadros seleccionados proyectados en el espacio original. a) p1, b) p2, c) p12, y d) p15.



En la Figura 6, a) y b) podemos observar que las zonas seleccionadas, están compuestas por una familia de hipérbolas. En la primera hipérbola, en ambos casos, su foco se encuentra por debajo de la curva. En ambos casos, este foco avanza en las diferentes curvas, hasta posicionarse por encima de la curva (última curva). Observamos que el cambio del foco (de estar por encima hasta ponerse por debajo), para ambas imágenes, se ubica a una misma profundidad. Este cambio de la posición de los focos, podría representar el centro de la tubería. Se observa de igual manera que el número de curvas que componen a cada forma es superior en la parte b) de la figura, con respecto a la parte a), lo que es propio del material, debido al cambio de material. Es el resultado del cambio de material, debido a que el paso de la señal y su respuesta por materiales plásticos, se capturaría con menor frecuencia que en materiales metálicos.

En las partes c) y d) de la Figura 6 observamos que las áreas seleccionadas están conformadas por zonas que podrían confundirse con las características de las dos partes anteriores de la Figura. No obstante, se observa que estas mismas en ninguno de los recuadros seleccionados en la parte c) y d) de la Figura 5, demarcaron contornos como círculos, elipses, etc., como fue el caso de las tuberías, lo que nos permite establecer otro criterio para la diferenciación de objetos.

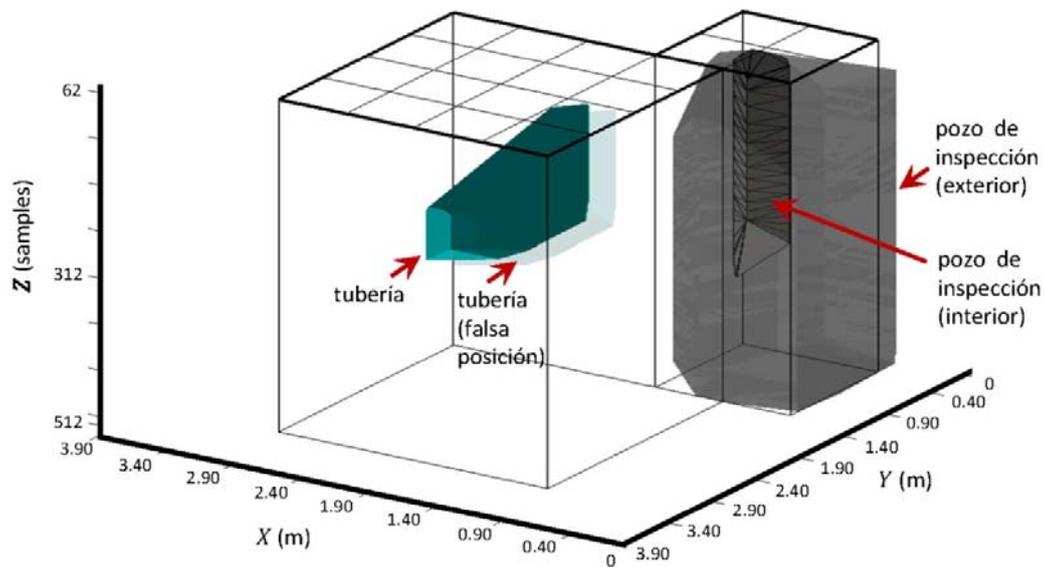
## GENERACIÓN DEL SISTEMA DE MALLADO Y MODELO 3D

Evaluados todos los perfiles capturados mediante GPR, extraídos los recuadros de interés y proyectados en el espacio de original, los mismos son posicionados espacialmente. Los recuadros obtenidos fueron tratados por separado para su reconstrucción en 3D. Los recuadros se clasificaron en 3 grupos. El primer y principal grupo contiene los datos de los recuadros que fueron interpretados como tubería. El segundo, por su parte, contiene todos los datos de los recuadros que fueron clasificados como partes de las partes del pozo de inspección. El último grupo, por su parte, contendrá solo los datos provenientes del recuadro central de los perfiles p12 y p15. Estos tres grupos fueron

tratados por separado, generando con cada uno un sistema mallado. Las mallas generadas en este trabajo fueron construidas mediante la denominada triangulación de Delaunay. La triangulación de Delaunay se ha convertido en un estándar de facto para la construcción de mallas de diferentes dominios (Dey et al., (2012); Liu et al., (2010)), razón por la cual empleamos la misma para relacionar los contornos obtenidos. Justificamos esto por el hecho de que la principal aportación de este trabajo es la evaluación de la viabilidad de construir modelos 3D a partir de imágenes de GPR, mediante capturas realizadas en entornos urbanos.

El ensamble 3D de los dos objetos de interés obtenidos en este caso de estudio, a partir de imágenes de GPR, se presenta en la Figura 7.

Figura 7. Reconstrucción 3D. Caso de estudio



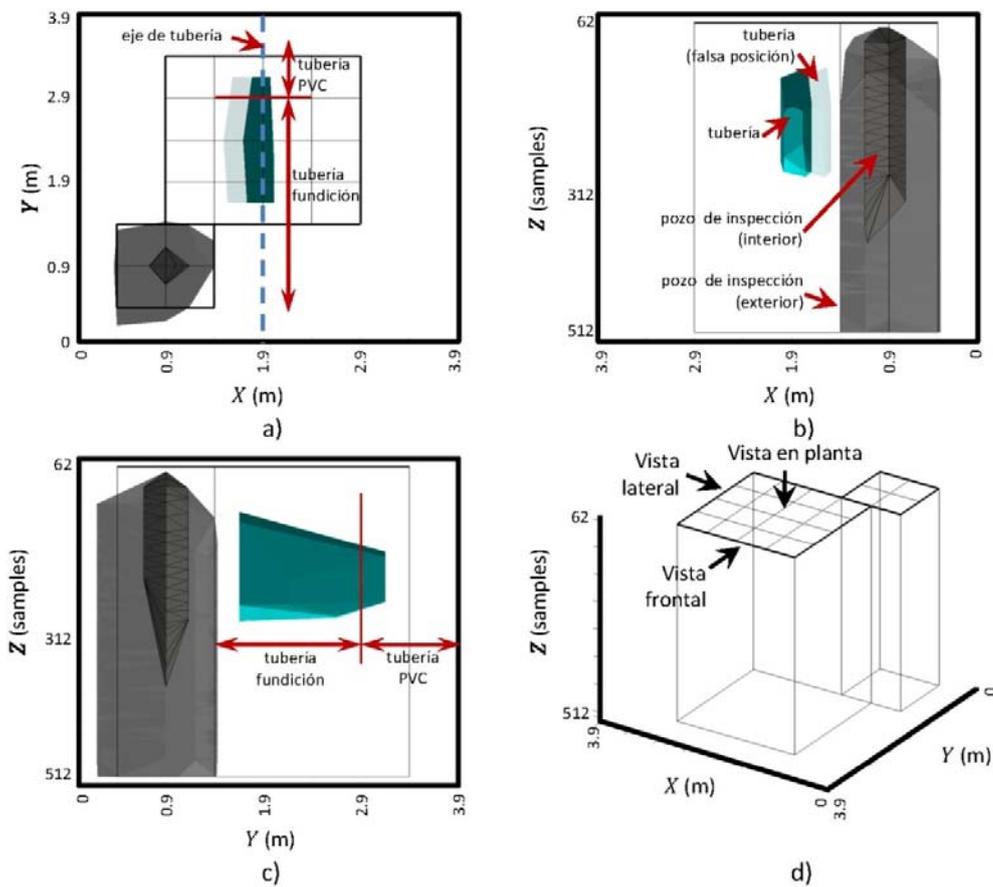
En la Figura 7 se puede observar cómo es posible reconstruir un modelo 3D a partir de las imágenes obtenidas mediante GPR. Se puede observar cómo, adicionalmente a la tubería instalada, también pueden ser reconstruidas las condiciones de contorno que rodean a la tubería. Se observa también que las interpretaciones GPR, aunque no corresponden exactamente a las dimensiones instaladas, permiten hacerse una idea de las tuberías enterradas y de su estado. Es así posible reconstruir tuberías de materiales tan complejos (en cuanto a la visualización por métodos no destructivos se refiere) como los plásticos.

La deformación de la tubería y del contorno interior del tanque es propia del paso de la señal por cada material. Se puede pues, avanzar en el estudio de cómo se dan las interacciones señal-suelo para llegar a redimensionar y clasificar las mismas. No obstante, el modelo 3D, ya por sí solo, permite forjar una idea de los objetos que se encuentran enterrados. Todo esto tiene, además, la ventaja de haber empleado métodos no destructivos, como es el GPR, en la captura de la información. En la Figura 7 hemos mostrado adicionalmente como la posición inicial nos dio un desplazamiento de 0.15 m hacia el pozo de inspección con respecto a lo medido en campo. Este desplazamiento, al ser igual en todos los perfiles, se consideró como un error de medición de la métrica. Esto es factible, dadas las

características del sistema de medición empleada (marcas mediante pulsos), al considerar que al ser realizadas las marcas por parte los operarios, puede tener una incertidumbre considerable.

En la Figura 8 se presentan algunos puntos de vista de la representación 3D del caso de estudio obtenido. La selección de los puntos de vista no es casual y se debe a que en sistemas de abastecimiento de agua, las simulaciones hidráulicas se realizan mediante una simplificación de la vista de planta (Figura 8,a); a su vez esta vista en planta contiene las propiedades como profundidad, longitud, entre otras, de las vistas frontales y laterales (Figura 8, b y c).

Figura 8. Puntos de vista, representación 3D – Caso de estudio. a) Vista en planta, b) vista lateral, c) vista frontal y d) ubicación de los puntos de vista.



## CONCLUSIONES

En este trabajo se ha realizado el seguimiento de un caso de estudio urbano, que presenta gran dificultad dadas sus características. El mismo ha puesto en manifiesto la viabilidad de obtener, a partir de métodos no destructivos (GPR en este caso), representaciones en 3D que facilitan el entendimiento de las zonas estudiadas. El caso elegido ha mostrado que es viable identificar tuberías de diferentes materiales en imágenes de GPR (zona 1). La segunda zona por su parte, ha permitido observar la

influencia de objetos (en este caso pozo de inspección) en la visualización de las tuberías que es el caso que nos acoge en este trabajo, siendo posible reconocer e identificar al igual que las tuberías, dichos objetos. El estudio, de igual manera, ha planteado la necesidad de evaluar sistemas de ubicación espacial más fiables, que permitan ubicar espacialmente los objetos analizados y no añadan confusiones adicionales. Tal es el caso de la posición desplazada de la tubería con respecto a la ubicación medida en campo. El trabajo realizado en este documento planteado de igual manera, como los objetos se agrupan (en vertical) como familias curvas, que no son líneas no rectas horizontales al interior de las imágenes, siendo que la primera curva que se presenta en ellas corresponde a una hipérbola que tiene su foco debajo de la curva. Así se muestra que aunque la clásica detección de hipérbolas es un buen paso inicial, los objetos presentan características adicionales en las imágenes de GPR, propias del objeto y de su relación con el entorno. Estas características nos muestran además, al ser agrupadas y posteriormente visualizadas mediante representaciones 3D, que permiten un entendimiento de la zona de estudio por personal no altamente cualificado en el análisis de imágenes de GPR. Adicionalmente, estas características sirven como base para el entrenamiento de sistemas de clasificación que permitan automatizar el proceso. Con esto se favorece el uso de métodos no destructivos (en este caso GPR) en los sistemas de abastecimiento de agua.

## **AGRADECIMIENTOS**

Este trabajo ha sido desarrollado con el apoyo de la Beca FPI-UPV del Programa de Ayudas de Investigación y Desarrollo (PAID) de la Universitat Politècnica de València para el primer autor. Adicionalmente, queremos agradecer al Consorcio AQUARUM por su ayuda en la captura de datos de campo.

## **REFERENCIAS**

- Ayala-Cabrera, D., Pérez-García, R., Herrera, M., Izquierdo, J. (2011.a). Segmentación y limpiado de imágenes de GPR de tuberías enterradas. IX SEREA, Seminario Iberoamericano de Planificación, Proyecto y Operación de Abastecimiento de Agua, Morelia, México.
- Ayala-Cabrera, D., Herrera, M., Montalvo, I., Pérez-García, R. (2011.b). Towards the visualization of water supply system components with GPR images. *Mathematical and Computer Modelling*, 54 (7-8), pp. 1818-1822.
- Ayala-Cabrera, D., Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez-García, R. (2013.a). Water supply system component evaluation from GPR radargrams using a multi-agent approach. *Mathematical and Computer Modelling*, 57 (7-8), pp. 1927–1932.
- Ayala-Cabrera, D., Herrera, M., Izquierdo, J., Ocaña-Levario, S. J., Pérez-García, R. (2013.b). GPR-based water leak models in water distribution systems. *Sensors*, 13, pp. 15912-15936.
- Dey, T. K., Janoos, F., Levine, J. A. (2012). Meshing interfaces of multi-label data with Delaunay refinement. *Engineering with Computers*, 28 (1), pp. 71-82.
- Dyana, A., Rao, C. H., Kuloor, R. (2012). 3D Segmentation of ground penetrating radar data for landmine detection. *Ground Penetrating Radar (GPR) 2012*, 14th International Conference on, IEEE, 2012, Shanghai, China, pp. 858-863.
- Heikkilä, R., Kivimäki, T., Leppälä, A., Mikkonen, M., Lasky, T. A. (2010). 3D calibration of GPR (ground penetrating radar) for bridge measurements – case Kajaani Varikko Bridge. 27th

International Association for Automation and Robotics in Construction, ISARC, 2010, Bratislava, Slovakia, pp. 29-39.

Liu, Y., Foteinos, P., Chernikov, A., Chrisochoides, N. (2010). Multi-tissue mesh generation for brain images. 19th International Meshing Roundtable, IMR, Chattanooga, TN, Springer-Verlag, Berlín, Chattanooga, Tennessee, USA, pp. 367-384.

Peña, J. A., & Teixidó, T. (2013). Cover surfaces as a new technique for 3D GPR image enhancement. Archaeological applications. Repositorio Institucional de la Universidad de Granada, 2013, Recuperado de <http://hdl.handle.net/10481/22949> (último acceso 08.05.15).

Shoham, J., & Leyton-Brown, K. (2009). Multiagent systems: algorithmic, game-theoretic and logical foundations, Cambridge University Press.

## Capítulo 4. Entorno multi-agente de optimización apoyada en la minería de datos

*Joaquín Izquierdo (1), Idel Montalvo (2), Enrique Campbell (3), Rafael Pérez-García (4)*

(1,3 y 4) Universitat Politècnica de València (España) {jizquier; encamgo1; rperez}@upv.es

(2) Ingeniousware GmbH, (Germany) imontalvo@ingeniousware.net

---

**RESUMEN.** Seleccionar la heurística más adecuada para resolver un problema de optimización específico no es fácil. Una de las razones es que un proceso dado de búsqueda de solución opera de una manera determinada, independientemente del problema específico, sin tener en cuenta el tamaño, la complejidad y el dominio del problema. Para evitar esta situación, los procesos de búsqueda deben guiar dicha búsqueda en el espacio de soluciones por áreas que sean significativas para el problema. Este artículo añade a un trabajo anterior que desarrollan un paradigma multi-agente el uso de técnicas de descubrimiento de conocimiento (minería de datos) en bases de datos de soluciones previamente evaluadas. El objetivo es mejorar los mecanismos de búsqueda, aumentar la eficiencia computacional, y enriquecer, a través de reglas, la formulación de problemas de optimización - al tiempo que se reduce el espacio de búsqueda y es posible abordar problemas más reales.

**ABSTRACT.** The selection of the most appropriate heuristic to solve a specific optimization problem is not straightforward. Among other reasons, the used process of seeking solutions operates in a certain way, regardless of the specific problem, its size, its complexity and its domain. To avoid this situation, the search process should guide the search through areas of the solution space that are meaningful to the problem. This article builds on a previous work developing a multi-agent optimization model the use of knowledge discovery techniques (data mining) in databases of previously evaluated solutions. The aim is to improve search mechanisms, increase computational efficiency, and enrich, through rules, the formulation of optimization problems - while the search space is reduced and it is possible to address more realistic problems.

---

Palabras clave: optimización, algoritmo evolutivo, minería de datos, diseño de sistemas de distribución de agua

Keywords: optimization, evolutionary algorithms, data mining, water distribution system design

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad, muchos problemas de optimización en ingeniería trascienden la denominada optimización estándar (Nicklow et al., 2010; Nguyen, Hartmann & König, 2012). Las razones son diversas: los problemas son no lineales, las funciones que los expresan no tienen buenas condiciones de diferenciabilidad, son multimodales, y están condicionados por restricciones difíciles de manejar. Para muchos de estos problemas, la optimización global es impensable. Además, los métodos numéricos empleados son muy sensibles al ruido y a la incertidumbre inherentes al mundo real. Es fácil entender, pues, que se precisan nuevas ideas para ser capaces de manejar virtualmente cualesquiera criterios y restricciones, tratando adecuadamente sus singularidades. Tales problemas deben ser abordados combinando adecuadamente las técnicas de optimización con la simulación y los procesos de análisis inteligente de datos.

Los algoritmos evolutivos (AEs) son técnicas de optimización estocástica que evitan diversas complicaciones matemáticas (Reed, Hadka, Herman, Kasprzyk & Kollat et al., 2013). La flexibilidad que introducen permite considerar virtualmente cualesquiera funciones objetivo y restricciones, aunque algunas de ellas involucren simulaciones y procesos matemáticos complejos.

Sin embargo, cada algoritmo tiene sus ventajas y sus inconvenientes y unos funcionan mejor con unos problemas que con otros. La heurística subyacente en cada AE lo dota de capacidad para resolver bien unos problemas y mostrarse absolutamente ineficiente en otros (Montalvo, 2011).

Es, pues, una opinión generalizada, – más aún, una necesidad, – mejorar los AEs para que sean capaces de resolver problemas del mundo real. En esta contribución consideramos un sistema multi-agente ya publicado por los autores (Montalvo, Izquierdo, Herrera & Pérez-García, 2014) que tiene tres ingredientes esenciales, a saber, hibridación de heurísticas, parámetros auto-adaptativos e incorporación de conocimiento ingenieril al proceso de búsqueda. Sobre esta estructura añadimos una cuarta componente: incorporación de conocimiento obtenido de la exploración de bases de datos generadas durante el propio proceso de optimización.

Creemos que la principal mejora en la optimización va a venir de la mano de la incorporación de conocimiento al proceso de búsqueda. Existen ejemplos de incorporación de conocimiento experto del problema en la inicialización del proceso de búsqueda. Por ejemplo, (Kang and Lansey, 2011; Keedwell and Khu, 2005; Bi, Dandy & Maier, 2014), entre otros, utilizan reglas específicas del dominio antes de empezar la ejecución de un AE.

Sin embargo, en vez de utilizar el conocimiento experto en la inicialización, como preconditionador del AE utilizado, en (Montalvo, 2011) y (Montalvo et al., 2014), tal conocimiento es utilizado para generar reglas que se incorporan al proceso de búsqueda. De esta manera los rangos de ciertas variables se modifican dinámicamente (reduciéndolos, obviamente) dependiendo de los valores que toman otras variables de decisión. Por ejemplo, para el dimensionado de las tuberías de un sistema de abastecimiento de agua (SDA), una regla clara es que los diámetros aguas-abajo deben ser menores que los diámetros aguas-arriba. En cierto sentido, la utilización de elementos de conocimiento del problema puede interpretarse como un método para definir mejor, de una manera no estándar para los procesos convencionales de optimización, los objetivos y las restricciones del problema.

Ahora damos un paso más. Porque aunque las ideas anteriores pueden funcionar bien, tienen un par de problemas. En primer lugar, los elementos de conocimiento a incorporar deben ser codificados adecuadamente dentro de la estructura computacional del programa de ordenador utilizado, y no es posible, en general, (por ejemplo, para un programa comercial) cambiar el código para incorporar un nuevo elemento de conocimiento. En segundo lugar, no es simple descubrir nuevas reglas, y no todos los usuarios tienen un profundo conocimiento del problema. Pero incluso para expertos reales en el problema puede no resultar fácil definir un elemento de conocimiento de manera adecuada (con la generalidad precisa) y que, además, sea perfectamente compatible con las técnicas evolucionarias utilizadas. Creemos que es más fácil analizar cómo mejorar la búsqueda en un determinado problema

que diseñar una manera completamente general para hacerlo. Pero incluso aunque se encontrase una tal manera general habría serias dificultades en expresarla en un lenguaje de programación para hacerla realmente efectiva.

El ingrediente nuevo que este artículo propone consiste en utilizar técnicas de minería de datos (DM, por *data mining*) sobre conjuntos de soluciones previamente evaluadas durante varias generaciones por el o los AEs en acción, con el fin de extraer información en forma de reglas, que sean de codificación automática, que puedan ser utilizadas por las siguientes generaciones de modo que se mejore la efectividad de la búsqueda. La finalidad es crear, junto con técnicas computacionales y de simulación, mejores condiciones para la optimización.

El objetivo final es conseguir un entorno para una búsqueda robusta de soluciones en problemas de optimización complejos utilizando una metodología computacional no estándar basada en el paradigma multi-agente, e integrando varias heurísticas, parámetros auto-adaptativos y conocimiento basado en el problema específico no solo mediante elementos especificados a priori, sino también mediante reglas obtenidas de la observación de las soluciones analizadas. Una plataforma computacional, ASO (por *agent swarm optimization*), ya desarrollada por los autores (Montalvo et al., 2014), que utiliza las ideas expuestas, ha sido modificada y ampliada con la incorporación de conocimiento adquirido durante el propio proceso de optimización, para poder explorar comportamientos emergentes, expresados mediante reglas, en procesos de optimización.

Este trabajo tiene los siguientes apartados. Tras la introducción, la sección siguiente presenta los materiales y métodos, describiendo brevemente el paradigma multi-agente, que incluye los elementos de nuestra propuesta, en particular, la utilización de reglas dependientes del problema, como ejemplo para lanzar las reglas que se extraen durante el propio proceso de optimización mediante la observación de las soluciones analizadas. Luego, se presentan los resultados para un caso de estudio. A continuación se analizan tales resultados. El artículo se cierra con las conclusiones y recomendaciones.

## MATERIALES Y MÉTODOS

La estructura envolvente de nuestra propuesta es el paradigma multi-agente (Sycara, 1998; Wooldridge, 2009). Los sistemas multi-agente (MASs, por *multi-agent systems*) han dotado de base teórica y computacional apropiada a múltiples problemas en campos diversos.

Además de ASO (Montalvo et al., 2014), otros trabajos han publicado aplicaciones basadas en agentes para la optimización en problemas complejos. Por ejemplo, (Weichhart, Affenzeller, Reitbauer & Wagner, 2004) desarrolla un sistema de optimización multi-agente en problemas de gestión de horarios; (Persson, Davidsson, Johansson & Wernstedt, 2005) combina MASs con técnicas de optimización en distribución dinámica en asignación de recursos; y (Xie & Liu, 2009a,b) utilizan MASs en optimización combinatoria.

ASO es una plataforma de software sobre la que se implementa la técnica descrita en este artículo. La aplicación de ASO a los problemas más populares del benchmarking en diseño de SDAs en la literatura, ha conseguido las mejores soluciones conocidas para tales problemas (Montalvo, 2011). Los autores han utilizado también versiones iniciales de ASO para abordar otros problemas reales, como el diseño de sistemas de alcantarillado (Izquierdo, Montalvo, Pérez & Fuertes, 2007), la calibración de SDAs (Izquierdo, Montalvo, Pérez & Tavera, 2008b), el diseño óptimo de una cadena de suministro de biomasa a nivel regional (Izquierdo, Minciardi, Montalvo, Robba & Tavera, 2008a), y la clasificación de tuberías de una compañía de agua con el objetivo de la rehabilitación (Díaz, Herrera, Izquierdo, Montalvo & Pérez-García, 2008).

En la actualidad, ASO hibridiza varios AEs en tiempo real. También auto-ajusta los parámetros de los AEs utilizados, obviando así el esfuerzo manual que se suele requerir para la inicialización de

tales parámetros, dejando ese trabajo a los propios agentes. Finalmente, los agentes están dotados de reglas específicas, dependientes del problema que tratan de imitar el conocimiento del experto, lo que permite obtener soluciones más consistentes ingenierilmente.

En la siguiente subsección enfocamos la mayor contribución de este artículo, la utilización del descubrimiento de conocimiento para enriquecer la búsqueda.

### **Enriquecimiento de la búsqueda mediante descubrimiento de conocimiento**

Los algoritmos evolutivos no se han aprovechado, en general, de este uso de reglas, por lo que se han visto forzados a analizar espacios de búsqueda más grandes de lo necesario. La inclusión de reglas puede reducir el espacio de búsqueda en varios órdenes de magnitud. Esto también puede verse como una forma de mejorar la definición del problema mediante la inclusión de información que, o bien no se puede expresar fácilmente, o depende de la solución actual.

Como consecuencia de la utilización de esta funcionalidad, las soluciones se obtienen de manera eficiente y están más próximas a la realidad. La eficiencia se deriva del hecho de que, simplemente seleccionando una serie de reglas simples, se evitan muchos cálculos o simulaciones costosos (simulaciones hidráulicas en el estudio de caso que presentamos en este artículo). Por último, el hecho de que las reglas tienen un fuerte significado dependiente del problema, definitivamente acerca la solución a la realidad (Montalvo, 2011).

Esta idea puede ser abordada combinando la forma de trabajo de los algoritmos evolutivos con la introducción de conocimiento extraído de una base de datos adecuada de soluciones evaluadas durante los pasos anteriores del proceso de optimización. Desarrollamos esta idea.

Durante la ejecución de los AEs, por lo general, el número de soluciones evaluadas representa un pequeño porcentaje del espacio total de soluciones del problema a resolver. Aún así, el número de soluciones evaluadas sigue siendo considerable, y la mayoría de técnicas evolutivas utilizan sólo una pequeña parte a la vez. Muchas de las soluciones evaluadas durante el proceso de búsqueda son "olvidadas", después de una generación, y la experiencia combinada de varias generaciones no suele ser explotada.

Las técnicas de DM pueden permitir una visión más profunda de las muchas soluciones "buenas" que se han ojeado y luego rápidamente han sido descartadas porque estaban dominadas por soluciones mejores en un momento efímero en el proceso de evolución. Pues bien utilizando una base de datos obtenida mediante el registro adecuado de (algunas de) esas soluciones ignoradas, las técnicas de DM pueden ayudar a entender y describir mejor cómo un sistema puede reaccionar o comportarse después de la introducción de determinados cambios.

La propuesta principal de este artículo es la integración de técnicas de DM dentro del trabajo evolutivo como un paso para la generación dinámica de conocimiento que puede ser utilizada para mejorar la eficiencia de los procesos de búsqueda de solución.

Describimos ahora una tal integración. Al inicializar un proceso evolutivo sólo hay, generalmente, disponibles soluciones aleatorias. Por lo tanto, al principio, hasta cierto punto en la iteración, el algoritmo utiliza sus propios mecanismos de búsqueda, tal vez con la ayuda de algunas reglas específicas claras del problema. Mientras tanto, (algunas de) las soluciones analizadas se almacenan en una base de datos adecuada. En un cierto momento de la iteración, se pone en marcha el algoritmo de extracción de conocimiento, generando una serie de pautas o reglas. Este nuevo conocimiento se codifica automáticamente. Durante un nuevo lote de iteraciones se aplican estas reglas, mientras se genera una nueva base de datos. Después de esta iteración, se pone en marcha un nuevo proceso de extracción de conocimiento, que tal vez puede tomar ventaja de las viejas reglas. Entonces se aplica el nuevo conocimiento y se repite el proceso hasta la convergencia. Esto permite acelerar la convergencia.

Antes de descender a especificaciones concretas, vamos a señalar una serie de aspectos que influyen en este proceso. Daremos ejemplos específicos al presentar el caso de estudio.

En primer lugar, si existen reglas claras bien definidas dependientes del problema deben ser codificadas, para ser aplicadas desde el primer momento, forzando así al proceso a producir soluciones más próximas a la realidad.

En segundo lugar, los puntos en la iteración en los que el proceso evolutivo puede ser detenido para proceder a la extracción de conocimiento se pueden decidir de varias maneras; por ejemplo, después de un número fijo de iteraciones, o cuando se haya conseguido una mejora significativa que se estabiliza.

En tercer lugar, para una base de datos típica, puede ser que algunas de las variables sean irrelevantes para el descubrimiento de nuevas reglas ya que presentan un valor casi constante en un porcentaje muy alto de los registros. En una determinada etapa de la evolución, estos valores "constantes" pueden corresponder, bien a los valores óptimos (objetivo) o a variables que no han sido completamente exploradas. La decisión debe tomarse de acuerdo a la etapa de la evolución. En etapas tempranas de la evolución esos valores serán simplemente ignorados, ya que muy probablemente corresponden a soluciones poco exploradas, correspondiendo así a mínimos locales desde donde un AE debería escapar utilizando sus habilidades estocásticas. En cambio, en etapas de evolución avanzada, estos valores deben ser transformados directamente en reglas duras para esas variables, si las soluciones corresponden a buenas soluciones actuales. En cualquier caso, estas variables pueden ser (temporalmente) eliminadas de la base de datos para la situación actual.

Diversas técnicas de DM pueden ser útiles para extraer conocimiento de las bases de datos de las soluciones analizadas. En este artículo, exploramos el uso del algoritmo de extracción de reglas denominado PRIM (Friedman & Fisher, 1999).

### **Reglas para dirigir el proceso**

Varias técnicas de DM se han aplicado con éxito en áreas que manejan grandes volúmenes de datos como herramientas para escanear la información disponible y así rastrear conocimiento comprensible y útil (Friedman & Fisher, 1999), (Hastie, Tibshirani & Friedman, 2001), (Bouguessa & Huang, 2009), (Hsu & Chen, 2009). Las reglas SI-ENTONCES son una forma común de transmitir el conocimiento, ya que son fáciles de entender y de implementar en los programas de software. Por otra parte, las técnicas adaptativas permiten añadir nuevas reglas a las ya existentes para ser eliminadas o modificadas. Por esta razón, las reglas son utilizadas por la mayoría de las técnicas existentes para producir conocimiento (Gonçalves, Vellasco, Pacheco & de Souza, 2006), (Kamwa, Samantaray & Joos, 2009), (Hasperué, Lanzarini & De Giusti, 2012).

Las reglas basadas en el dominio del problema se pueden implementar y amalgamar con las técnicas evolutivas. El uso de agentes basados en reglas es, por ejemplo, uno de los principios en ASO, que incluye reglas para llevar el AE utilizado más cerca del problema a resolver, como hemos dicho.

Exploramos ahora un mecanismo que dota a un proceso de optimización evolutiva de la capacidad de generar dinámicamente reglas destinadas a mejorar la eficiencia del proceso de búsqueda de solución.

En muchas aplicaciones, ciertas asociaciones interesantes entre las variables de decisión se producen, a menudo, a un nivel conceptual relativamente alto. Por ejemplo, los patrones de diseño en una base de datos formada por soluciones para una red de distribución de agua obtenidas durante una ejecución de un AE pueden no mostrar regularidad alguna a nivel bajo, como la aptitud específica respecto al o los objetivos del problema, pero pueden mostrar algunas regularidades interesantes a otros varios niveles conceptuales altos, por ejemplo, relaciones directas entre ciertas variables, tales como los diámetros de los tubos.

Dada una base de datos de soluciones obtenidas durante una ejecución de un proceso de optimización evolutiva, sería interesante descubrir asociaciones entre variables de decisión que muestren que la presencia de algunos valores de ciertas variables en una solución implica la presencia de otros valores específicos para otras variables en la misma solución. Algunos algoritmos de inducción de reglas son capaces de seleccionar automáticamente los atributos y los rangos de los atributos que se producen en soluciones parecidas.

Nos centramos aquí en el llamado descubrimiento de subgrupos (Klosgen, 1996; Wrobel, 1997; Lavrac, Kavsek, Flach & Todorovski, 2004), que tiene por objeto la búsqueda de patrones en los datos correspondientes a subgrupos con propiedades interesantes. Esto contrasta con el desarrollo de los modelos globales (como los árboles de clasificación o modelos de regresión logística) que apuntan a un buen rendimiento global.

El método de inducción PRIM (por *patient rule induction method*) sugerido por Friedman y Fisher (1999) se describe como un algoritmo “*bump-hunting*” (localizador de montículos). Los algoritmos de esta clase se utilizan para encontrar regiones en el espacio de las variables de entrada que se asocian con un valor medio relativamente alto (o bajo) para el(los) resultado(s). Una región es descrita por varias condiciones conjuntivas basadas en las variables de entrada, y tiene asociado como output el valor medio en esa región.

PRIM encuentra cajas en el espacio de características en las que la respuesta media es alta (o baja), y tienen soporte suficiente. El procedimiento de búsqueda es el siguiente:

1. Se empieza con una caja que contiene todos los datos (restantes).
2. Se comprime la caja por una cara en una pequeña cantidad, y se eliminan las observaciones que caen fuera de la caja; la cara elegida para la compresión es la que tiene la media mayor tras la compresión.
3. El proceso se repite mientras la caja actual tiene un umbral de soporte mínimo.

PRIM se puede utilizar para cuestiones de análisis de datos en las que el analista está interesado en encontrar combinaciones de valores para las variables de entrada que se traducen en valores característicos similares para las variables de salida. Específicamente, se busca un conjunto de subespacios del espacio de variables de entrada en los que los valores de las variables de salida son significativamente diferentes del valor promedio sobre todo el dominio.

Esto proporciona una representación muy concisa, ya que por lo general sólo se restringe un conjunto limitado de dimensiones de las variables del espacio de entrada. Es decir, un subespacio se caracteriza por límites superiores y / o inferiores en sólo algunas de las dimensiones de entrada.

PRIM es fácil de interpretar, no necesita transformaciones de variables ni imputación de valores faltantes, y no precisa de suposiciones previas sobre los datos.

PRIM se ha utilizado de manera exitosa en diversas áreas, tales como: geología (Friedman & Fisher, 1999); comercialización (Friedman & Fisher, 1999); finanzas (Becker & Fahrmeir, 2001); medicina (Kehl & Ulm, 2005); bioinformática (Cole, Galic & Zack, 2003; Liu, Minin, Huang, Seligson & Horvath, 2004); optimización de procesos (Chong & Jun, 2005, 2008); y consumo de agua (Kwakkel & Timmermans, 2012), entre otras.

## RESULTADOS

En esta sección aplicamos las ideas anteriores al diseño de un SDA. Estudiamos la red de San José de las Lajas, una pequeña ciudad en Cuba, para testear el comportamiento de PRIM.

Este sistema es una red real de tamaño medio con un trazado fijo (ver Fig. 2 para el trazado) alimentado por un tanque, y que consta de 273 tuberías y 183 nodos de consumo con un consumo

acumulado de 176 l/s. Una población de aproximadamente 58.000 habitantes es abastecida por esta red.

El diseño considera minimizar el coste de la inversión manteniendo una presión mínima de 30 metros de columna de agua en cada nodo de consumo. Esta presión debe mantenerse incluso en condiciones de fallo en una tubería única cualquiera.

El conjunto de diámetros disponibles consta de seis valores diferentes de 12 a 40 pulgadas. Teniendo en cuenta que la red tiene 273 tubos, el espacio de solución del problema contendrá  $6^{273}=2.72 \times 10^{212}$  posibilidades.

Como se ha dicho, el objetivo de este caso de estudio trató no sólo de minimizar el coste de la inversión inicial de la red, sino también maximizar su tolerancia contra fallos de tuberías (ver (Martínez-Rodríguez, Montalvo, Izquierdo & Pérez-García, 2011), por ejemplo,). Para este propósito, se impuso la satisfacción de la presión mínima indicada en la red no sólo para condiciones normales, sino también para condiciones de fallo. Esta evaluación de la tolerancia supuso ejecutar el análisis de la red tantas veces como tuberías existentes más una (condición normal) cada vez que las funciones objetivo se evaluaron. Es decir, los análisis de la red se realizaron primero sin tener en cuenta ningún fallo y luego considerando el fallo de cada tubería por turno. No se consideraron fallos simultáneos en las tuberías.

Se introdujeron cuatro *swarms* con cuatro tipos diferentes de agentes para optimizar el diseño de la red de agua: partículas PSO estándar; agentes de tipo PSO que cambiaban dinámicamente el rango de las variables de decisión basados en los resultados del algoritmo PRIM; agentes de tipo PSO que utilizaban reglas introducidas a priori para imponer valores de los diámetros tratando de mantenerlos o reducirlos de aguas arriba a aguas abajo; y un cuarto *swarm* formado por agentes con características similares a las del tercer tipo, que también tenía en cuenta los conocimientos derivados de PRIM. Estos agentes diferentes compartieron los principios de PSO, pero tenían sus propias reglas para decidir los rangos de búsqueda para cada variable de decisión.

Se realizaron un total de 25 ejecuciones en las mismas condiciones. Cada una de estas ejecuciones trató de mejorar las mejores soluciones obtenidas hasta alcanzar 800 iteraciones sin mejora en la mejor solución encontrada (condición de terminación). Las iteraciones se entienden como los cambios de posición de todos los agentes que participan en la búsqueda.

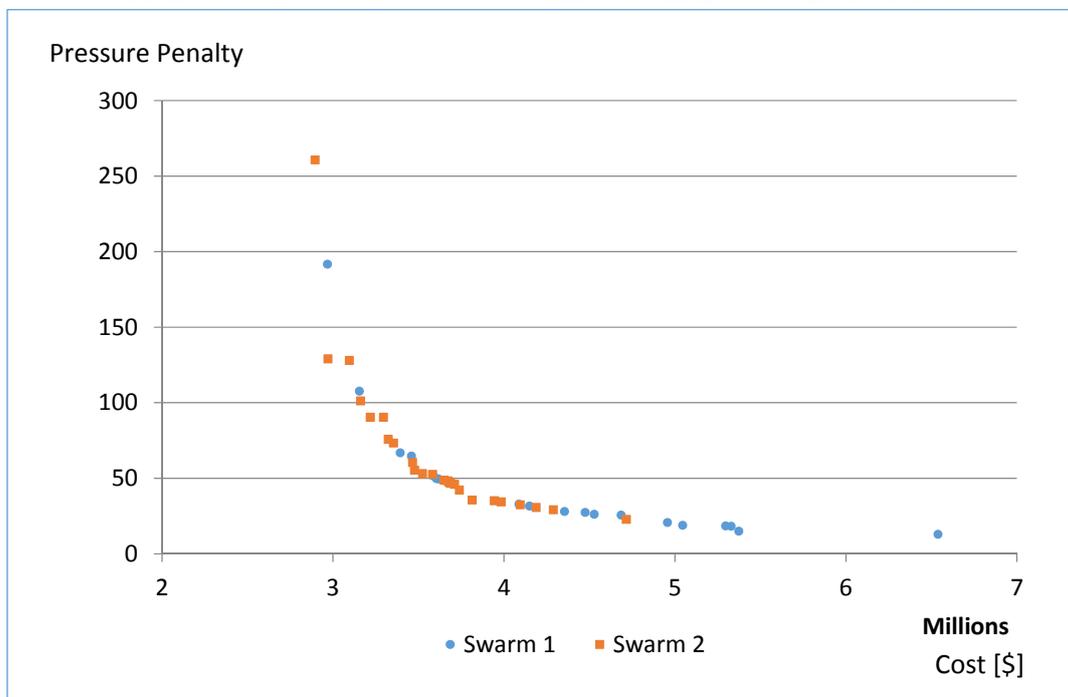
Todos los tipos de agentes trataban de encontrar una solución dominante y los más exitosos eran capaces de reproducirse (clonarse) a sí mismos durante la búsqueda. Ver detalles de clonación en (Montalvo et al., 2014).

En la búsqueda del frente de Pareto varios agentes son capaces de encontrar una solución dominante. Sin embargo, hay agentes que actúan como líderes de los agentes restantes durante la búsqueda (Montalvo et al., 2014). Estos líderes también pertenecen al frente de Pareto, pero están más cerca del punto de utopía, donde se encuentran los mejores valores de los objetivos. Después de 25 ejecuciones, los resultados mostraron que en 19 casos el agente líder estaba directamente influenciado por el desempeño de PRIM. Como consecuencia, estos agentes trasladaron dinámicamente el rango de las variables de decisión siguiendo las directrices del algoritmo PRIM.

La figura 1 representa la diferencia entre los *swarms* que utilizan PRIM y los que no incluían PRIM en sus cálculos. En aras de la claridad y, dado que la atención se centra en las diferencias entre el uso PRIM o no, hemos agrupado las cuatro clases de *swarms* en dos, los que se aprovechan de PRIM y los que no tienen en cuenta la información adicional proporcionada por PRIM. En estas figuras, Swarm 1 consta de partículas del algoritmo PSO estándar y del algoritmo PSO usando la regla 'diámetros inferiores aguas abajo' introducida *a priori*. Swarm 2 consiste de partículas estándar de PSO que, además, utilizan PRIM, y partículas estándar de PSO que además de utilizar la regla

'diámetros inferiores aguas abajo' introducida *a priori*, también utilizan la información proporcionada por PRIM.

Figura 1. Frente de Pareto obtenido sin (Swarm 1) y con (Swarm 2) PRIM



## ANÁLISIS DE RESULTADOS

El uso de PRIM da ventaja competitiva a algunas partículas. En efecto, tenemos que tener en cuenta que las partículas que utilizan PRIM son las primeras en llegar a posiciones cercanas al punto de utopía y esto significa que se convierten en líderes de búsqueda. Su liderazgo implica que influyen en las partículas que no están utilizando PRIM, guiándolas para mejorar sus posiciones en el espacio de soluciones. Este beneficio indirecto permite que partículas que no utilizan PRIM puedan llegar al frente de Pareto. Sin embargo, las posiciones de liderazgo y las posiciones más cercanas han estado dominadas principalmente por partículas que utilizan PRIM y esto revela su ventaja competitiva. Estas partículas muestran una mejor capacidad de dominar otras partículas en su competición para ser parte del frente de Pareto. También puede verse que estas partículas están mucho más cerca del punto de utopía como grupo, porque es allí donde están los líderes del *swarm* y, como consecuencia, donde se pueden encontrar las soluciones "deseables". La guía en la búsqueda consiste en que esas soluciones "deseables" fuerzan a las partículas que utilizan PRIM a explorar la zona cercana al punto de utopía mucho más que el resto de partículas que no consideran los resultados de PRIM.

Estos resultados muestran la conveniencia de utilizar el conocimiento obtenido a través de la minería de datos para orientar la búsqueda. Aun cuando los resultados parciales del algoritmo PRIM en las primeras etapas no muestran un claro "entendimiento" de las reglas a seguir para mejorar la búsqueda, el uso repetido y la mejora de los resultados obtenidos con PRIM pueden ayudar al éxito de los agentes en su trabajo de búsqueda. Vale la pena señalar aquí que los agentes que simplemente utilizan reglas *a priori* no desempeñan mejor que los agentes que tratan de "aprender" durante el proceso de búsqueda. Sin embargo, su participación, y también la participación de los agentes clásicos PSO, fueron cruciales para la identificación de nichos de buenas soluciones durante el proceso de "aprendizaje". Los agentes que utilizan el "conocimiento" generado durante varias iteraciones están

en situación más favorable para elegir el mejor camino hacia una buena posición en el espacio de soluciones.

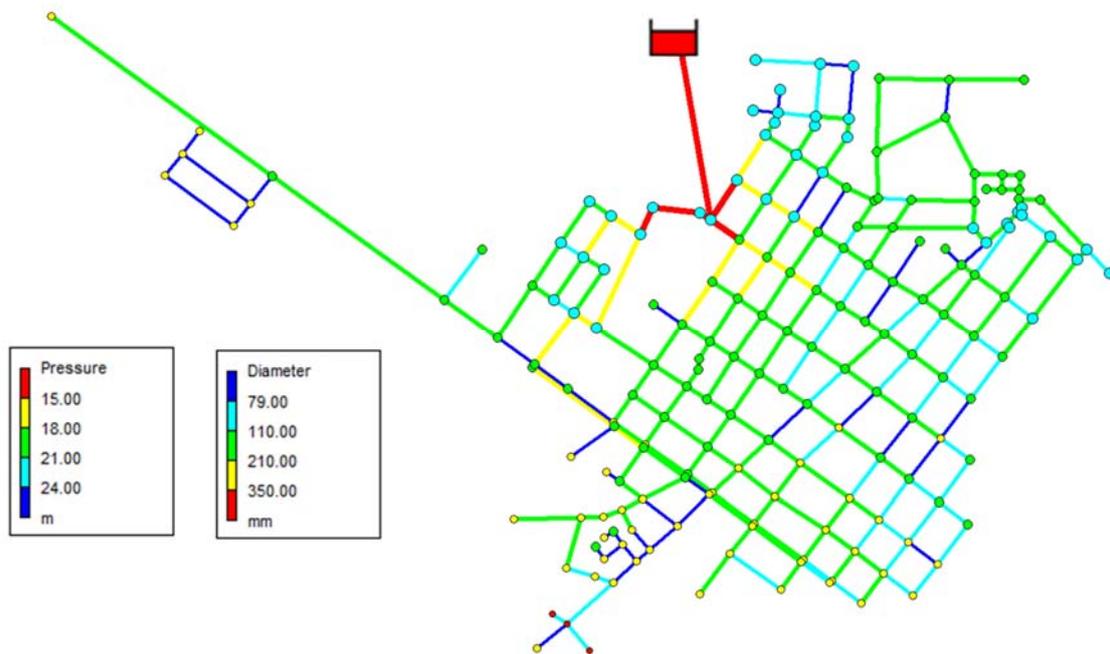
La mayor presencia de agentes que utilizan PRIM en el frente de Pareto es una clara señal de que:

- Este tipo de agente es capaz de encontrar buenas posiciones en el espacio objetivo más rápidamente que los demás. Los agentes que tardan más en encontrar lugar en el frente de Pareto no puede sustituir a los ya colocados y, como consecuencia, no tendrán cabida en dicho frente de Pareto. Es difícil medir exactamente cuánto más rápido llegan al frente de Pareto los agentes que utilizan PRIM; es aún más difícil extrapolar la medición a diferentes condiciones de ejecución. La intención de las pruebas realizadas en esta investigación no era centrarse en la obtención de una medición exacta del rendimiento, sino comprobar qué agentes son capaces de llegar primero al frente de Pareto.
- Este tipo de agente es capaz de mantener soluciones dominantes. Sólo el dominio sobre otros abre la posibilidad de integrarse en el frente de Pareto. A largo plazo, los demás agentes tienen menos posibilidades de éxito en dominar las soluciones encontradas por los agentes ayudados por PRIM; es por eso que la presencia en el frente de Pareto de los agentes que no utilizan PRIM (Swarm 1 en la figura 1) es menos notable - especialmente cerca al punto de utopía.
- Este tipo de agente tiene mayor posibilidad de éxito en un rango más amplio de problemas. El valor proporcionado por PRIM en el proceso de búsqueda no es el resultado de reglas creadas a priori por los expertos, sino el resultado del análisis de las muchas soluciones de un dominio específico. Esto implica una adaptación de la relación entre rangos de variables para el problema considerado, basado en el análisis de muchas soluciones y su correspondiente proyección en el espacio objetivo del problema.
- Este tipo de agente es compatible con la introducción de reglas *a priori* basadas en los criterios de los expertos en el dominio del problema. Estas reglas, expresadas también como relaciones entre rangos de variables, tienen una clara influencia en las soluciones obtenidas.

En el problema concreto estudiado aquí, este último punto puede ser enfatizado. Las soluciones resultantes muestran una relativamente buena organización de los diámetros de la red. Esto mejora la influencia de la regla introducida a priori dedicada a mantener o reducir los diámetros de aguas arriba hacia aguas abajo. La Figura 2 muestra claramente este efecto. En efecto, los diámetros de los tubos más cerca del tanque son más grandes (representados por líneas más gruesas) que los diámetros encontrados lejos del depósito en cualquier dirección. Utilizamos también una escala de color para diferenciar los diámetros de las tuberías, y una segunda escala de color representa intervalos de presión en los nodos. El tamaño de los nodos en la Figura 2 es, además, un indicador de presión.

El mantenimiento o la reducción de diámetros de aguas arriba a aguas abajo no sólo ayuda a mejorar las soluciones obtenidas en un sentido ingenieril sino que también reduce el espacio de solución del problema. La reducción del espacio de solución de un problema aumenta las posibilidades de encontrar soluciones buenas y es una ventaja cuando la evaluación de la función objetivo requiere esfuerzo computacional considerable. La tolerancia al fallo, por ejemplo, implica ejecutar el análisis de la red no sólo para la condición normal, sino también para los casos definidos por estar fuera de servicio cada tubería de la red. Este tipo de evaluación, que requiere más tiempo y recursos que una sola evaluación, impulsa la idea de tomar y explotar lo más posible todos los resultados obtenidos a partir de la(s) función(funciones) objetivo(s) con el fin de aprender de ellos y entonces decidir la siguiente zona a explorar. El fallo simultáneo en más de una tubería o cualquier otro dispositivo no se consideró en este estudio. El incluir el fallo simultáneo así como otros objetivos fomentará aún más la idea de reducir el espacio de soluciones mediante la identificación de aquellas zonas donde la combinación de valores de las variables no tiene sentido para el problema que se está resolviendo.

Figura 2. Diseño de la red estudiada utilizando reglas dependientes del problema y PRIM



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este artículo hemos presentado un enfoque basado en optimización distribuida para resolver problemas de optimización realistas. El enfoque propuesto es una estructura que integra varias metaheurísticas, con características diferentes, que cooperan. Los parámetros utilizados por las distintas metaheurísticas se ajustan de forma adaptativa y auto-adaptativa, utilizando los mecanismos incorporados en cada metaheurística. Los agentes utilizan un sistema basado en el conocimiento que encapsula reglas dependiente de problemas y otras reglas obtenidas a través de la integración de elementos de las tecnologías de inteligencia artificial, como DM. En concreto, hemos considerado extracción de reglas mediante PRIM.

Para gestionar la complejidad asociada a la solución de los problemas reales de la ingeniería en general, y de los recursos hídricos, en particular, se ha utilizado un sistema multi-agente, ASO, sobre el que se ha desarrollado una plataforma de simulación distribuida. Esta plataforma proporciona una infraestructura de uso general adecuada para la optimización numérica utilizando diversas categorías de heurísticas.

Los resultados del caso de estudio considerado, que consiste en un problema de optimización multi-objetivo que incluye propiedades no lineales y variables mixtas continuas y enteras, demuestran que la optimización basada en agentes es un enfoque prometedor y eficaz para resolver problemas de optimización sofisticados de manera adaptativa y distribuida. Al menos, el enfoque basado en agentes es tan bueno como la ejecución aislada de los mismos métodos de optimización utilizados. Sin embargo, la interacción proporcionada por el intercambio de información y los mecanismos de adaptación puede ayudar al desarrollo de efectos sinérgicos y emergentes - y conducir a soluciones más eficaces para una amplia variedad de problemas de optimización realistas. En este artículo, la eficacia se ha demostrado en términos de velocidad de convergencia y de reducción del espacio de búsqueda.

Podemos, además, mencionar varias ventajas del enfoque de optimización propuesto. En primer lugar, los resultados de la búsqueda se reutilizan y se almacenan selectivamente en una base de datos dinámica de donde es posible extraer reglas o áreas de mejor probabilidad de búsqueda con el objetivo de mejorar la eficiencia de búsqueda; en segundo lugar, el entorno definido es escalable con respecto a su capacidad de expansión por otros métodos de optimización o tecnologías encapsuladas en agentes; en tercer lugar, la complejidad de aplicar estos enfoques de optimización híbridos es relativamente baja, debido al hecho de que no es el comportamiento global del todo el entorno lo que tiene que ser definido de forma explícita, sino sólo el comportamiento local de los agentes; como resultado, y en cuarto lugar, el enfoque es directamente aplicable a otros problemas de recursos hídricos y de ingeniería. Por último, pero no menos importante, la interacción de uno o más usuarios con la plataforma proporciona una mejor usabilidad del marco computacional (Montalvo, Izquierdo, Schwarze & Pérez-García, 2010). Por el contrario, el principal inconveniente de este enfoque es la creciente complejidad de diseño e implementación de software para la optimización basada en agentes.

Teniendo en cuenta la tecnología existente desde los puntos de vista de software y hardware, la capacidad para resolver problemas de optimización complejos se han incrementado de manera significativa en comparación con la situación de hace diez años. En el campo del agua, como en otros problemas de ingeniería, el mayor desafío de hoy sigue siendo menos la capacidad para resolver un problema y mucho más la capacidad de identificar el enunciado del problema adecuado que se corresponda con las necesidades reales de la situación que hay que resolver. Durante mucho tiempo, los enunciados de los problemas se han visto limitados por las técnicas disponibles para resolverlos. Hoy en día, técnicas como la presentada aquí, abren la puerta a un mundo de muchas posibilidades. En el caso del diseño del sistema de distribución de agua, por ejemplo, las buenas soluciones de ingeniería no vendrán de un super-algoritmo de optimización sino de un planteamiento del problema adecuado y un algoritmo capaz de reproducir el pensamiento del ingeniero.

## Referencias

- Becker, U., & Fahrmeir, L. (2001). Bump hunting for risk: a new data mining tool and its applications. *Computational Statistics*, 16, pp. 373-386.
- Bi, W., Dandy G. C., & Maier, H. R. (2014). Improved genetic algorithm optimization of water distribution system design by incorporating domain knowledge. *Environmental Modeling and Software*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2014.09.010>.
- Bouguessa, M., & Wang, S. (2009). Mining Projected Clusters in High-Dimensional Spaces. *IEEE Transaction on Knowledge Data Engineering*, 21 (4), pp. 507-522.
- Chong, I. G., & Jun, C. H. (2005). Performance of some variable selection methods when multicollinearity is present. *Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems*, 78, pp. 103-112.
- Chong I. G., & Jun, C. H. (2008). Flexible patient rule induction method for optimizing process variables in discrete types. *Expert Systems with Applications*, 34 (4), pp. 3014-20.
- Cole, S. W., Galic, Z., & Zack, J. A. (2003). Controlling False-negative Errors in Microarray Differential Expression Analysis: a PRIM Approach. *Bioinformatics*, 19, pp. 1808-1816.
- Díaz, J. L., Herrera, M., Izquierdo, J., Montalvo, I., & Pérez-García R. (2008). A Particle Swarm Optimization derivative applied to cluster analysis. En *Proceedings of 4th Biennial Meeting, iEMSs 2008: International Congress on Environmental Modelling and Software*, Barcelona, Spain.
- Friedman, J. H., & Fisher, N. I. (1999). Bump hunting in high-dimensional data. *Statistics and Computing*, 9, pp. 123-143.

- Gonçalves, L. B., Vellasco, M. M. B. R., Pacheco, M. A. C., & de Souza F. J. (2006). Inverted Hierarchical Neuro-Fuzzy BSP System: A Novel Neuro-Fuzzy Model for Pattern Classification and Rule Extraction in Databases. *IEEE Transactions Systems on Man and Cybernetics.—Part C: Applications and Reviews*, 36 (2), pp. 236-248.
- Hasperué, W., Lanzarini, L., & de Giusti, A. (2012). Rule Extraction on Numeric Datasets Using Hyper-rectangles. *Journal of Computing and Information Science*, 5 (4), pp. 116-131.
- Hastie, T., Tibshirani, R., & Friedman, J. (2001). *The Elements of Statistical Learning*. Springer-Verlag, New York.
- Hsu, C. M., & Chen, M. S. (2009). On the Design and Applicability of Distance Functions in High-Dimensional Data Space. *IEEE Transactions on Knowledge Data Engineering*, 21 (4), pp. 523-536.
- Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez, R., & Fuertes, V. S. (2007). Design optimization of wastewater collection networks by PSO. *Computers and Mathematics with Applications*, 56 (3), pp.777–784.
- Izquierdo, J., Minciardi, R., Montalvo, I., Robba, M., & Tavera, M. (2008a). Particle Swarm Optimization for the biomass supply chain strategic planning. En *Proceedings of 4th Biennial Meeting, iEMSs 2008: International Congress on Environmental Modelling and Software*, pp. 1272-1280, Barcelona, Spain.
- Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez, R., & Tavera M. (2008b). Optimization in water systems: a PSO approach. *Business and Industry Symposium (BIS)*, Ottawa, Canada.
- Kamwa, I., Samantaray, S. R., & Joos, G. (2009). Development of Rule-Based Classifiers for Rapid Stability Assessment of Wide-Area Post-Disturbance Records. *IEEE Transactions on Power Systems*, 24 (1), pp. 258-270.
- Kang, D., & Lansey, K. (2011). Revisiting optimal water-distribution system design: issues and a heuristic hierarchical approach. *Journal of Water Resources Planning and Management ASCE*, 138 (3), pp. 208-217.
- Keedwell, E., & Khu, S. T. (2005). A hybrid genetic algorithm for the design of water distribution networks. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 18 (4), pp. 461-472.
- Kehl, V., & Ulm, K. (2005). Responder Identification in Clinical Trials with Censored Data. *Computational Statistics & Data Analysis*, 50 (5), pp. 1338–1355.
- Klosgen, W. (1996). Explora: A multipattern and multistrategy discovery assistant. En Fayyad, U.M., Piatetsky-Shapiro, G., Smyth, P., Uthurusamy, R., (Eds.), *Advances in Knowledge Discovery and Data Mining*. Cambridge: AAAI Press.
- Kwakkkel, J. H., & Timmermans, J. S. (2012). Safe Operating Spaces for Human Water Use: Applying Exploratory Modeling and Patient Rule Induction to ANEMI. *2012 International Congress on Environmental Modelling and Software. Managing Resources of a Limited Planet, Sixth Biennial Meeting*, Leipzig, Germany.
- Lavrac, N., Kavsek, B., Flach, P. A., & Todorovski, L. (2004). Subgroup discovery with CN2-SD. *Journal of Machine Learning Research*, 5, pp. 153-88.
- Liu, X., Minin, Y., Huang, Y., Seligson, D. B., & Horvath, S. (2004). Statistical Methods for Analyzing Tissue Microarray Data. *Journal of Biopharmaceutical Statistics*, 14, pp. 671-685.
- Martínez-Rodríguez, J. B., Montalvo, I., Izquierdo, J., & Pérez-García, R. (2011). Reliability and Tolerance Comparison in Water Supply Networks. *Water Resources Management*, 25, pp. 1437–1448.

- Montalvo, I. (2011). Diseño óptimo de sistemas de distribución de agua mediante Agent Swarm Optimization. PhD doctoral dissertation. Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain.
- Montalvo, I., Izquierdo, J., Herrera, M., & Pérez-García, R. (2014). Water supply system computer-aided design by Agent Swarm Optimization. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 29 (6), pp. 433-448.
- Montalvo, I., Izquierdo, J., Schwarze, S., & Pérez-García, R. (2010). Multi-objective particle swarm optimization applied to water distribution systems design: An approach with human interaction. *Mathematical and Computer Modelling*, 52, pp. 1219-1227.
- Nguyen, V. V., Hartmann, D., & König, M. (2012). A distributed agent-based approach for simulation-based optimization. *Advanced Engineering Informatics*, 26, pp. 814–832.
- Nicklow, J. W., Reed, P. M., Savic, D., Dessalegne, T., Harrell, L., Chan-Hilton, A., Karamouz, M., Minsker, B., Ostfeld, A., Singh, A., & Zechman, E. (2010). State of the Art for Genetic Algorithms and Beyond in Water Resources Planning and Management. *Journal of Water Resources Planning and Management ASCE*, 136 (4), pp. 412-432.
- Persson, J. A., Davidsson, P., Johansson, S. J., & Wernstedt, F. (2005). Combining agent-based approaches and classical optimization techniques. En *Proceedings of the European workshop on Multi-Agent Systems (EUMAS 2005)*, pp. 260–269.
- Reed, P. M., Hadka, D., Herman, J. D., Kasprzyk, J. R., & Kollat, J. B. (2013). Evolutionary multiobjective optimization in water resources: The past, present, and future. *Advances in Water Resources*, 51, pp. 438-456.
- Sycara, K. P. (1998). Multiagent systems. *American Association for Artificial Intelligence*, 19 (2), pp. 79-92.
- Weichhart, G., Affenzeller, M., Reitbauer, A., & Wagner, S. (2004). Modelling of an agent based schedule optimisation system. In *Proceedings of the IMS International Forum, Cernobbio, Italy*, pp. 79-87.
- Wooldridge, M. (2009). *An Introduction to Multiagent Systems*, John Wiley & Sons.
- Wrobel S. (1997). An Algorithm for multi-relational discovery of subgroups. *Proceedings of the 1st European Conference on Principles of Data Mining and Knowledge Discovery; 1997; Trondheim. Norway. Berlin/Heidelberg: Springer.*
- Xie, X. F., & Liu, J. (2009a). Graph coloring by multiagent fusion search. *Combinatorial Optimization*, 18 (2), pp. 99–123.
- Xie, X. F., & Liu, J. (2009b). Multiagent optimization system for solving the traveling salesman problem (TSP). *IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics Part B: Cybernetics*, 39(2), pp. 489–502.

## Capítulo 5. Técnicas de controle inteligente aplicadas em sistemas de bombeamento direto

*Lais Régis Salvino (1), Kamilla Henrique Mendonça (2), Anne Caroline Linhares Monteiro (3), Heber Pimentel Gomes (4), Saulo de Tarso Marques Bezerra (5)*

(1) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) lais\_regis@hotmail.com

(2) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) kamillapdm@hotmail.com

(3) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) anneclmonteiro@hotmail.com

(4) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) heberp@uol.com.br

(5) Universidade Federal de Pernambuco (Brasil) s.bezerra@yahoo.com.br

---

**RESUMO.** Com o adensamento populacional ocorrido nas últimas décadas, os sistemas de abastecimento de água sofreram alterações no seu padrão de consumo. Essas modificações exigem por parte das companhias esforços no âmbito técnico e ressaltam a necessidade de estratégias que visem a eficiência operacional do sistema. O gerenciamento por meio de controles automáticos compreendem um mecanismo robusto para aferir esses resultados. Este trabalho apresenta um estudo comparativo dos parâmetros hidráulicos e elétricos de uma rede experimental automatizada. O comportamento do sistema foi analisado sob três condições: sem controlador, com controlador PID e com controlador Redes Neurais Artificiais. Os resultados apontaram a eficiência dos controladores utilizados, pois ambos conseguiram controlar a pressão de serviço, para diferentes cenários de consumo. No que se refere à eficiência energética foi possível verificar, com base no cálculo do Consumo Específico de Energia (CE), a economia de energia elétrica obtida com uso dos controladores.

**ABSTRACT.** The rapid growth in the population over the last few decades has resulted in changes of supply system consumption patterns. Such alterations require effort from the companies in technical aspects; targeting the need of strategies to improve operational efficiency. The management system, based on automated control, carries a strong mechanism to gauge these results. It is the purpose of this paper to present a comparative study of both hydraulic and electric parameters of an experimental automated network. The network behavior was analyzed under three conditions: without a controller, with a PID controller; with an Artificial Neural Network. The results indicated the efficiency of the applied controllers. Both managed to control the service pressure in different consumption scenarios. Dealing with the energy efficiency, it was verified that, according to calculations related to the Specific Energy Consumption (SEC), the reduction on the electrical energy is notable with the use of the controllers.

---

Palavras - chaves: Eficiência Energética, Sistemas de Abastecimento, Controlador PID, Redes Neurais Artificiais.

Keywords: Power Efficiency, Supply System, PID Controller, Artificial Neural Network.

## INTRODUÇÃO

O intenso processo de urbanização ocorrido nas últimas décadas tem exigido por parte das empresas de saneamento grandes esforços no âmbito técnico, organizacional e financeiro, uma vez que os sistemas de distribuição de água estão cada vez maiores e mais complexos, resultando em gastos elevados com a produção de água tratada e energia elétrica (Camboim, 2012).

Os sistemas de abastecimento e de esgotamento sanitário são responsáveis por cerca de 3% da energia consumida no mundo, sendo que 90% desta parcela é de responsabilidade dos equipamentos motor bomba (Gomes e Carvalho, 2012). Para Ramos et al. (2012) este consumo poderia ser reduzido, em pelo menos, 25%, por meio de melhorias de desempenho da eficiência energética do sistema. Desta forma, medidas que definam estratégias operacionais eficientes hidráulica e energeticamente são de fundamental importância no cenário atual.

O controle da pressão de serviço é um das ações básicas para a redução do consumo de energia nos sistemas urbanos de distribuição de água. Segundo Carvalho (2012), a pressão excessiva na rede além de onerar, desnecessariamente, o serviço de abastecimento, provoca avarias nas tubulações e nos acessórios, além de reduzir a vida útil dos equipamentos.

A utilização de conversores de frequência permite variar a velocidade de rotação do motor, mantendo a operação da bomba em níveis mínimos de potência, porém suficientes para o pleno atendimento das demandas, garantindo, assim, o controle piezométrico da rede, além da economia de energia, aumento da confiabilidade do sistema e prolongamento da vida útil da estação elevatória. Cassiano Filho e Freitas (2001) realizaram, no sistema de abastecimento de água da cidade de Lins (SP), um estudo comparativo da utilização de bomba de rotação constante e bomba com inversor de frequência. Concluiu-se que a variação de pressão para bomba de rotação constante foi de 15 a 33 mca e para bomba com inversor de frequência, de 19 a 21 mca. A diminuição do intervalo de variação da pressão, quando utilizado o conversor de frequência, resultou em uma significativa redução de energia elétrica.

Os sistemas de distribuição de água trabalham com diversos parâmetros e sob condições variadas de abastecimento, o que dificulta um monitoramento puramente mecânico ou manual. Para o gerenciamento hábil desses sistemas é necessário que se tenha um eficiente processo de aquisição, armazenamento e transmissão das grandezas elétricas e hidráulicas. Assim, com o avanço tecnológico, tem-se investido na automação para alcançar esses objetivos. A implantação de sistemas automatizados apresenta-se como um mecanismo robusto de gerenciamento operacional em tempo real, possibilitando o controle acurado e a melhoria no desempenho das operações. Desta forma, a utilização de conversores acoplados a sistemas de controles automáticos garante o funcionamento mais eficiente e preciso da rede.

Existem, hoje, diversos tipos de controladores disponíveis no mercado. O controlador Proporcional Integral Derivativo (PID), atualmente, é o mais utilizado em segmentos industriais, sendo amplamente reconhecido pela sua eficácia no controle de processos relativamente simples e sujeitos à poucas variações. Para análise de sistemas mais complexos, tem sido difundido o emprego de técnicas de controle inteligente, tais como as redes neurais artificiais (RNAs).

Gonçalves e Ramos (2008) apresentaram um modelo de Redes Neurais Artificiais (RNA) aliados a Simuladores Hidráulicos e a componentes de Otimização com Algoritmos Genéticos (AG). Realizando uma interação entre duas ou mais formas de energias em diferentes etapas de um mesmo sistema, maximizando a eficiência de cada fonte para um ganho global. A arquitetura básica de RNA utilizada foi o MLP, e o simulador energético aplicado foi o HOMER. O objetivo do trabalho foi apresentar uma metodologia para a criação de uma RNA que traduza o simulador HOMER, criando um simulador neuronal baseado nos princípios deste simulador energético, que posteriormente poderá

ser integrado ao EPANET através do “toolkit”, proporcionando um aumento da velocidade de processamento e maior integração.

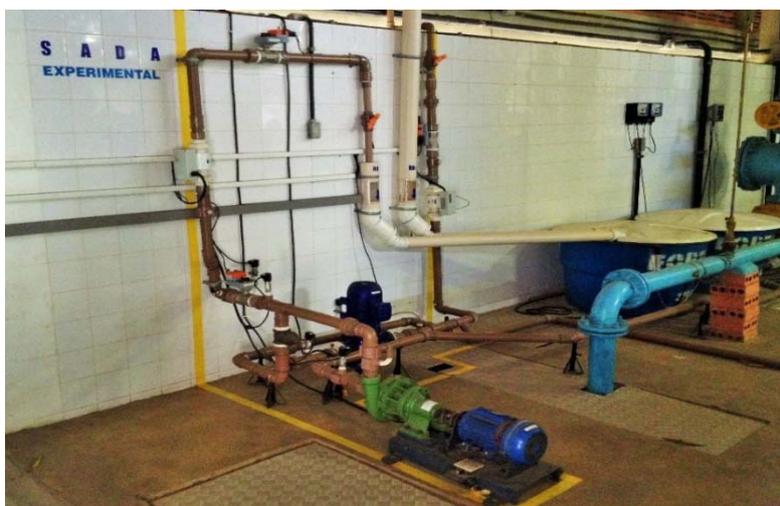
Quadros e Pinto (2013) abordaram o controle de pressões em sistemas de abastecimento de água, através do uso de VRPs. As oscilações das pressões de operação nas redes de distribuição foram filtradas pelo sistema de controle PID com sintonia automática. As simulações realizadas demonstraram a aplicabilidade dos métodos de sintonia propostos, uma vez que todos os indicadores de desempenho do sistema gerenciado pelos controladores PID foram melhorados em relação a situação com controle manual.

O objetivo deste trabalho foi simular o funcionamento de uma rede de abastecimento em zona de baixa pressão e comparar os parâmetros hidráulicos e elétricos obtidos, sem a atuação de um controlador e com a atuação de sistemas de controle automático. As metodologias de controle adotadas foram o PID (Proporcional Integral Derivativa) na sua forma convencional, que consiste na soma de três termos: um termo proporcional ao erro, um termo proporcional a integral do erro e um termo proporcional à derivada do erro, sendo muito utilizado na indústria, em geral, pois permite regular o tempo de resposta do sistema (De Negri, 2004). E um controlador neural adaptativo, o RNA (Redes Neurais Artificiais), baseado nas conexões sinápticas que ligam os neurônios. Segundo Cordeiro (2008), a rede neural se assemelha a uma máquina, projetada para modelar a maneira como o cérebro realiza uma determinada tarefa ou função.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O Sistema Automatizado de Distribuição de Água (SADA) é uma bancada experimental pressurizada que simula um sistema de abastecimento de água localizada no Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal da Paraíba– LENHS UFPB.

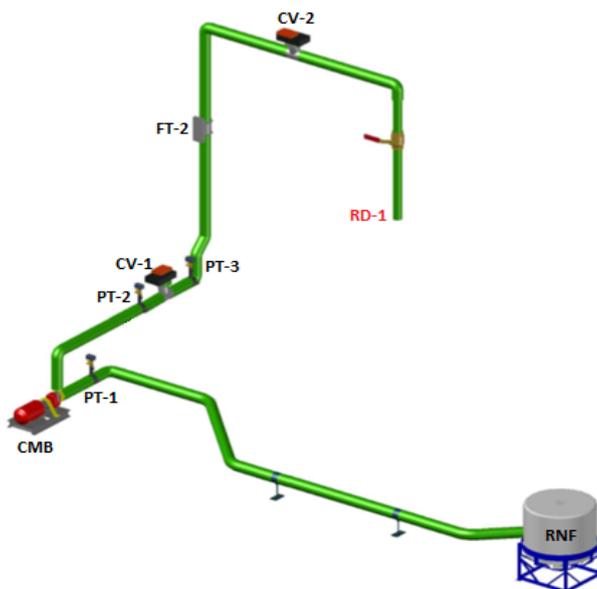
Figura 1- Foto da rede experimental SADA



*A priori*, o escopo da rede SADA é simular um sistema de distribuição de água setorizado composto por duas zonas de consumo (zona baixa e zona alta) cujos ramais de descarga possuem cotas topográficas acentuadamente distintas. Porém, para os fins propostos no presente trabalho, a análise

isolada da zona baixa é suficiente. Entende-se por zona baixa todo o trecho percorrido continuamente (sem ramificações) desde o reservatório de alimentação (RNF) até o ramal de descarga RD-1 (Figura 2).

Figura 2 - Modelo 3D da zona baixa da rede experimental SADA



A estação elevatória desse sistema é composta por um conjunto motor bomba (CMB), com motor de indução trifásico, 220/380 V de 3 cv. O acionamento do CMB é realizado através de um conversor/inversor de frequência. Quando associado a um sistema de controle automático o conversor permite manter as pressões de serviço em níveis constantes pré-estabelecidos, adequando, assim, o funcionamento da elevatória às frequentes variações de demanda ocasionalmente ocorridas. Desta forma, evitam-se sobrepensões e gastos energéticos dispensáveis.

Ao longo da rede estão dispostos três transdutores de pressão (PT-1, PT-2 e PT-3) e um transdutor de vazão (FT-1) que tem por objetivo monitorar, respectivamente, a pressão e a vazão de serviço. Neste trabalho, a pressão dinâmica no ponto de atuação do transdutor PT-3 foi escolhida como referência de monitoramento e controle.

Para atuar sobre a rede, provocando as interferências necessárias nos parâmetros hidráulicos, existem duas válvulas proporcionais. A válvula CV-2, localizada nas proximidades do ramal de descarga, tem por objetivo emular a variação da vazão demandada através da mudança do seu grau de fechamento. Com este propósito foram idealizadas seis faixas de consumo intercaladas de 5° em 5° entre o intervalo de 30° (máximo consumo) e 60° (mínimo consumo). A válvula CV-1, localizada à entrada da zona de consumo, foi utilizada sob um grau fixo de 20° gerando uma perda de carga localizada intencional. A intervenção sobre o grau de fechamento desta válvula foi necessária para atender as limitações de funcionamento do conjunto motor bomba, cuja potência máxima admissível é de 2,53 kW; este valor corresponde ao produto entre o fator de serviço e a potência nominal disponível do motor.

A leitura dos parâmetros hidráulicos fornecidos pelos sensores e atuadores e a execução de ações de comando sobre as válvulas proporcionais e o conversor de frequência são possíveis devido a

comunicação estabelecida entre a placa de aquisição de dados da *National Instruments* e o software supervisor LabVIEW®.

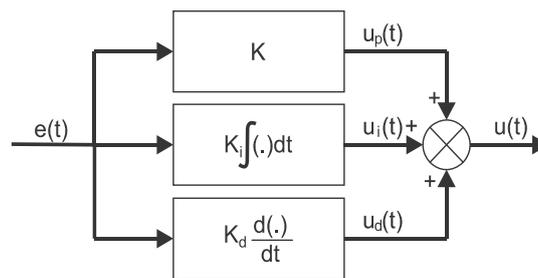
A alimentação e a descarga desta bancada experimental são realizadas por meio de reservatórios de fibra de vidro com capacidade de 310 L interligados entre si.

### CONTROLADOR PROPORCIONAL, INTEGRAL E DERIVATIVO (PID)

Para obter o controle de velocidade de rotação do conjunto motor bomba da bancada experimental SADA, foi implementado no sistema um controlador do tipo PID Convencional. A escolha desse tipo de controle se deve ao fato da sua facilidade operacional e o seu baixo custo, além de ser um dos mais utilizados no âmbito industrial, ocupando uma faixa entre 90% e 95% (Aström e Hägglund, 1995).

O controlador PID é constituído por três modos; o Proporcional, Integral e o Derivativo. A soma desses termos gera o sinal de controle  $u(t)$  que atua no controle da velocidade de rotação do conjunto motor bomba. A Figura 3 apresenta um esquema ilustrativo do controlador PID.

Figura 3 – Esquema ilustrativo do controlador PID



Fonte: DE NEGRI, 2004.

Cada modo se destaca por uma função diferenciada na atuação do controlador PID. O termo Proporcional fornece uma relação entre o erro  $e(t)$  e a constante de ganho proporcional  $K_p$ , logo a saída do controlador é proporcional ao valor do erro efetivo. Ele age na resposta transitória do sistema reduzindo o tempo de subida, além de diminuir o erro de regime permanente. O termo Integrativo é composto pela multiplicação entre a constante de ganho integral  $K_i$  e a integral do sinal de erro  $e(t)$ . A utilização desse modo elimina o erro em estado estacionário que é gerado pela ação de controle proporcional, mas pode comprometer a resposta transitória do sistema. O termo Derivativo é responsável por atenuar a magnitude do sobressinal causado pelo modo integrativo e também por aumentar a estabilidade do sistema, melhorando a resposta transitória (HAFFNER, 2013). A ação de controle do modo Derivativo é proporcional à taxa de variação do sinal de erro ao longo do tempo e a variável de ganho derivativo  $K_d$  (Aström e Wittenmark, 1995).

Segundo BÖHM (2005), a lei de controle do PID no domínio do tempo pode ser descrita matematicamente pela Equação (1),

$$u(t) = Kp \left[ e(t) + \frac{1}{Ki} \int_0^t e(t) dt + Kd \frac{de(t)}{dt} \right] \quad (1)$$

Onde,  $e(t)$ , representa a diferença entre a entrada de referência e a variável de saída do sistema. Este sinal de erro é a variável de entrada do controlador, e o sinal de saída do controlador é dado pela variável  $u(t)$ . No entanto, para obter uma versão digital do controlador PID, foi preciso discretizar os componentes integrais e derivados. A maneira mais simples de discretizar uma integral é aproximá-la de uma soma, chegando à forma utilizada do controle na versão digital, conforme a Equação (2), para implantação no LabVIEW®:

$$u(k) = K_p \left\{ e(k) + \frac{T_0}{K_i} \left[ \frac{e(0) + e(k)}{2} + \sum_{i=1}^{k-1} e(i) \right] + \frac{K_d}{T_0} [e(k) - e(k-1)] \right\} \quad (2)$$

O ganho proporcional  $Kp$  assumiu valor de 0,1; o ganho integrativo  $Ki$  ficou com valor de 0,2 e o ganho derivativo  $Kd$  com valor de 0,03. Foi verificado experimentalmente que o tempo de amostragem necessário para o sistema era de 150 ms.

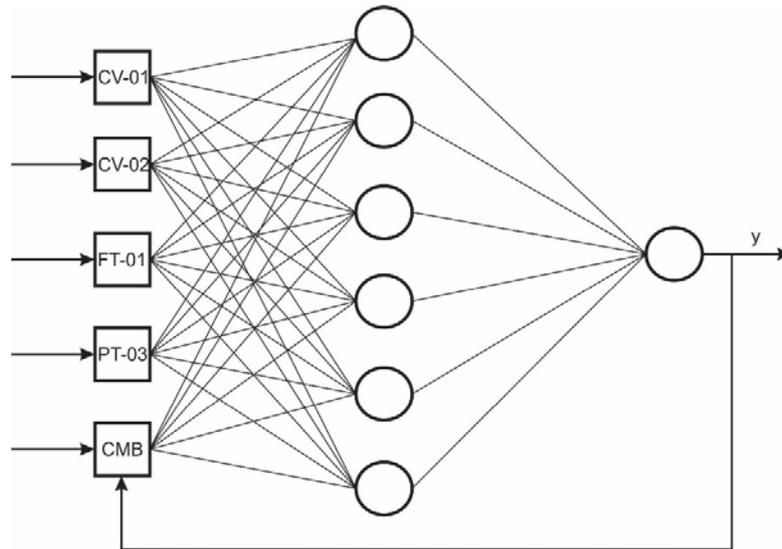
## REDES NEURAIS ARTIFICIAIS (RNA)

Redes Neurais Artificiais são modelos computacionais fundamentados no funcionamento do sistema nervoso dos seres vivos. A rede neural é formada por um conjunto de unidades processadoras (neurônios artificiais), e geralmente é arquitetada em três camadas; a primeira é denominada de Camada de Entrada, esta contém os sinais de entrada ( $X_n$ ) que caracterizam o sistema. Na segunda camada conhecida por Camada Intermediária, localizam-se os neurônios responsáveis pelo processamento desses sinais de entrada e por último a Camada de Saída, que é constituída pelos neurônios que representam os sinais de saída ( $Y_n$ ). Essas camadas encontram-se interligadas entre si através de sinapses artificiais, que são representadas por matrizes de pesos ( $W_n$ ) sinápticos. Os neurônios artificiais são não lineares, geram saídas contínuas e tem como função coletar os sinais de entrada, processá-los e fornecer uma resposta, de acordo com a função de ativação inerente (Silva et al, 2010).

Para o presente trabalho, o tipo de rede escolhida foi a *Perceptron* Múltiplas Camadas (PMC) com arquitetura recorrente, já que pela literatura esse tipo de rede é destacada por representar sistemas que variam no tempo (processos dinâmicos) e é amplamente utilizada no controle de processos.

A Figura 4, mostra a representação da rede neural implementada no sistema em estudo, composta por cinco sinais de entrada, seis neurônios na camada intermediária e um neurônio na camada de saída.

Figura 4 – Arquitetura da Rede Neural Artificial recorrente



Os sinais de entrada da rede são formados pelos dados fornecidos pelas Válvulas Proporcionais (CV-01 e CV-02), pelos Transdutores de Vazão (FT-01) e Pressão (PT-03) e pelos valores da frequência do conjunto motor bomba (CMB). A função de ativação escolhida para a camada intermediária foi a tangente hiperbólica e para a camada de entrada e de saída foi utilizada a função linear. Antes de atuar efetivamente no controle, a rede neural passa por um processo de treinamento para atualizar os valores dos pesos que estão entre as camadas de entrada e intermediária, e entre as camadas intermediária e de saída.

Após a fase de treinamento, a rede está pronta para atuar como controle direto no sistema. No intuito de testar a eficiência do uso dos controladores PID e RNA, foram simuladas situações de variação da demanda do sistema, onde a válvula proporcional CV-02 sofreu uma variação de 30° até 60°, simulando uma curva de consumo, o ângulo da válvula foi alterado em 5° graus a cada 30s. A demanda mínima foi considerada quando a válvula estava com um ângulo de 60° e a demanda máxima com 30°. A válvula CV-01 permaneceu com 20° de abertura para introduzir uma perda de carga no sistema. A medida que os testes foram realizados, houve a coleta dos parâmetros energéticos através de um analisador de energia da FLUKE®. Os testes ocorreram para a mesma simulação da demanda sem o uso de um sistema de controle, com o uso do controlador PID e posteriormente utilizando a RNA recorrente. O objetivo é proporcionar o controle da pressão num ponto a jusante da bomba em 10 mca. independente da demanda exigida pela rede e verificar qual sistema de controle alcançou o objetivo de forma eficiente energeticamente.

## ANÁLISE DOS PARÂMETROS ELÉTRICOS

Além do controle dos parâmetros hidráulicos, tais como a vazão e a pressão, é necessário que o controle aplicado demonstre sua eficiência quando submetido à análise dos parâmetros elétricos. Os inversores de frequência, controlados pelo PID e RNA, devem encontrar o funcionamento mais eficiente do conjunto motor bomba, de forma a proporcionar as pressões de serviço na rede, e as demandas necessárias ao sistema de abastecimento, a um baixo consumo energético. Para a medição dos parâmetros elétricos, foi utilizada a maleta Fluke®, um analisador de energia, capaz de medir as

principais variáveis elétricas envolvidas em um determinado sistema. Para este trabalho, o único parâmetro necessário foi a potência do conjunto motor bomba.

Os dados coletados durante os testes foram utilizados na Equação (3), que representa o cálculo do Coeficiente Específico de Energia Elétrica, e é amplamente utilizada para avaliação de sistemas de abastecimento quanto à eficiência energética, ela relaciona a energia consumida pelo volume bombeado (GOMES, 2010).

$$CE = \frac{P_a \times t}{V} \quad (3)$$

Onde:

$P_a$  – Potência elétrica medida, em kW;

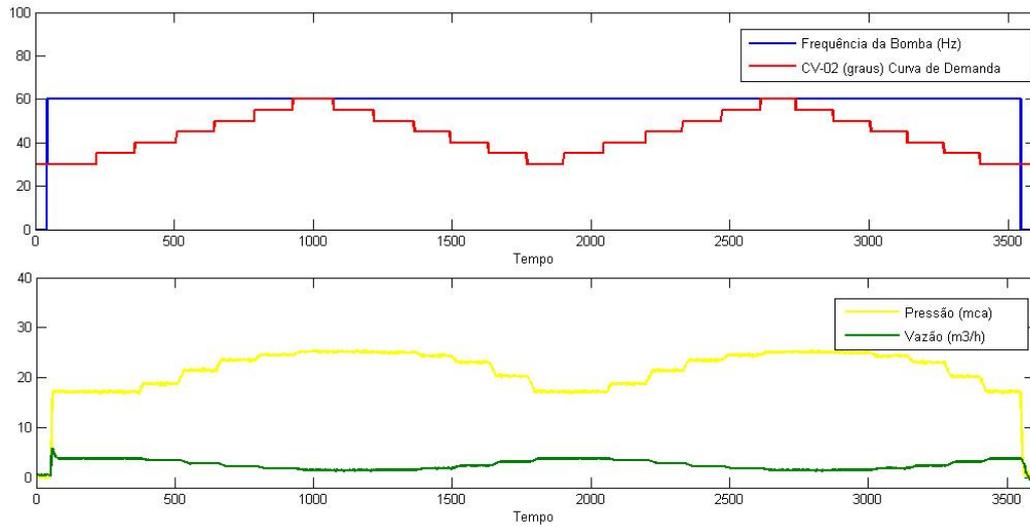
t – Tempo de bombeamento, em h;

V – Volume bombeado, em m<sup>3</sup>;

## APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O gráfico da Figura 5 apresenta os resultados obtidos com a simulação do sistema sem a atuação de um controlador, e variando a demanda horária da rede. Durante todo o teste, o conjunto motor bomba operou com uma frequência de 60 Hz. A demanda representada pela linha vermelha, sofreu alterações ao longo do tempo, iniciou-se a simulação com o ângulo da válvula proporcional na posição de 30° (máxima demanda) e em seguida, o ângulo de fechamento foi alterado de 5° em 5° graus a cada 30 s, até chegar no valor de 60° (mínima demanda). O objetivo dessa alteração no ângulo de fechamento da válvula foi de simular a variação do consumo horário. O tempo de amostragem utilizado foi de 150 ms, e o período de duração do teste foi aproximadamente de 8 min e 45 s. A variação da pressão e da vazão no decorrer da simulação estão demonstradas pelas linhas amarela e verde, respectivamente.

Figura 5 – Variação da demanda sem a utilização de um sistema de controle



Os resultados exibidos nas Figuras 6 e 7 foram obtidos através da utilização de um controlador do tipo redes neurais artificiais e do PID convencional, respectivamente, com o intuito de obter o controle da pressão do sistema em 10 mca, enquanto o mesmo sofre variações em sua demanda.

Figura 6 – Controle da pressão utilizando Redes Neurais Artificiais

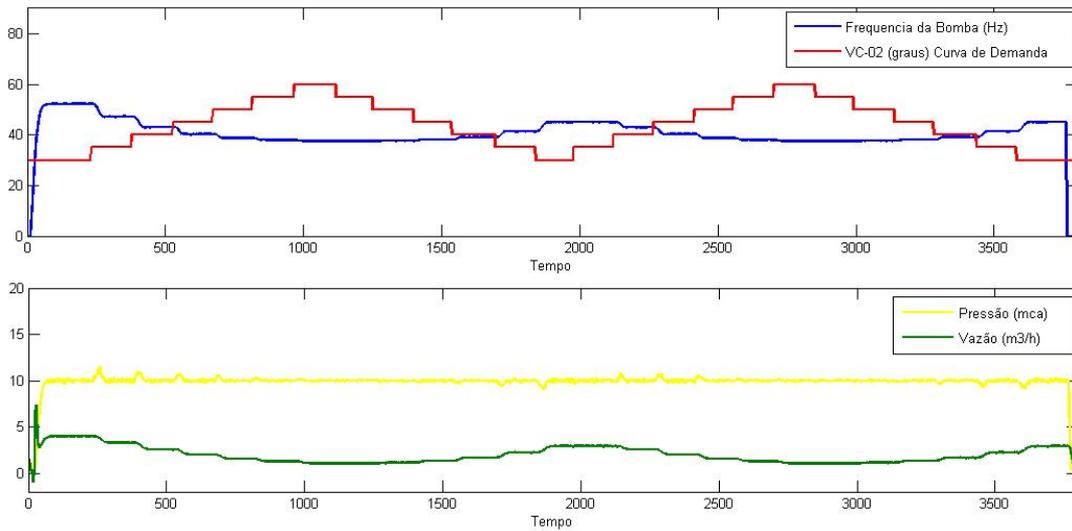
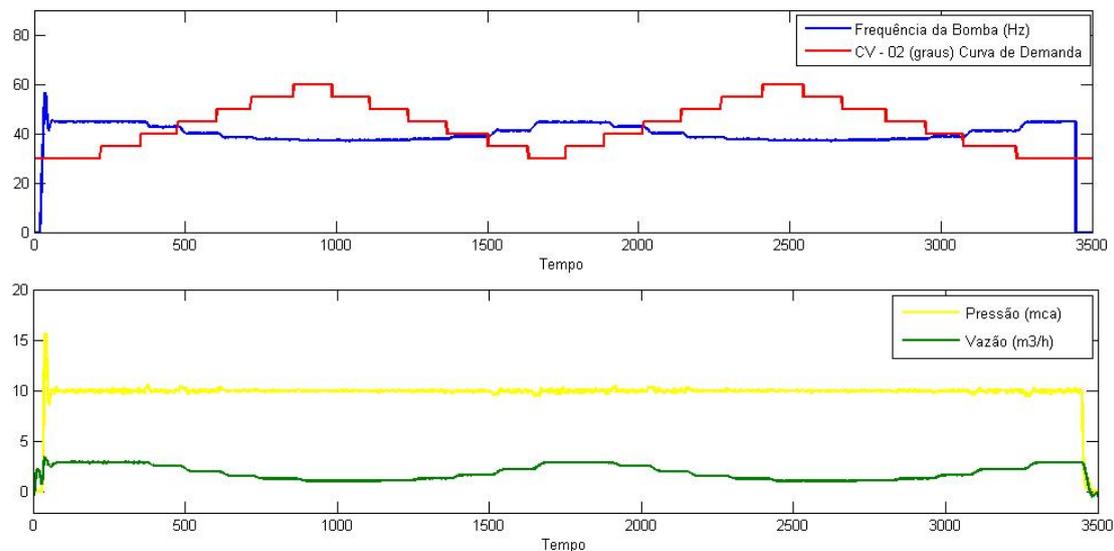


Figura 7 – Controle da pressão utilizando o PID Convencional



## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados observados no gráfico da Figura 5 mostraram que, o sistema atuando sem a ação do controlador faz com que a pressão de serviço se encontre num valor superior a 10 mca, pois a ausência de um sistema de controle não permite que a velocidade de rotação do conjunto motor bomba seja alterada em função da pressão dada como referência. Outro fator a ser notado é que, quando o sistema funciona para atender uma demanda mínima o menor valor da pressão fornecido foi de 18 mca e o consumo específico de energia (CE) calculado pela Eq. 3 foi equivalente a  $1,21 \text{ kW/m}^3$ . No caso onde o sistema deve atender uma máxima demanda, a pressão atinge um valor de 25 mca e o CE calculado é de  $0,60 \text{ kW/m}^3$ .

Quando o sistema é acionado pelo controlador com redes neurais artificiais (ver Figura 6), a pressão de serviço atinge em 8 segundos o valor escolhido pela referência (10 mca) sem a presença de *overshoot*. Durante a alteração da demanda, o controlador conseguiu acompanhar as variações sofridas pelo sistema e a pressão neste intervalo não ultrapassa o valor de 12 mca. A frequência do conjunto motor bomba atingiu um valor máximo de 52 Hz no acionamento do sistema, onde está sendo exigida uma demanda máxima ( $30^\circ$ ), o CE calculado para essa situação é  $0,42 \text{ kW/m}^3$ . Quando a rede passa a funcionar para atender uma mínima demanda ( $60^\circ$ ), a frequência assume um valor próximo a 37 Hz e o CE encontrado é de  $0,56 \text{ kW/m}^3$ . No momento em que a demanda máxima volta a ser requerida, o sistema de impulsão conseguiu atender a essa situação com uma frequência de 44 Hz e um CE de  $0,37 \text{ kW/m}^3$ .

No gráfico da Figura 7, quando o controlador PID foi utilizado para acionar o sistema, inicialmente a frequência do conjunto motor bomba atendeu a demanda máxima com 45 Hz e o CE encontrado para esse cenário foi  $0,37 \text{ kW/m}^3$ , nesta fase o controlador causa um *overshoot* e a pressão atinge um valor próximo a 15 mca, em contrapartida, quando o sistema estabiliza na demanda exigida, a pressão consegue ser controlada em 10 mca. No momento em que o ângulo de fechamento da válvula encontra-se em  $60^\circ$  (mínima demanda), o sistema de bombeamento funcionou com uma frequência de 37 Hz e um CE de  $0,54 \text{ kW/m}^3$ .

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Diante dos resultados obtidos, pode-se concluir que o uso de controladores em sistemas de abastecimento de água é válido, e representa uma ação de eficiência energética eficaz. Quando o sistema em estudo foi acionado sem a utilização de um controlador, o mesmo apresentou um coeficiente específico de energia de  $0,60 \text{ kW/m}^3$  e a pressão nesta situação foi de 25 mca, no cenário de máxima demanda. Na mesma situação, a rede neural artificial apresentou um valor de CE igual a  $0,42 \text{ kW/m}^3$  e uma pressão de 10 mca, o que torna o sistema mais econômico energeticamente em 30%. A utilização do controlador PID neste caso, rendeu um CE de  $0,37 \text{ kW/m}^3$  e a pressão também se manteve em 10 mca, apresentando uma economia de energia de 38% em relação ao funcionamento do sistema sem controlador e de 11,9%, em comparação com o uso da rede neural artificial. Quando o cenário exigia uma mínima demanda, a rede neural apresentou uma economia de energia de 53,7% e o PID de 55,3%, em relação a mesma situação com o sistema atuando sem uma ação de controle. Apesar do controlador PID apresentar resultados mais vantajosos do que a rede neural, esse tipo de controle é limitado ao grau de complexidade do sistema, ou seja, as redes neurais conseguem se adaptar a sistemas mais complexos, onde o PID não apresenta um desempenho satisfatório.

As recomendações para o estudo mais aprofundado desse trabalho consistem em aplicar os mesmos sistemas de controle, a fim de manter a pressão de referência nas duas zonas distintas que essa bancada experimental apresenta, com o objetivo de comparar a eficiência energética de sistemas de abastecimento que atuam com um conjunto motor bomba e um *booster*.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), do Brasil, pelo apoio financeiro para a realização deste trabalho.

## REFERÊNCIAS

- Aström, K. J., Hägglund, T. (1995). "PID Controllers: Theory, Design, and Tuning". 2ª ed., USA, ISBN.
- Aström, K. J., Wittenmark, B. (1995). "Adaptive Control", Addison-Wesley, Inc.
- Böhm, J. Bobál, V. Fessl, J. e Macháček, J. (2005) "Digital Self-tuning Controllers - Algorithms, Implementation and Applications", U.K.
- Camboim, W. L. L. (2012). Aplicações de técnicas de controle Fuzzy em sistemas de abastecimento de água visando melhoria no rendimento energético e hidráulico. 143 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.
- Carvalho, P. S. O. (2012). "Controle para Bombeamento Distribuído com Vistas a Minimização dos Custos Energéticos Aplicados a Sistemas de Abastecimento de Água". Tese D.Sc., Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica - PPGEM/UFPB, João Pessoa, PB, Brasil.
- Cassiano Filho, A. & Freitas, F. V. (2001). Capítulo 7. In: Redução do custo de energia elétrica em sistemas de abastecimento de água. Bombeamento de água com o uso do inversor de frequência para o abastecimento da zona alta da cidade de Lins, interior do Estado de São Paulo (pp.xxx). ABES. São Paulo.

- Cordeiro, L. F. A. (2008). Eficiência Energética no Controle Inteligente de Sistemas de Bombeamento. 2008. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Elétrica) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.
- De Negri, V.J. (2004). Introdução aos Sistemas para Automação e Controle Industrial. LASHIP / EMC /UFSC. Florianópolis.
- Gomes, H.P. (2010). Sistemas de Saneamento – Eficiência Energética. João Pessoa. Editora Universitária – UFPB.
- Gomes, H. P. & Carvalho, P. S. O. (2012). “Manual de Sistema de Bombeamento – Eficiência Energética”. João Pessoa. 1ª Edição, Editora Universitária, UFPB.
- Gonçalves, F. V. & Ramos, H. M. (2008). Metodologia de Otimização Multi-Objectivo com RNA da Eficiência Energética Quando Integrada na Gestão Operacional de SAA. Alterações climáticas e gestão da água e energia em sistemas de abastecimento e drenagem.
- Haffner, J. F. (2013). Projetos de Sistemas de Controle Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul Departamento de Engenharia Elétrica.
- Quadros, A. S. & Pinto, A. M. A. (2013). Controle PID com Sintonia Automática e Adaptativa de Válvulas Redutoras de Pressão em Sistemas de Abastecimento de Água. Proceeding Series Of The Brazilian Society Of Applied And Computational Mathematics, v. 1, n. 1, p.1-2.
- Ramos, H. M. & Costa, L. H. M. & Gonçalves, F. V., (2012). “Energy Efficiency in Water Supply Systems: GA for Pump Schedule Optimization and ANN for Hybrid Energy Prediction, Water Supply System Analysis” - Selected Topics, Dr. Avi Ostfeld (Ed.), ISBN: 978-953-51-0889-4.
- Silva, I. N., Spatti, D. H., Flauzinho, R. A. (2010). “Redes Neurais Artificiais: para engenharia e ciências aplicadas”. São Paulo. 1ª Edição. Editora Artliber.
- Vukic, Z. e Kuljaca, O. Lectures On Pid Controllers (2002). Automation and Robotics Research Institute, The University of Texas at Arlington.

## Capítulo 6. Aplicação de sistema de controle utilizando redes neurais para operação de bombas em paralelo

*Emmanuel Guerra de Barros Filho (1), Arthur Brito Nunes Diniz (2), Moisés Menezes Salvino (3), Heber Pimentel Gomes (4), Simplicio Arnaud Silva (5)*

(1) Instituto Federal da Paraíba (Brasil) emanuelguerra@uol.com.br

(2) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) arthurbndiniz@hotmail.com

(3) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) riei@hotmail.com

(4) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) heberp@uol.com.br

(5) Universidade Federal da Paraíba (Brasil) sarnaud@ct.ufpb.br

---

**RESUMO** As empresas de abastecimento operam seus sistemas com conjuntos motor-bomba funcionando com potência máxima, nos casos de bombeamento direto, para atender esse consumo. Frequentemente, a experiência do operador, determina o acionamento ou desligamento das bombas em função da oscilação da vazão. Entretanto, não se pode garantir que estas estejam operando com uma melhor eficiência hidroenergética. Além do acionamento, ainda há a possibilidade de variar a velocidade de rotação por meio do uso de inversores de frequência para controlar o melhor ponto de operação do sistema. O presente trabalho propõe a utilização de um sistema de controle com um uso de uma Rede Neural Artificial, com o intuito de aperfeiçoar a operação de uma bancada experimental, que simula um sistema de abastecimento de água composto por dois conjuntos motor-bomba operados em paralelo. Os resultados foram obtidos simulando uma curva de demanda, avaliando-se a eficiência energética desse sistema com o uso do controlador.

**ABSTRACT.** Water supply companies operate their systems with motor-pump sets running at maximum power, in the case of direct pumping to meet that consumption. Frequently, the operator's experience determines the activation or shutdown of the pumps as a function of the flow oscillation. However, there is no guarantee that motor-pump set are operating with better efficiency in terms of energy and hydraulics. Besides the motor-pump set drive, there is the possibility of varying the rotational speed through the use of variable speed drive to control the best point of system operation. This paper proposes the use of a control system from an Artificial Neural Network in order to improve the operation of a test bench that simulates a water supply system and consists of two motor-pump sets operated in parallel. The results were obtained simulating a demand curve and evaluating the system energy efficiency using the controller.

---

Palavras chave: eficiência energética, Redes Neurais Artificiais, sistema de abastecimento de água

Keywords: energy efficiency, Artificial Neural Networks, water supply system

## INTRODUÇÃO

A automação tem se tornado ferramenta fundamental em sistemas de abastecimento de água devido a suas diversas aplicações, que vão desde a melhora da qualidade da água distribuída até a redução do consumo de água e energia elétrica. A necessidade de otimização, e considerando a complexidade encontrada na operação de um sistema de abastecimento, implica na utilização de técnicas computacionais avançadas. A automação, portanto, permite o melhor monitoramento, controle e interferência em tempo real dos setores operacionais responsáveis pelo abastecimento de água de uma determinada região tornando essa atividade mais eficiente, como afirma Tsutyia (2013).

Em unidades de bombeamento de água onde são utilizadas bombas em paralelo, verifica-se que com a variação do consumo horário, nos casos em que a vazão é mínima, é possível operar o sistema com um número reduzido de bombas ou com duas ou mais com rotações reduzidas. Essa otimização foi um dos objetivos de Camboim (2012) que elaborou um sistema de controle fuzzy para o ajuste da pressão a jusante do sistema de impulsão composto por bombas em paralelo, gerando economia de energia elétrica, manutenção da pressão em níveis constantes, dentre outros.

Verifica-se, por meio da literatura, que a utilização de inversores de frequência é um importante mecanismo aliado a automação que tem por finalidade controlar a velocidade de rotação de um motor trifásico por meio da geração de uma frequência e tensão trifásicas ajustáveis. Gomes (2009) apresenta que o emprego adequado desse equipamento evita o bombeamento com pressões excessivas que provocam avarias nas tubulações e desperdício de água podendo, também, substituir os reservatórios elevados, responsáveis por elevados custos de implantação e manutenção.

O excesso de pressão tem influência direta no volume perdido devido aos vazamentos (perdas reais). Segundo Bezerra e Cheung (2013) a diminuição de 10% na pressão implica na redução de aproximadamente 12% no volume perdido. Dentro dessa perspectiva, elevatórias com dois ou mais conjuntos motor-bomba possuem diversas opções de operação para atender à demanda do sistema. A utilização de inversores de frequência nesse contexto é um fator a mais que tem grande influência na operação e pode reduzir o consumo energético quando comparado com bombas sem a utilização de inversor de frequência.

Costa et al (2010), desenvolveram um modelo de operação de Sistemas de Abastecimento de Água que permite determinar as estratégias de operações com custos energéticos reduzidos. Esta otimização é feita a partir do uso de um algoritmo genético híbrido (A.G.H.), um modelo que determina a melhor programação a ser seguida pelas bombas para um horizonte diário de operação. A partir de um processo iterativo é escolhida a estratégia que apresente o menor valor do custo energético diário. Para análise do algoritmo, aplicou-se em dois subsistemas adutores do todo o Sistema de Abastecimento de Água de Ourém. A partir da coleta de dados, construção do modelo no EPANET e calibração do sistema, foi feita uma análise comparativa do funcionamento do sistema submetido ao algoritmo genético híbrido e ao algoritmo genético simples (A.G.S.). Os resultados confirmaram a eficiência do primeiro, em relação ao segundo, o modelo AGH-EPANET convergiu cinco vezes mais rapidamente quando comparado ao AGS-EPANET. O que a eficiência dos algoritmos criados na busca da solução de melhor custo operacional de uma rede.

Spolaor (2011) automatizou um sistema de abastecimento de água da cidade de Santa Rosa de Viterbo, no estado de São Paulo, através de um projeto desenvolvido pela SABESP. Os resultados obtidos foram para a utilização de Controladores Lógicos Programáveis (CLPs) e de um sistema de controle e aquisição de dados SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition). A utilização desses sistemas foi para uma melhor tomada de decisão operacional que promoveu uma significativa eficiência no funcionamento do sistema de armazenamento e distribuição de água.

Regis et al (2014) utilizou um controlador do tipo PID (Proporcional Integral Derivativo) convencional, numa bancada experimental que simula o abastecimento de duas zonas com topografias diferenciadas para controlar a pressão nos dois ramais visando a economia de energia. O controlador atuou nos conversores de frequência do conjunto motor bomba, booter e na válvula redutora de pressão. Os resultados obtidos foram para simulações realizadas com e sem o uso do PID nos cenários de demanda definidos. Com o estudo concluiu-se que, com a utilização do controlador houve uma economia de energia de 29% na máxima demanda e de 49,33% na mínima demanda, se comparado com a mesma situação sem a utilização de um sistema de controle.

A justificativa da pesquisa decorre do fato de a utilização de inversores de frequência nos conjuntos motor-bomba de sistemas de abastecimento de água ainda ser uma tecnologia pouco empregada na prática. Nesse contexto, sua operação, quando aplicada simultaneamente em dois ou mais conjuntos motor-bomba, com base no número elevado de combinações de possíveis pontos de operação e na determinação do melhor ponto de operação diante da variação da demanda, é essencial para a minimização do consumo energético.

Dessa maneira, este trabalho tem por objetivo desenvolver um sistema de controle para operar uma estação de bombeamento com dois conjuntos motor-bomba em paralelo, acionados por inversores de frequência, a fim de controlar as pressões no sistema hidráulico de abastecimento. A metodologia a ser empregada é a técnica de controle via Redes Neurais Artificiais em uma bancada experimental que simula um abastecimento de água e suas variações de consumo horário.

## **MATERIAIS E MÉTODOS**

Com o objetivo de implantar o sistema de controle utilizando Redes Neurais em um sistema de impulsão com bombas em paralelo acionadas por conversores de frequência e analisar seu comportamento, foi desenvolvida uma bancada experimental (Figura 1) totalmente instrumentalizada capaz de simular o bombeamento em configurações de demandas variável. Dessa forma, é possível o monitoramento minucioso dos parâmetros hidráulicos característicos de uma rede de abastecimento, tais como: pressão, vazão e potência.

Como se trata de um modelo experimental, o sistema funciona em circuito fechado, onde seu ponto de descarga coincide com o reservatório de abastecimento, caracterizando-se, portanto, de nível fixo. A bancada é composta por: reservatório apoiado, dois conjuntos motor-bomba (CMB), dois conversores de frequência, cinco transdutores de pressão (PT), dois transdutores de vazão (FT), uma válvula de controle (CV), uma fonte de alimentação, uma interface de aquisição de dados (IAD) e um computador portátil.

Os dois conjuntos motor-bomba são de mesmo modelo e fabricante, sendo operadas com a mesma vazão e altura manométrica, como recomenda a literatura. Para simulação da variação da demanda ao longo do dia, foi utilizada uma válvula proporcional (CV).

A pressão de serviço é um dos parâmetros a ser controlado, este controle é realizado através da variação da velocidade de rotação dos conjuntos motor bomba. Em conjunto com o controle deste parâmetro também é avaliado e minimizado o consumo específico de energia (CE), obtido pela razão entre a potência elétrica (kWh), fornecida pelo conversor de frequência, e a vazão ( $m^3/h$ ), visto que, com a minimização deste parâmetro exercido pelos sistemas de bombeamento, há a possibilidade de se operar a bomba em um ponto de trabalho mais econômico. O controle poderá ainda utilizar apenas uma bomba caso indique que é a alternativa mais econômica para a demanda solicitada. Isso poderá promover uma economia energética significativa ao sistema.

Figura 1 – Bancada Experimental para operação de bombas em paralelo



Segundo Gomes (2012), os motores que acionam a bomba são responsáveis por uma parcela notável nos gastos de energia elétrica de um sistema de abastecimento, a eficiência energética desses sistemas são mensuradas pelo cálculo do Coeficiente Específico de Energia (CE). O valor dessa energia elétrica necessária é dada pela potência elétrica fornecida aos conjuntos motor bomba, dessa forma justifica-se o uso dessa variável como uma forma de avaliar energeticamente a ação do controlador no sistema.

Os benefícios diretos e indiretos são enormes no controle da pressão de sistemas de distribuição, pois além de reduzir os vazamentos também diminui as rupturas ou manutenções da rede. Operar o sistema com o CE mínimo implica na efficientização dos sistemas elevatórios reduzindo custos energéticos e melhora o tempo de vida dos acessórios hidromecânicos.

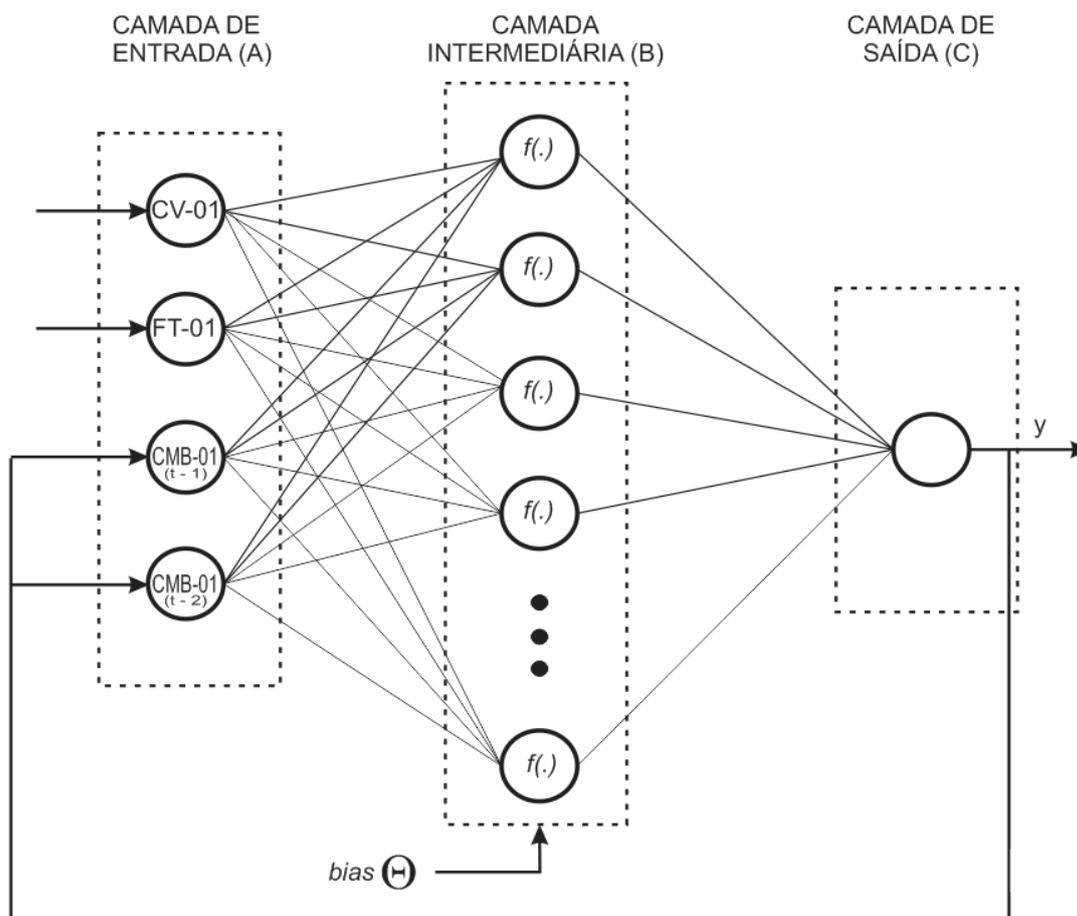
Devido a complexidade do funcionamento de um sistema de abastecimento de água e a ampla pesquisa na área de controles utilizando Redes Neurais Artificiais (RNAs), esse foi o tipo de sistema de controle escolhido para automatizar a bancada experimental em estudo.

Segundo Silva et al (2010), as RNAs são definidas como modelos computacionais inspirados no funcionamento do sistema nervoso dos seres vivos. As unidades processadoras que constituem essas redes são denominadas de neurônios artificiais. Essas unidades são não-lineares, e funcionam da seguinte forma: recebem os sinais de entrada advindos do sistema, em seguida processam esses sinais e de acordo com a função de ativação, presente nesse processamento, tem como resultado um sinal de resposta. Esses sinais de resposta, também conhecidos por sinais de saída se apresentam de forma contínua.

As Redes Neurais Artificiais podem ser aplicadas como aproximador universal de funções, controle de processos, classificador de padrões, sistema de previsão e otimizador de sistemas entre outros. A Figura 2 apresenta a arquitetura da rede neural utilizada neste trabalho. Esta rede é composta por quatro neurônios na camada de entrada, uma única camada intermediária contendo dez neurônios e um neurônio na camada de saída.

Os sinais de entrada utilizados foram os valores do ângulo da válvula proporcional (CV – 01) que controla a demanda, os valores da vazão enviados pelo transdutor de vazão (FT – 01), e o último e penúltimo valor fornecido da frequência do conjunto motor bomba (CMB – 01) a cada instante de tempo. O valor atribuído para o bias foi de 1 (um) e a função de ativação escolhida foi a tangente hiperbólica para os neurônios da camada intermediária e função linear para os neurônios das camadas de entrada e de saída.

Figura 2 – Arquitetura da rede neural



A rede apresentada na Figura 2 é denominada de Rede Perceptron Multicamadas (PMC) com saídas recorrentes às entradas. Neste caso, alguns sinais de entrada serão compostos por valores passados dos sinais de resposta, a partir da realimentação dos sinais produzidos em instantes anteriores. Assim, a rede tem a capacidade de “relembrar” os valores dos sinais de saída passados, para produzir uma resposta atual ou futura.

Quando a rede neural apresenta este tipo de arquitetura, onde apenas os sinais de saída da rede são realimentados às suas entradas é conhecida por rede de Elman ou rede recorrente simples (Elman, 1990). Este tipo de rede neural pode ser utilizado como estimador de comportamento futuro de sistemas dinâmicos e possui uma grande aplicabilidade na área de sistemas de controle (Silva, 2010).

Para o desenvolvimento do sistema de controle foi desenvolvido, em Labview®, o supervisor que foi programado de forma a facilitar a visualização das variáveis de estado (pressão, vazão, potência e o consumo específico de energia) e das variáveis de controle (frequência da bomba e o ângulo de fechamento da válvula proporcional) conforme ilustrado na Figura 3. O sistema de controle via redes neurais artificiais foi desenvolvida na mesma plataforma com a opção de ajuste dos parâmetros neurais e de controle como mostra a Figura 4.

Figura 3 – Supervisor da Bancada Experimental

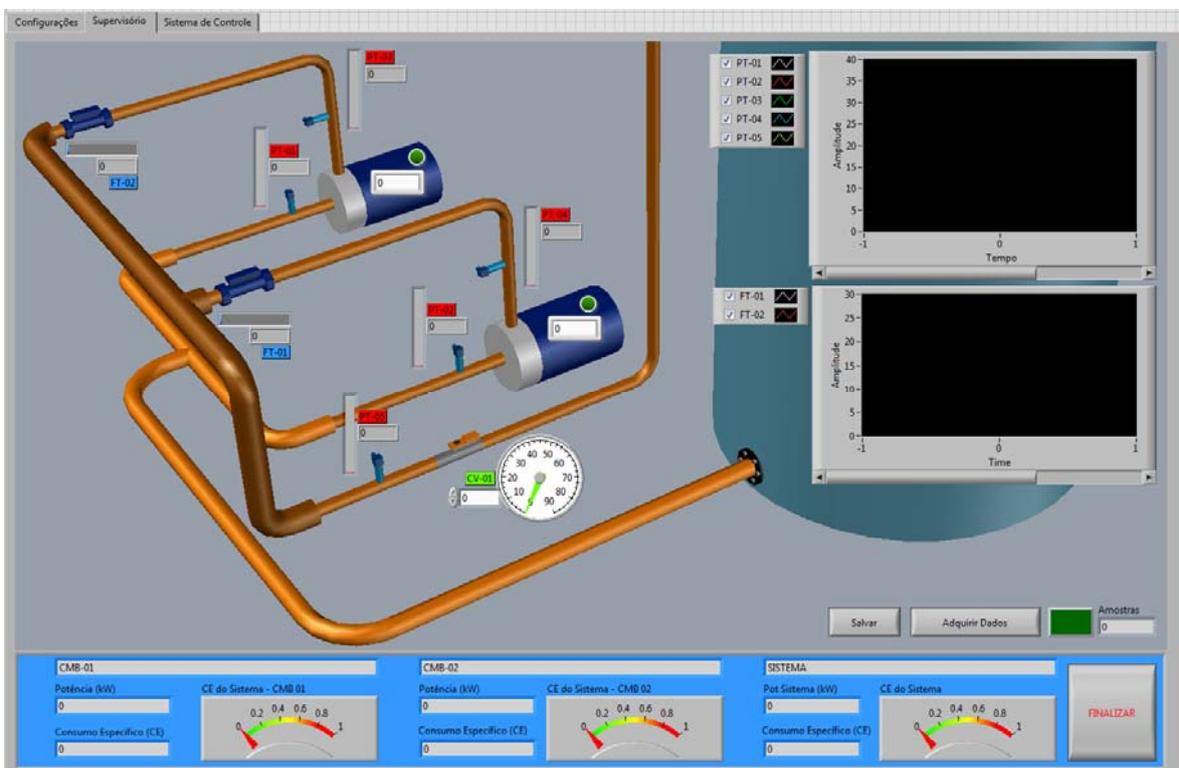
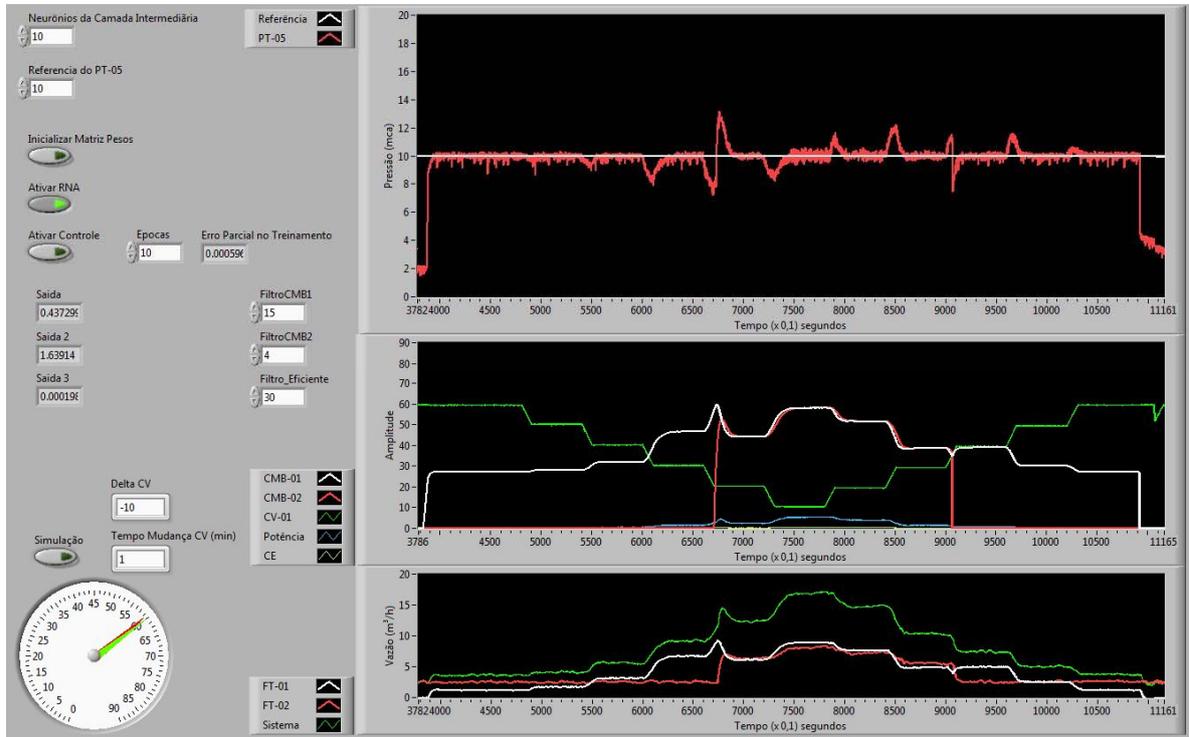


Figura 4 – Programação do sistema de controle com Redes Neurais Artificiais



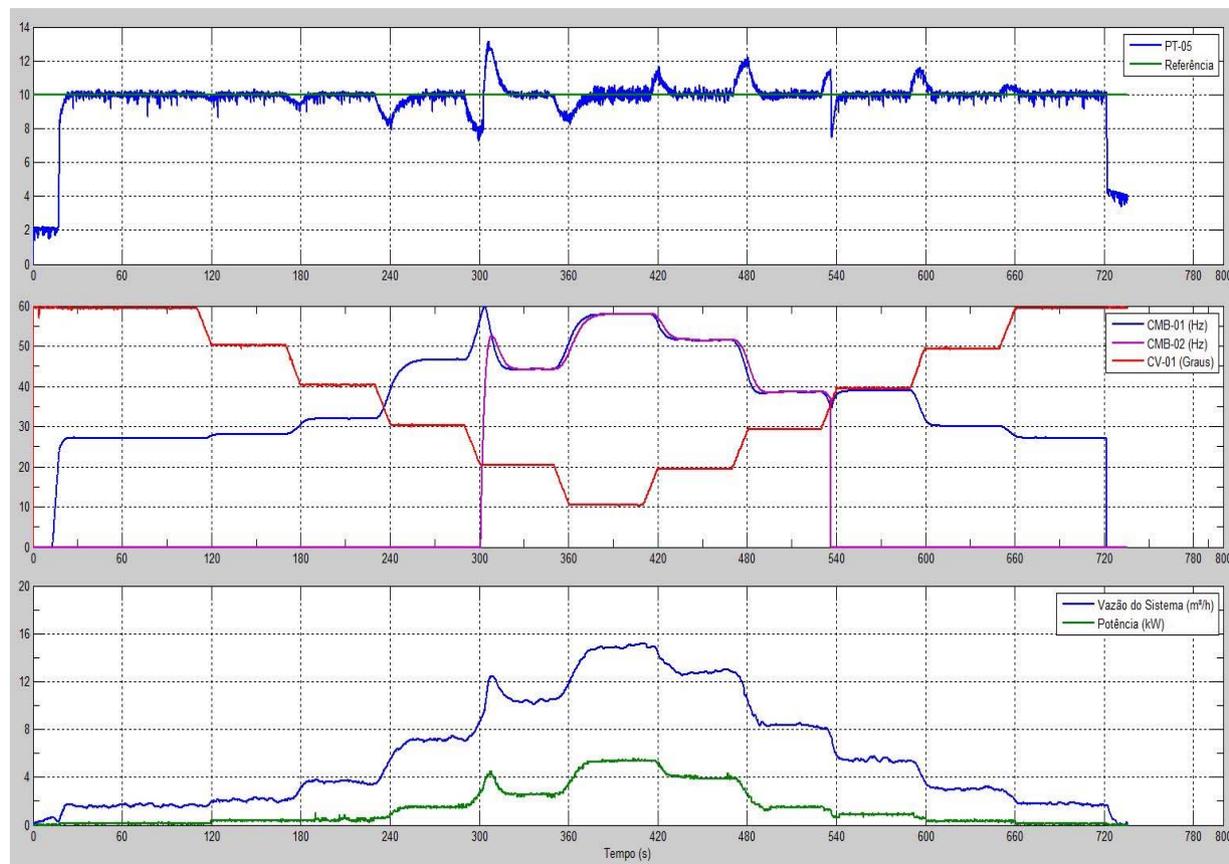
## APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Como forma de avaliar o sistema de controle proposto foi realizado um experimento que consistiu na operação conjunta de bombas em paralelo de forma a atender uma demanda variável. O objetivo principal é o controle da pressão em 10 mca e o sistema de controle utilizará uma ou duas bombas com alteração da velocidade de rotação. Essa pressurização direta por parte dos sistemas de impulsão no controle da pressão não é tão simples, principalmente quando se tenta operar o sistema com vistas a minimização dos custos energéticos.

A variação da demanda foi possível utilizando uma válvula proporcional (CV-01) instalada após o barrilete de recalque. Para esse experimento o sistema foi iniciado com a válvula com 60° de fechamento representando a demanda mínima e a cada 60 segundos sofre uma variação de 10° até atingir a demanda máxima de 10° de fechamento. Logo após, essa variação retorna a demanda mínima seguindo a mesma metodologia.

Durante a imposição da variação da demanda o sistema de controle deve optar pela escolha de utilizar uma ou duas bombas e, ainda, definir a frequência do inversor para atuar na velocidade de rotação. Toda essa tomada de decisão leva em consideração uma melhor eficiência energética na operação do sistema. A Figura 4 apresenta os resultados obtidos durante o experimento proposto.

Figura 4 – Resultado da operação das bombas sob a ação do sistema de controle



## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Primeiramente será analisada a eficiência do sistema de controle, via Redes Neurais Artificiais. O acionamento do sistema foi realizado na mínima demanda e, segundo a Figura 4, o sistema de controle proporcionou uma partida suave e, ao mesmo tempo, precisa, ajustando a pressão de serviço em 10 mca conforme definição prévia experimental. Esse ajuste levou 8 segundos e não apresentou ultrapassagem do sinal de referência. Isso repercute na minimização dos transientes hidráulicos e na redução da corrente de partida dos conjuntos motor-bomba.

Durante a alteração da demanda, proporcionada pela válvula proporcional (CV-01), o sistema foi perturbado, alterando a pressão de serviço em virtude do aumento ou redução da vazão demandada. Nesse processo o sistema de controle atuou de forma eficiente para ajustar a pressão de serviço à sua referência. Vale ressaltar a perturbação proporcionada pelo acionamento do segundo conjunto motor-bomba aos 300 segundos de operação. Nesse ponto o sistema de controle inteligente decidiu que para atender a vazão solicitada os dois conjuntos motor-bomba deveriam atuar em paralelo. A frequência atribuída aos conjuntos sofreram alterações e o sistema de controle encontrou o ponto mais eficiente quando suas rotações estavam semelhantes. Isso corrobora com a informação da literatura em que bombas em paralelo devem ser operadas com as mesmas características operacionais.

As maiores perturbações ocorreram na máxima demanda, onde a pressão de serviço atingiu o valor de 13.2 mca e em todos os casos o sistema de controle mostrou eficiência na atuação do controle da

pressão. Aos 540 segundos, com a redução da vazão demandada, o sistema de controle decidiu por desligar um dos conjuntos motor-bomba deixando a partir de então o sistema operar apenas com uma bomba.

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O sistema de controle proporcionou uma partida suave e, ao mesmo tempo, precisa, ajustando a pressão de serviço em 10 mca conforme definição prévia experimental. Esse ajuste levou 8 segundos e não apresentou ultrapassagem do sinal de referência.

Diante da experiência realizada e da atuação do controlador, pode-se concluir que o sistema de controle atuou de forma eficiente em todas as etapas do experimento. O que permitiu o fornecimento da vazão demandada com uma pressão de serviço controlada em 10 mca. Esse controle quando atuante em um sistema real pode melhorar a operação dos sistemas de impulsão, desde seu acionamento na minimização dos transientes hidráulicos como na escolha do ponto de operação energeticamente econômico.

Recomenda-se, em trabalhos futuros, comparar essa técnica de controle com outras técnicas de forma a avaliar o ganho energético e operacional.

## REFERÊNCIAS

- Bezerra, S. T. M.; Cheung, P. B. Perdas de água: tecnologias de controle – João Pessoa: Editora da UFPB, 2013. 220p.
- Camboim, W. L. M., 2012, Aplicações de Técnicas de Controle Fuzzy em Sistemas de Abastecimento de Água Visando Melhoria no Rendimento Energético e Hidráulico, tese de doutorado, PPGEM/UFPB, João Pessoa, PB, Brasil.
- Costa, L. H. M.; Castro, M. A. C.; Ramos, H., 2010. “Utilização de um algoritmo genético híbrido para operação ótima de sistemas de abastecimento de água”. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, v.15 n.2, p. 187-196.
- Elman, J. L., 1990. “Finding structure in time”. Cognitive Science, Vol. 14, pp. 179 – 211.
- Gomes, H. P. (Org.) Sistemas de Bombeamento - Eficiência Energética. 1. ed. João Pessoa: Editora Universitária - UFPB, 2009. v. 1. 460p.
- Gomes, H. P., 2012, “Sistemas de Bombeamento - Eficiência Energética”, 2 ed., João Pessoa, PB, Brasil, Editora Universitária/UFPB.
- Regis, L. P., Mendonça, K. H., Barros Filho, E. G., Bezerra, S. T. M., Silva, S. A., Gomes, H. P., 2014, “Aplicação de um Controle PID na Operação de Sistemas de distribuição de Água”. XIII Simpósio Iberoamericano de redes de Água, Esgoto e Drenagem. Fortaleza, Brasil.
- Silva, I. N., Spatti, D. H., Flauzinho, R. A. (2010). “Redes Neurais Artificiais: para engenharia e ciências aplicadas”. São Paulo. 1ª Edição. Editora Artliber.
- Silva, M. J. G., 2014. “Controle Adaptativo Aplicado a um Sistema de Bombeamento de Água Visando a redução das Perdas de Energia Elétrica e Água”. Tese de Doutorado, PPGEM/UFPB, João Pessoa, PB, Brasil.

Spolaor, A. S., 2011. “Automação nos Sistemas de Abastecimento de Água. Caso do Controle da Reservação de Distribuição”. Dissertação de Mestrado. UNICAMP. Campinas, SP, Brasil.

Tsutiya, M. T. Abastecimento de Água. 4ª edição. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013. 643 p.

## Capítulo 7. Previsão de demanda em tempo real usando Série de Fourier Adaptativa

*Bruno Melo Brentan (1) Edevar Luvizotto Jr (2), Joaquín Izquierdo (3), Rafael Pérez-García (4)*

(1,2) FEC-Unicamp (Brasil) {brunocivil08@gmail.com; edevar@fec.unicamp.br}

(3,4) Universitat Politècnica de València (Espanha) {jizquier ; rperez}@upv.es

---

**RESUMO.** A importância da previsão de demanda de água aumenta com a complexidade dos sistemas de abastecimento. Diversos métodos para previsão de demanda foram propostos na literatura, destacando-se os métodos baseados em análise de séries temporais e em Redes Neurais Artificiais, esses últimos necessitam estudo detalhado das variáveis e escolha da melhor arquitetura para a obtenção de resultados confiáveis. Esse trabalho apresenta um método de correlação de dados, Série de Fourier, aplicado à previsão de demanda em tempo real com atualização simultânea dos coeficientes da série. Um distrito real de abastecimento de água foi analisado pelo método mostrando boa aproximação entre os valores medidos em campo e os valores previstos. O ponto mais interessante dessa aplicação está na agilidade de cálculo e pela ausência do uso de informações dos fatores físicos que influenciam na demanda de água.

**ABSTRACT.** The relevance of water demand forecasting increases with the complexity of the water supply systems (WSSs). Several methods for water demand forecasting have been proposed in the literature, mostly based on time-series analysis and Artificial Neural Network data fitting, the later needing a detailed study of the variables and the choice of the best neural network architecture to produce significant results. This work presents a known method of correlation data, discrete Fourier Series, applied to real-time forecasting of the demand, with a real time updating of the series coefficients. A real district of water supply was analyzed by this method showing a good approximation of the measured and forecasted values. The most interesting point of the application is the agility of calculation and the fact that there is no need to have information of the factors influencing water demand.

---

Palavras Chave: Redes de abastecimento de água, Previsão de demanda em tempo real, Série de Fourier.

Key-Words: Water Supply Networks, Real Time Forecasting, Water Demand, Fourier Series

## INTRODUÇÃO

A previsão da demanda de água é necessária não só para o planejamento e projeto de novos sistemas de abastecimento de água (SAAs), mas também para a operação e o gerenciamento dos sistemas existentes. As companhias de abastecimento de água devem saber o comportamento da demanda em tempo real para poder operar e gerenciar os sistemas com segurança, atendendo às demandas ao menor custo possível. Normalmente a operação do SAA usa a previsão a curto prazo no intuito de tomar decisões sobre bombas e válvulas, com a vantagem de que a demanda em tempo real inclui também as perdas físicas dos sistemas, o que pode ser útil às empresas para uma gestão mais bem adequada de fugas e consequentemente redução de custos operacionais (Alvisi, Francini & Marinelli 2007). Assim, um modelo de previsão em tempo real preciso pode ajudar o operador a identificar vazamentos uma vez que a demanda real diverja de maneira significativa da demanda prevista (Odan & Reis, 2010).

Tradicionalmente, ferramentas de inteligência artificial como Redes Neurais Artificiais (RNAs), tem sido utilizadas para essa finalidade. O uso das RNAs se consolidou com aplicações desenvolvidas por diversos pesquisadores e permitiram uma maior facilidade nos procedimentos das empresas de abastecimento (Tiwari & Adamowski, 2014), Todavia, na maior parte das aplicações das RNA, o processo de treinamento é difícil e requer um estudo estatístico das variáveis envolvidas no problema.

Trabalhos recentes utilizam como variáveis de entrada a temperatura, pluviosidade, umidade e fatores sociais para a previsão de demanda e aplicado não só arquiteturas de RNAs, mas também outros métodos baseados em aprendizado de máquinas (Bougadis, Adamowski & Diduch, 2005), (Firat, Yurdusev, & Turan, 2009), (Herrera, Torgo, Izquierdo & Perez-Garcia, 2010), ou modelos híbridos (Odan & Reis, 2010). Contudo, poucos estudos apresentam a real correlação entre a demanda e esses fatores. O uso dessas ferramentas pode ser prejudicado se a correlação real não é conhecida, isso porque, uma vez treinada, a resposta obtida de uma RNA pode ser correta do ponto de vista matemático, mas sem real ligação com o problema físico.

A análise da demanda medida em um setor mostra que o consumo de água pode ser considerado como uma série temporal quase periódica. Além disso, se o setor medido for um setor residencial, a flutuação da demanda é normalmente conhecida. Analisando-o é possível verificar que o maior dessa série de tendência é normalmente de uma semana, ainda que exista um ciclo menor, cujo período é de um dia (An, Shan, Cerccone & Ziarko, 1995).

Para mostrar o comportamento geral de demanda dessa região, a figura 1 apresenta o consumo de água durante uma semana, a saber, 07 a 13 de janeiro de 2013. É possível observar que o ciclo de consumo se repete ao longo dessa. Tal periodicidade do consumo de fica mais evidente quando observada sob a representação em coordenadas polares, proposta por Yang (2007, 2015). A análise de demanda de água apresentada nesse trabalho usa uma série temporal real, obtida com a medição do consumo em um setor residencial da cidade de Franca, Estado de São Paulo, Brasil. A medição foi realizada a cada 20 minutos ao longo de 26 meses.

Sendo o volume total consumido em um dia dado por  $r$  e o dia da semana representado por  $\theta$ , normalizado entre 0 e  $2\pi$ , um ponto de consumo por ser representado em coordenadas polares pelas transformações apresentadas pela equação (1) e (2):

$$x = r \cdot \cos(\theta) \quad (1)$$

$$y = r \cdot \sin(\theta) \quad (2)$$

O gráfico da figura 02 apresenta o consumo de duas semanas seguidas em coordenadas polares. Nota-se assim a quase periodicidade ao longo de uma semana com desvios dos efeitos externos na demanda, como temperatura, pluviosidade ou umidade do ar.

Figura 1. Demanda de água ao longo 7 dias, representação convencional (07/01/13 a 13/01/13)

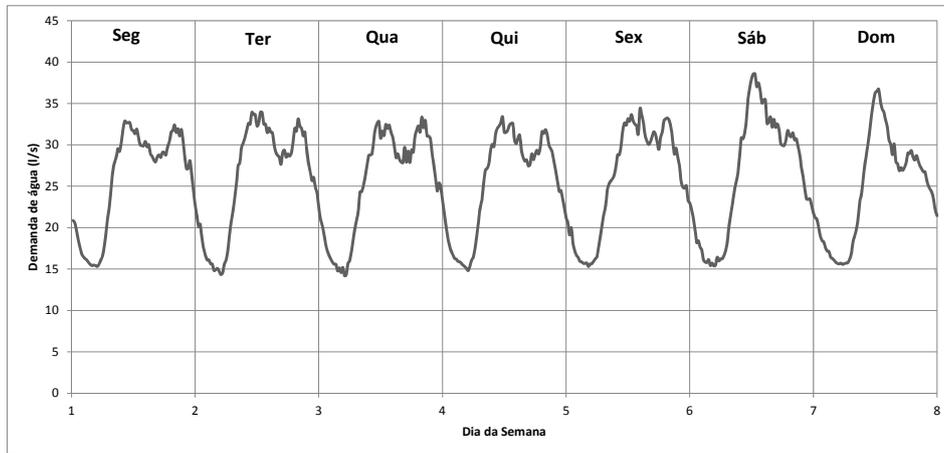
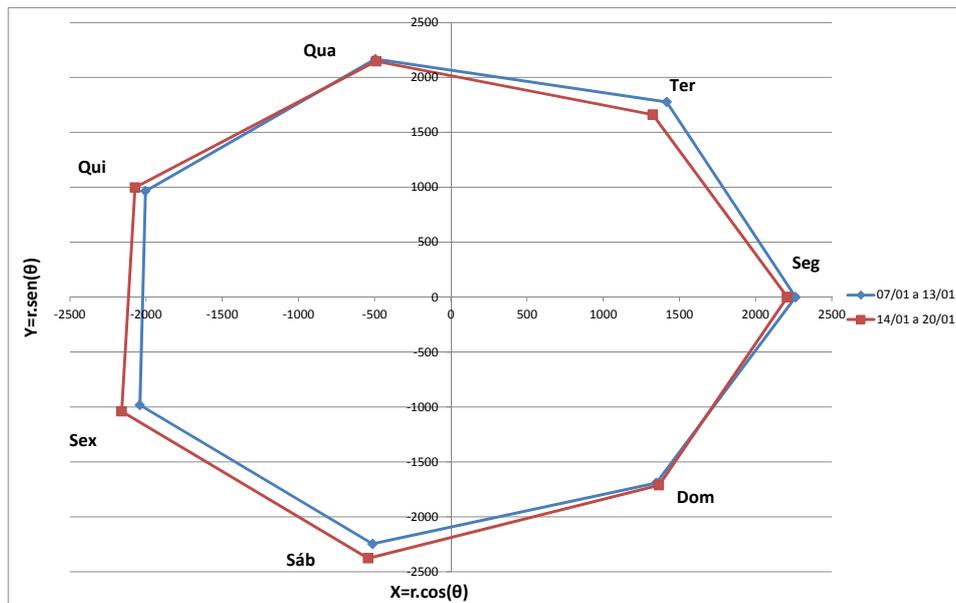
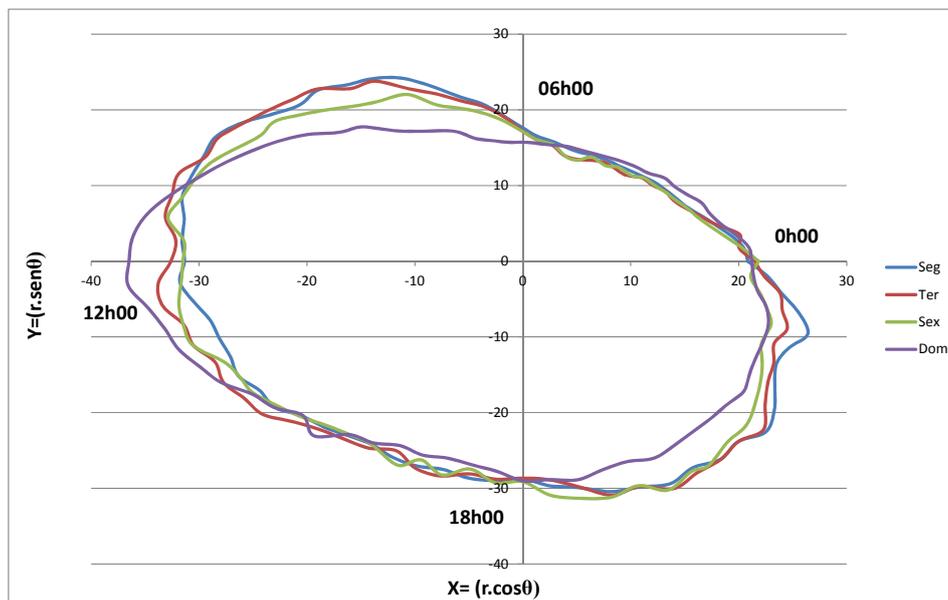


Figura 2. Volume consumido de água por dia, ao longo de 2 semanas, representação em coordenadas polares (07/01/13 a 20/01/13)



Utilizando a mesma representação polar aplicada ao consumo diário, a figura 03 apresenta quatro dias de uma mesma semana, a saber, 07 e 18 de janeiro de 2013. Comprovando a observação de An, et al. (1995), o consumo diário também é quase periódico. Ainda vale observar que a variação da demanda de água entre dois pontos de medição não tem uma mudança expressiva.

Figura 3. Demanda de água diária em coordenadas polares



Há que se observar a mudança no comportamento da demanda entre dias normais e finais de semana. Essa significativa mudança faz com que o ciclo completo de demanda seja semanal, ainda que, ao longo de um dia, haja significativa periodicidade.

Evidenciando comportamento ao longo do dia, na tentativa de obter uma forma alternativa ao formato estatístico da análise de entrada de dados para previsores de demanda, este trabalho apresenta um conhecido método de correlação de dados, Série de Fourier, aplicado à previsão de demanda em tempo real com atualização constante dos coeficientes da série. Em outras palavras os coeficientes são reajustados a cada iteração e assim apresentando uma nova aproximação para a demanda.

## MATERIAIS E MÉTODOS

A formulação matemática apresentada por Luvizotto Jr. (1992) mostra o ajuste trigonométrico, uma forma de ajustar pontos por senos e cossenos espaçados de maneira irregular. O autor mostra que o mesmo ajuste trigonométrico com espaçamento regular entre os pontos, é o ajuste por Série de Fourier. Assim, para pontos igualmente espaçados, normalizados pela equação (3), a Série de Fourier pode ser escrita como apresenta a equação (4).

$$x_i = \frac{2\pi \cdot i}{N} \quad (3)$$

Em que  $x_i$  é a abscissa normalizada no intervalo  $[0, 2\pi]$ ,  $i$  é a posição do ponto no intervalo de validação e  $N$  é o número total de pontos dentro do intervalo de avaliação.

$$f(x_i) = a_0 + \sum_{j=0}^M (a_j \cdot \cos(j \cdot x_i) + b_j \cdot \sen(j \cdot x_i)) \quad (4)$$

Onde  $f(x_i)$  é o valor da função aproximada pela Série de Fourier,  $j$  é o  $j$ -ésimo termo da série com  $M$  termos e  $a_j$  e  $b_j$  são os coeficientes ajustáveis da série.

Considerando-se que  $d$  seja a demanda medida em campo e  $d^*$  a demanda calculada pelo método, o erro quadrático  $e$  pode ser escrito pela equação (5):

$$e = (d - d^*)^2 \quad (5)$$

Ou substituindo  $d^*$  na forma apresentada pela equação (4):

$$e = (d - a_0 + \sum_{j=0}^M (a_j \cdot \cos(j \cdot x_i) + b_j \cdot \text{sen}(j \cdot x_i))^2 \quad (6)$$

Aplicando o método dos mínimos quadrados para obter os termos da série, o sistema linear a ser resolvido pode ser encontrado pela equação (7):

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial e}{\partial a_0} \\ \frac{\partial e}{\partial a_j} \\ \frac{\partial e}{\partial b_j} \end{bmatrix} = [0] \quad (7)$$

Segundo Ralston (1978), mostra que a ortogonalidade entre senos e cossenos resulta nas condições expressas pelas equações (8), (9) e (10):

$$\sum_{i=1}^N \text{sen}(j \cdot x_i) \cdot \text{sen}(k \cdot x_j) = \begin{cases} 0 & \text{para } j \neq k \\ \frac{N}{2} & \text{para } j = k \neq 0 \\ 0 & \text{para } j = k = 0 \end{cases} \quad (8)$$

$$\sum_{i=1}^N \cos(j \cdot x_i) \cdot \cos(k \cdot x_j) = \begin{cases} 0 & \text{para } j \neq k \\ \frac{N}{2} & \text{para } j = k \neq 0 \\ 0 & \text{for } j = k = 0 \end{cases} \quad (9)$$

$$\sum_{i=1}^N \text{sen}(j \cdot x_i) \cdot \cos(k \cdot x_j) = 0 \text{ para todo } j, k \quad (10)$$

Com as quais, a equação (6) resulta no sistema linear apresentado pela equação (11):

$$\begin{bmatrix} N & 0 & 0 \\ 0 & N/2 & 0 \\ 0 & 0 & N/2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} a_0 \\ a_j \\ b_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^N d_i \\ \sum_{i=1}^N d_i \cdot \cos(j \cdot x_i) \\ \sum_{i=1}^N (d_i \cdot \text{sen}(j \cdot x_i)) \end{bmatrix} \quad (11)$$

A solução do sistema linear é direta e resulta nas seguintes expressões (12), (13) e (14) para os coeficientes  $a_0$ ,  $a_j$  e  $b_j$ :

$$a_0 = \frac{\sum_{i=1}^N d_i}{N} \quad (11)$$

$$a_j = 2 \cdot \frac{\sum_{i=1}^N d_i \cdot \cos(j \cdot x_i)}{N} \quad (12)$$

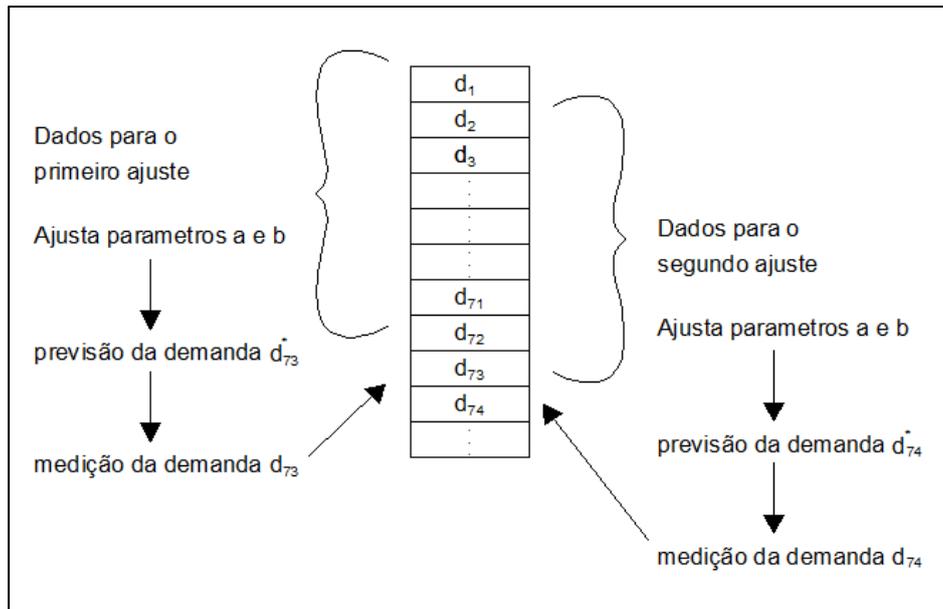
$$b_j = 2 \cdot \frac{\sum_{i=1}^N d_i \cdot \text{sen}(j \cdot x_i)}{N} \quad (13)$$

Com os coeficientes da série calculados e conhecendo o comportamento da demanda durante o dia, a equação (4) pode ser usada para a previsão de demanda. Essa equação tem a informação da demanda até o passo de tempo  $N$ , e observando o comportamento diário da demanda é possível confirmar que não há expressivas alterações entre um passo de tempo  $N$  e um passo de tempo  $N+1$ . Então a demanda  $d^*$  é prevista os coeficientes ajustados e aplicando-os ao passo  $N+1$ .

Como observado no gráfico da figura 1, a diferença real entre a demanda em um passo de tempo  $N$  e um passo de tempo  $N+1$  é pequena, e isso garante que a aplicação do método não leve a um erro

significativo. Quando a distância entre o intervalo de ajuste dos coeficientes da série e o passo de tempo a ser previsto aumenta, os erros de previsão certamente aumentarão. Assim para que esse erro não aconteça, a cada passo de tempo atualizam-se os coeficientes da série incrementando para o ajuste, a demanda medida no passo de tempo anterior e movendo a janela de dados. A nova janela de dados incorpora o valor real da demanda medida no tempo  $N+1$ . Para ilustrar esse processo de atualização a figura 4 mostra a previsão de demanda para dois passos de tempo seguidos.

Figura 4. Esquema de previsão de demanda com parâmetros atualizados



A avaliação do modelo é feita com parâmetros estatísticos aplicados a outros métodos de previsão de demanda como, erro quadrático médio (RMSE), coeficiente de correlação ( $R^2$ ) e o erro percentual de média absoluta (MAE %), seguindo a proposta de análise de sensibilidade de Alvisi, et al. (2007). O RMSE e o MAE% são obtidos pelas equações (15) e (16).

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (d_i - d_i^*)^2} \quad (14)$$

$$MAE\% = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left| \frac{d_i - d_i^*}{\mu_{obs}} \right| \cdot 100 \quad (15)$$

em que  $d$  e  $d^*$  são as demandas medida e prevista, respectivamente, no passo de tempo  $i$ ,  $n$  é o número de pontos avaliados e  $\mu_{obs}$  é a média da série observada.

O RMSE e o MAE% ajudam a avaliar a acurácia do modelo. O erro quadrático médio avalia o desvio direto entre a demanda prevista e medida em campo, enquanto, a erro percentual de média absoluta avalia a variação da demanda prevista comparada a média da série analisada. Finalmente o coeficiente de correlação que é obtido por regressão linear entre a demanda prevista e medida.

## APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Essa seção apresenta a aplicação da Série de Fourier Adaptativa a três diferentes períodos com comportamentos diferentes de demanda.

O primeiro teste, T1, utilizou dados de campo obtidos entre 01/03/2012 e 03/03/2012. O ajuste inicial de termos foi feito com os dados do primeiro dia. O gráfico apresentado na figura 05 mostra o

comportamento da demanda no dia em que foi feita a previsão, comparando com a demanda real. Para conhecer o potencial de aplicação do método, avaliaram-se três números diferentes de termos para a série de Fourier. A tabela 01 apresenta os parâmetros estatísticos de avaliação dos dados. A figura 06 apresenta a correlação linear entre a previsão de demanda feita com 15 termos da série de Fourier e a demanda medida. Nota-se a proximidade da relação linear, evidenciando o bom desempenho do método.

Figura 5. Previsão de demanda e comparação com valores reais para o teste T1

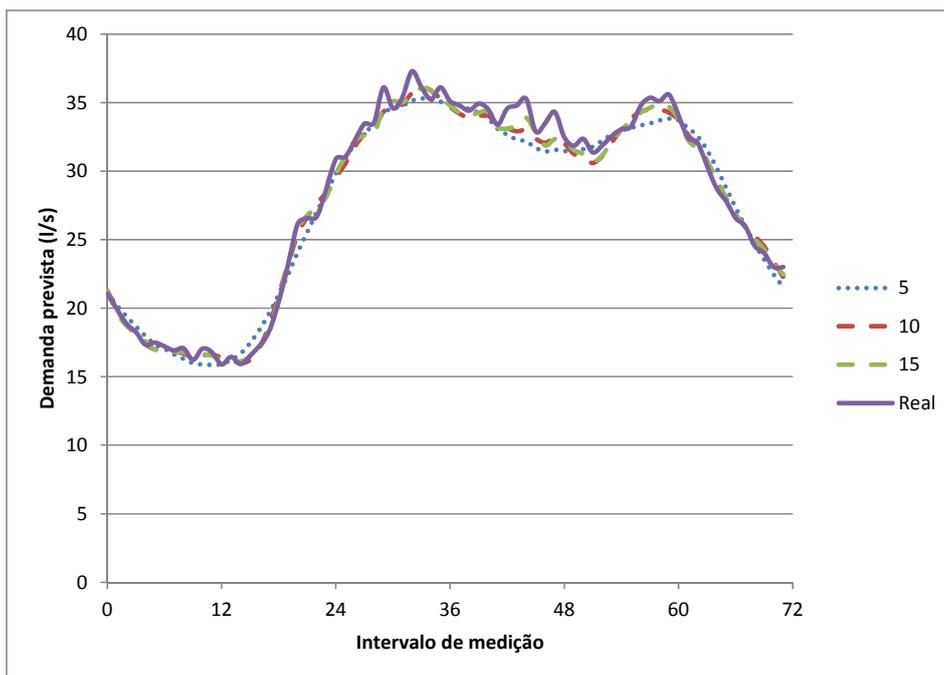


Figura 6. Correlação entre demanda prevista e demanda medida.

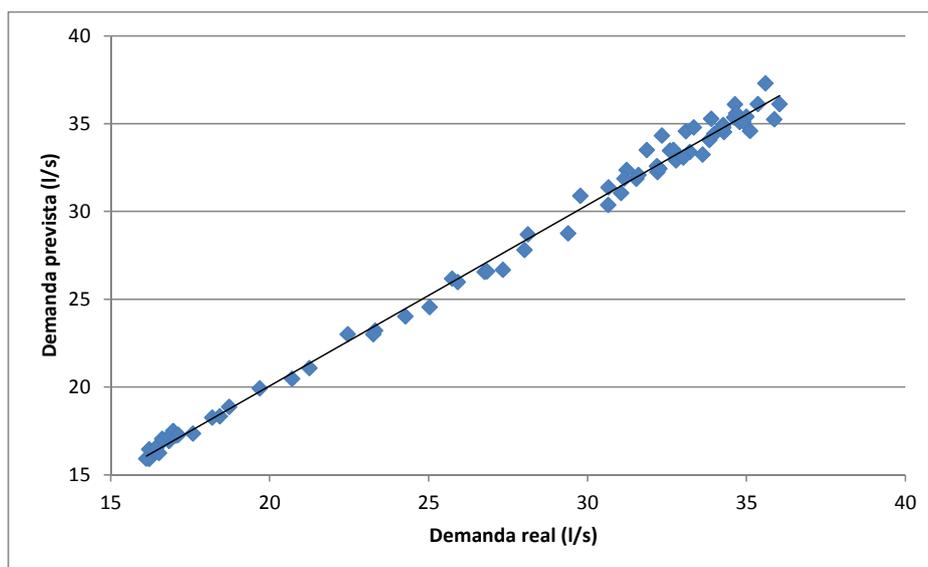


Tabela 1. Parâmetros estatísticos de avaliação para o teste T1

Numero de Termos	RMSE (l/s)	R <sup>2</sup>	MAE%
5	1,07	0,9828	2,83
10	0,76	0,9925	2,01
15	0,65	0,9943	1,72

O teste T2 empregou dados obtidos entre 12/02/2014 e 15/02/2014. Também para o primeiro ajuste dos parâmetros da série de Fourier utilizou-se o primeiro dia desse período. A figura 7 mostra o gráfico de evolução da demanda prevista com números distintos de termos na série. A figura 8 apresenta a correlação linear entre a demanda prevista e medida, enquanto a tabela 2 mostra os parâmetros estatísticos que avaliam a acurácia do método para o caso aplicado.

Figura 7. Previsão de demanda e comparação com valores reais para o teste T2

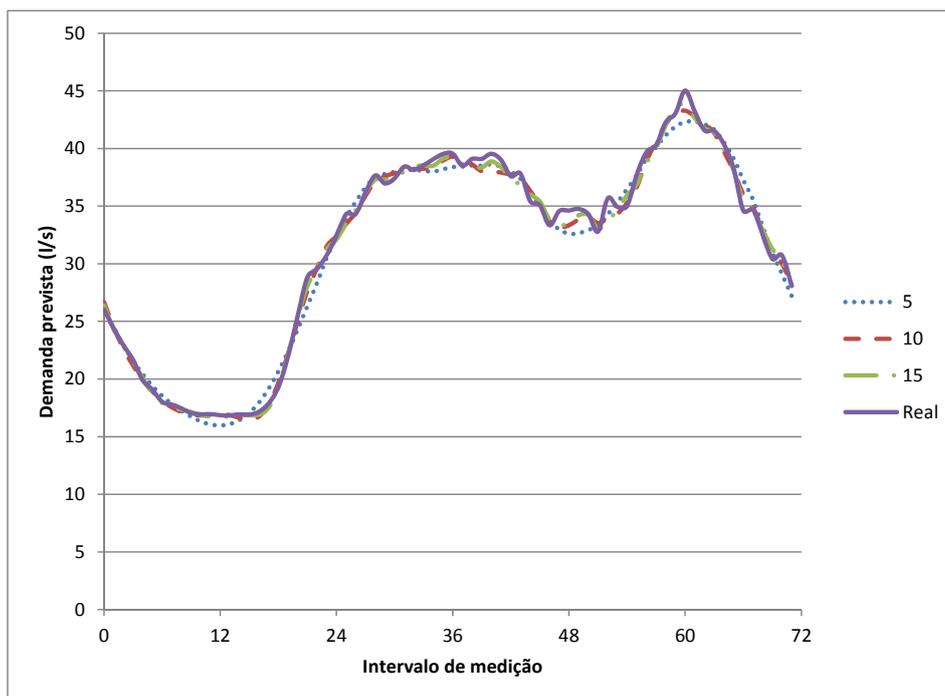


Figura 8. Previsão de demanda e comparação com valores reais para o teste T2

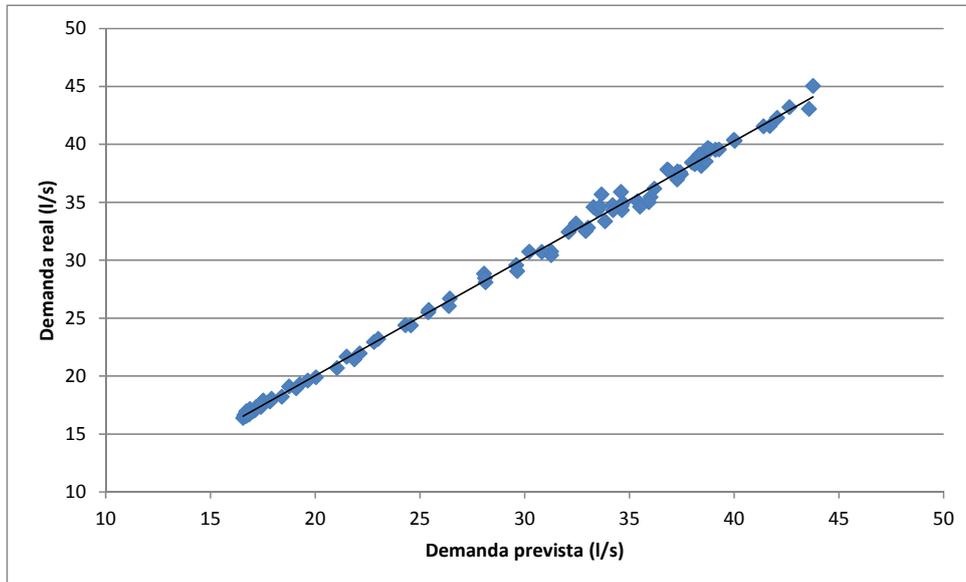


Tabela 2. Parâmetros estatísticos de avaliação para o teste T3

Número de Termos	RMSE (l/s)	R <sup>2</sup>	MAE %
5	0,95	0,9894	2,40
10	0,65	0,9960	1,56
15	0,54	0,9974	1,26

Por fim, o teste T3 empregou dados de campo obtidos entre 15/04/2014 e 17/04/2014, que apresenta um pico de demanda diferente do padrão esperado é apresentado no gráfico da figura 9. Nota-se que para esse exemplo um número maior de termos da série de Fourier foi necessário para descrever de maneira mais próxima do real o comportamento da descarga instantânea. O gráfico da figura 10 apresenta a correlação linear entre a demanda prevista e medida e por fim, tabela 03 apresenta os parâmetros estatísticos de avaliação do método.

Figura 9. Previsão de demanda e comparação com valores reais para o teste T2

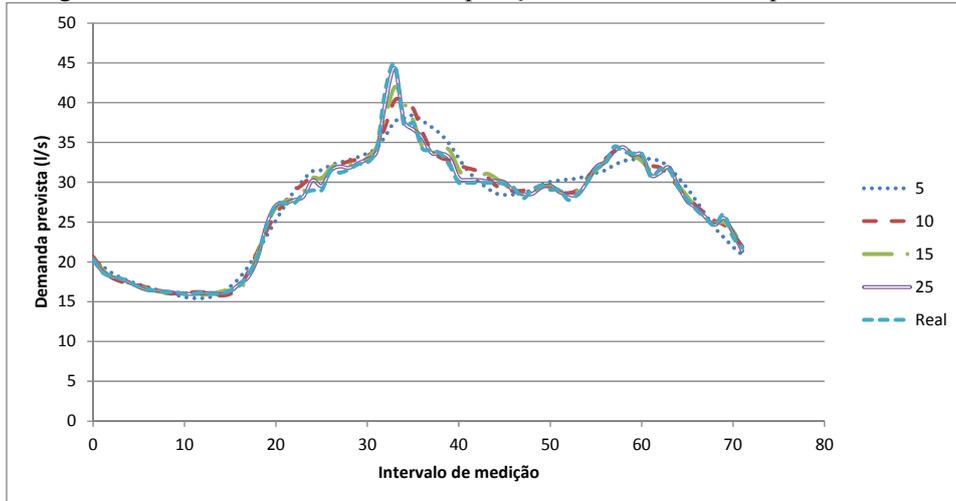


Figura 10. Previsão de demanda e comparação com valores reais para o teste T3

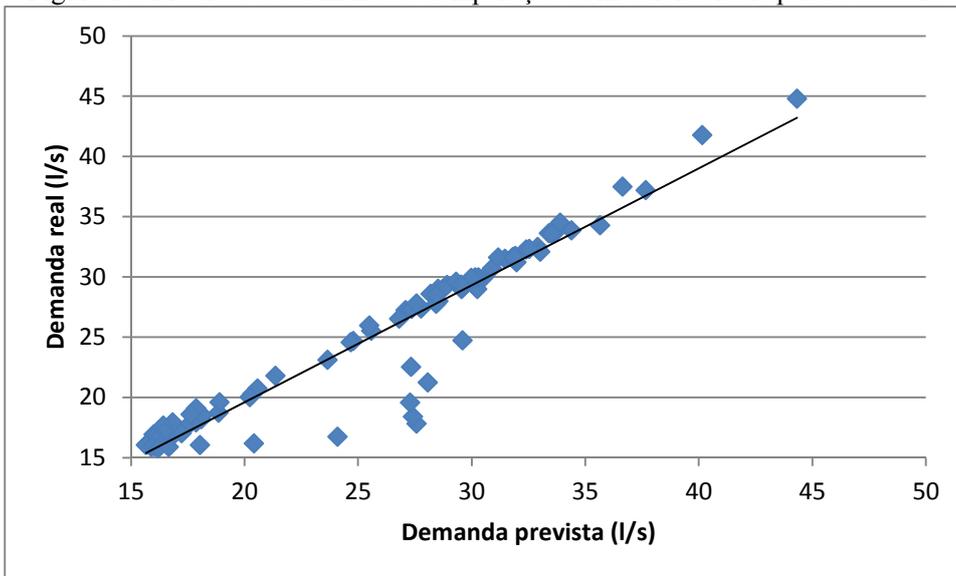


Tabela 3. Parâmetros estatísticos de avaliação para o teste T3

Número de termos	RMSE (l/s)	R <sup>2</sup>	MAE%
5	1,7	0,8981	5,91
10	1,15	0,9094	2,74
15	0,85	0,9178	1,97
25	0,45	0,9229	1,17

## **ANALISE DOS RESULTADOS**

A avaliação dos três casos evidencia a capacidade da Série de Fourier aplicada a previsão de demanda no sistema de abastecimento de água. O primeiro e segundo casos apresentam uma série com consumo padrão de consumo. Nesses casos a série apresentou um bom desempenho, mesmo com poucos termos e evidencia o aumento no número de termos aumenta o desempenho de previsão. Isso pode ser verificado pelas tabelas de parâmetros estatísticos, uma vez que os desvios diminuem significativamente com o incremento do número de termos da série e o coeficiente de correlação aumenta, chegando a valores de 0,99. O esforço computacional para a previsão utilizando o método proposto é baixo, o que possibilita o uso de um grande número de termos da série.

O terceiro caso uma descarga atípica pode ser observada no sistema. Alguma manobra de manutenção ou um consumo incomum é observado nesse período. Para esse caso, o número reduzido de termos da série de Fourier não foi capaz de representar de maneira adequada o comportamento da demanda. Para reproduzir a demanda de maneira eficaz se fez necessário o aumento do número de termos na série.

Para consumos comuns, o método apresentou resultados satisfatórios, o erro quadrático médio e o erro percentual médio absoluto diminuíram significativamente com o aumento do número de termos da série e o coeficiente de correlação em todos os casos esteve acima de 0,98.

Para o consumo incomum observado no teste três, o método necessitou de mais termos para fazer uma boa previsão de demanda. Entretanto a correlação entre a demanda prevista e medida foi acima de 0,92, o que aponta para o desempenho satisfatório. A capacidade de prever a demanda em intervalos críticos está associada à habilidade da série em reproduzir picos e fazer boa interpolação de dados.

## **CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

A previsão de demanda de água é um dos mais importantes desafios operacionais e de gestão dos sistemas de abastecimento de água. Diversos métodos estatísticos e computacionais foram propostos para resolver esse problema, e recentemente o uso de ferramentas de inteligência artificial vem sendo aplicado.

Esse trabalho apresentou uma abordagem diferente da tradicional para a previsão de demanda de água. Uma ferramenta simples e conhecida de correlação de dados, por meio de Série de Fourier, foi aplicada. A principal motivação para o uso da série foi a facilidade e a rapidez de calcular os parâmetros e a sua aplicabilidade para futuros modelos de controle em tempo real. Os resultados mostrados aqui validam a ferramenta e mostram um diferente caminho para a previsão de demanda para sistemas de abastecimento de água, sem o conhecimento direto dos fatores que influenciam na demanda, como temperatura, pluviosidade ou umidade do ar.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores (1) e (2) agradecem a CAPES pela bolsa de doutorado concedida pelo plano PDSE, ao grupo FluIng, na figura dos autores (3) e (4) pela acolhida e cumplicidade no desenvolvimentos dos atuais trabalhos e à SABESP, pelo fornecimento dos dados.

## **REFERÊNCIAS**

Alvisi, S., Franchini, M. & Marinelli, A. (2007). A short-term, pattern-based model for water-demand forecasting. *Journal of Hydroinformatics*, 09.1, pp. 39-50.

- An, A., Shan, C.C., Cercone, N., & Ziarko, W. (1995). Discovering rules from data for water demand prediction. En Proceedings in the Workshop on Machine Learning and Expert System (IJCAI'95), pp. 187–202.
- Bougadis, J., Adamowsky, K. & Diduch R. (2005). Short-term municipal water demand forecasting. *Hydrological Process*, 19, pp. 137-148.
- Firat, M., Yurdusev, M., & Turan, M. (2009). Evaluation of artificial neural network techniques for municipal water consumption modeling. *Water Resources Management*, 23(4), pp. 617–632.
- Herrera, M., Torgo, L., Izquierdo, J., & Perez-Garcia, R. (2010). Predictive models for forecasting hourly urban water demand. *Journal of Hydrology*, 387(1–2), pp. 141–150.
- Luvizotto Jr. E. (1991). Representação Analítica Das Curvas Características Das Maquinas Hidráulicas Para Simulações Computacionais Master Thesis. University of São Paulo.
- Ralston, A. (1978). *A first Course in Numerical Analysis*. McGraw-Hill Book Company.
- Odan, F. K. & Reis, L. F. R. (2012). Hybrid Water Demand Forecasting Model Associating Artificial Neural Network with Fourier Series. *J. Water Resources Planning Management* 2012.138, pp. 245-256.
- Tiwani M. K., & Adamowski, J. F. (2014). Medium-Term Urban Water Demand Forecasting with Limited Data Using an Ensemble Wavelet–Bootstrap Machine-Learning Approach. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141.2, 04014053-1 - 04014053-12.

## Capítulo 8. Comparativa de Métodos de Interpolación Determinísticos Contra una Red Irregular de Triángulos Aplicados a una Red Hidráulica

*R. López Escudero (1), J. Ortiz Medel (2)*

(1) Universidad de Guanajuato (México) r.lopezesudero@ugto.mx

(2) Universidad de Guanajuato (México) jomedel@ugto.mx

---

**RESUMEN.** Las herramientas computacionales y matemáticas son de gran ayuda para gestionar investigaciones y proponer soluciones a una problemática presente, y éstas pueden complementarse y elevar su potencial si van de la mano con un análisis geográfico.

Un programa computacional desarrollado con un enfoque inducido a los Sistemas de Información Geográfica (SIG) contiene una serie de herramientas matemáticas que nos pueden ser de gran utilidad para resolver alguna problemática o desarrollar un tema de investigación, pero se debe conocer cómo es que trabajan estas herramientas.

Este trabajo tiene como objetivo principal obtener el dato de elevaciones de una red hidráulica, ya que se carecía de esta información, por lo que se recurrió a un trabajo en campo para posteriormente procesar la información y generar una superficie interpolante y poder solventar de manera exitosa la problemática presente.

**ABSTRACT.** The computational and mathematical tools are very helpful to manage investigations and propose solutions for a present issue, these tools can be complemented and their potential can be improved if they go hand in hand with a geographic analysis.

A computational software developed with an approach for a Geographical Information System (GIS) contains a set of mathematical tools that can help us to solve some issues or to develop an investigation, but it is essential to know how these tools works.

The main objective of this work is the possibility of obtaining the height information from a hydraulic network because of the lack of this parameter, therefore, it was necessary a field work and then processing the information to generate an interpolating surface and successfully solve the present problematic.

---

Palabras clave: superficie, interpolación, métodos determinísticos

Keywords: surface, interpolation, deterministic methods

## INTRODUCCIÓN

Un modelo de simulación matemático es la base para el cálculo hidráulico de una red de distribución de agua para simular diferentes estados que se producen en la red, de los cuales se extraen resultados que se usan en la planificación, operación y gestión de la misma (Ochoa & Ortiz, 2000).

El empleo de un modelo de simulación hidráulica requiere de una serie de datos para poder ejecutar de manera exitosa la simulación, por lo cual el análisis y estudio detallado de cada variable es de suma importancia ya que simplificará los procedimientos y los resultados serán de alta confiabilidad.

Existe software especializado para realizar simulaciones hidráulicas, comercial y de libre acceso. En ambos casos, se ingresan los datos requeridos por el programa: para los tramos, diámetro, longitud y rugosidad; para los nodos, demanda y elevación. Por lo tanto, se requiere conocer cada una de las variables en el medio que se ve inmersa la red analizada, pero si llegase a faltar alguno de los datos, resulta más complicado realizar el análisis (Fuentes, Carrillo & De Luna, 2000).

El área de interés fue un sector de la ciudad de Guanajuato, denominador "Terrazas", del cual, se recopiló toda la información posible donde sólo se pudo obtener la traza urbana planimétrica y el catastro hidráulico.

El poder contar con la información de configuración del terreno es elemental para el cálculo de ciertos parámetros dentro de una simulación hidráulica, razón por la que se pueden recurrir a Modelos Digitales de Elevación (MDE) (Moreno, 2006) de diversas fuentes, como son los productos del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) o gestionar uno propio mediante la visita de campo realizando una lluvia de puntos para posteriormente generar una superficie interpolante, la cual se puede crear mediante diversas metodologías matemáticas y de esa manera interpolar la elevación de los nodos de la red hidráulica.

Siguiendo la normatividad geodésica de INEGI, para establecer un banco de nivel de referencia en metros sobre el nivel del mar (msnm), el punto debe estar referenciado a un Dátum Vertical Norteamericano de 1988 (NAVD 88, por sus siglas en inglés), por lo que se seleccionó como banco de nivel el tanque superficial que abastece al sector y se siguió toda la metodología necesaria para referenciarlo de manera correcta y obtener su altura ortométrica (Figura 1) (INEGI, 2010).

El objetivo de este estudio fue hacer la comparativa entre diferentes superficies interpolantes para poder observar la precisión que se puede obtener entre cada una de ellas, por lo que se analizó qué métodos interpolantes contienen un software de sistemas de información geográfica (SIG) dentro de sus algoritmos, para posteriormente hacer una selección teórica de cuáles ofrecen un mejor resultado en un estudio topográfico.

Los algoritmos seleccionados fueron: Red Irregular de Triángulos (TIN, por sus siglas en inglés), Vecinos Naturales, Inversa Distancia Ponderada (IDW, por sus siglas en inglés) y Spline.

Figura 1. Altura Elipsoidal, Geoidal y Ortométrica



Fuente: INEGI

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Insumos

Antes de iniciar cualquier procedimiento, se necesita determinar con qué insumos se cuenta para realizar un análisis previo sobre los alcances que se tendrán en relación a la información con la que se cuenta y poder utilizarla de la manera más óptima, y si no es suficiente, considerar la visita en campo, pero ya conociendo las carencias iniciales.

La información inicial solamente fue la traza urbana planimétrica y el catastro hidráulico, razón por la cual se realizó en campo únicamente una lluvia de puntos donde el parámetro a obtener fue la altimetría, esto para poder generar una superficie interpolante del sector en análisis.

### Materiales

Para poder llevar a cabo el estudio, se recurrió a realizar mediciones en campo con equipo de alta precisión, tanto topográfico como geodésico. Se hizo uso de una estación total (Sokkia Set 360 RK), un equipo GPS de doble frecuencia (Astech Z-Xtreme), dos tripies, dos bastones con niveleta, dos prismas reflectores y una base nivelante.

### Trabajo en Campo

En consecuencia a la falta de altimetría en la información recabada, se realizó un trabajo, tanto topográfico como geodésico, para obtener este dato y poder generar superficies interpolantes.

El objetivo geodésico fue obtener la altura ortométrica de un punto tentativo para marcarlo como banco de nivel y, mediante topografía básica, realizar una lluvia de puntos los cuales se refirieron a este banco de nivel (Duque, 2015).

Primero se hizo un reconocimiento del sector "Terrazas" para poder seleccionar un punto en específico el cual funcionó como banco de nivel. La intención principal en este punto fue poderle brindar la altimetría referida al nivel medio del mar, por lo que siguieron los lineamientos establecidos por el INEGI, el cual, señala que todo levantamiento geodésico debe estar referido al datum vertical NAVD 88 (INEGI, 2000).

Por lo antes mencionado, se tomaron mediciones en campo (Figura2) con un equipo de posicionamiento global (GPS, por sus siglas en inglés) de doble frecuencia del punto seleccionado. Posteriormente la información tuvo su primer procesamiento en el software LOCUS, en el cual se hizo la descarga de los datos recabados en campo. Debido a que la versión de este software no es la más reciente, tiene ciertas restricciones para poder dar de alta modelos geoidales o elipsoidales; esto complicó poder referir la información al NAVD 88. Este problema se solventó refiriendo la información vertical al North American Datum of 1983 (NAD 83, por sus siglas en inglés), esto debido a que el elipsoide que usa este dátum es el GRS 80, el cual es el oficial en el dátum vertical mexicano (Mills & Dodd, 2012).

Una vez que se tuvo la información referida al NAD 83, se continuó a la descarga de archivos Receiver Independent Exchange (RINEX) de la estación geodésica de INEGI ubicada en la Universidad de Guanajuato, en la División de Ciencias Económico Administrativas (DCEA), esto con el objetivo de aumentar la precisión del trabajo en campo. Hasta este punto las alturas eran elipsoidales ya que no habían sido procesadas con un modelo geoidal.

Para poder obtener la altura ortométrica el último paso fue referir la altura elipsoidal con el modelo geodésico nacional (GGM10), procedimiento que simplifica INEGI con una calculadora geodésica.

En cuanto al posicionamiento horizontal no se presentó ninguna complicación ya que la traza urbana estaba referida en coordenadas UTM Zona 14, por lo que solo se hizo toma de una línea base, la cual sirvió posteriormente para alinear los datos y conjuntarlos de manera correcta.

Figura 2. Banco de Nivel Seleccionado



Fuente: Ramón López

### **Superficies Interpolantes**

Obtenida la información en campo, el siguiente paso consistió en generar superficies interpolantes para poder brindarle altimetría a todos los elementos de la red hidráulica y poder realizar una simulación de la misma.

El uso de herramientas de interpolación de superficies crean una superficie continua (o predicción) a partir de valores de puntos de muestra (García & Cebrián, 2006).

Existen diferentes métodos de superficies interpolantes, entre las cuales destacan los métodos determinísticos, geoestadísticos y por medio de triangulaciones, mejor conocido como Red Irregular de Triángulos (TIN, por sus siglas en inglés).

Este estudio sólo se basó en métodos determinísticos (vecinos naturales, IDW y spline) y el uso de un TIN. A través de otros estudios se ha demostrado que el uso de superficies por medio

triangulaciones ofrece mejores resultados cuando se quiere representar y modelar la configuración del terreno topográfico (De Wulf, Constales, Stal & Nuttens 2012), y a diferencia de los métodos determinísticos o geoestadísticos, este método no se ve afectado en la integridad de su información por datos vecinos, por lo que no se genera información falsa.

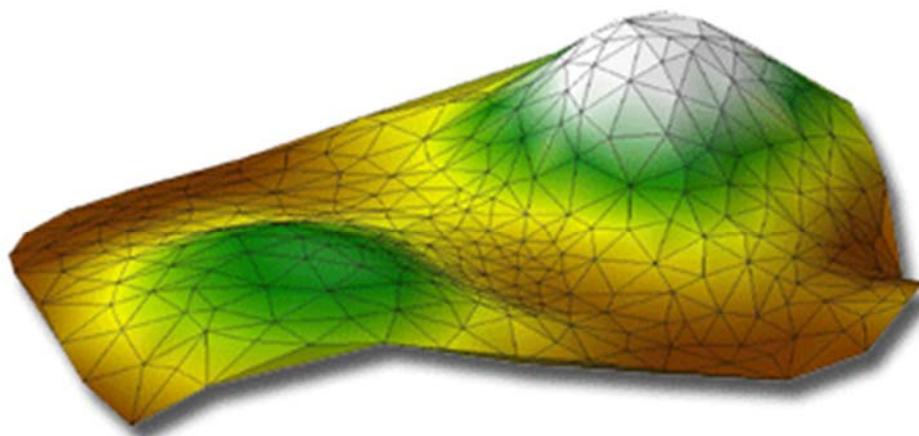
Con todo lo antes mencionado se generaron dos comparativas: diferencias en los resultados con los métodos determinísticos en comparativa con un TIN y diferencia en los resultados de un TIN en comparativa con los datos proporcionados por el INEGI.

Para la información de INEGI se utilizaron los datos vectoriales de curvas de nivel 1:50,000, de las cuales, se generó un MDE con una resolución de pixel de 2 metros x 2 metros.

### **Superficie TIN**

Un TIN es una forma de datos geográficos digitales basados en vectores y se construyen mediante la triangulación de un conjunto de vértices (puntos). Los vértices están conectados con una serie de aristas para formar estos triángulos (De Wulf, Constales, Stal & Nuttens 2012).

Figura 3. Superficie TIN

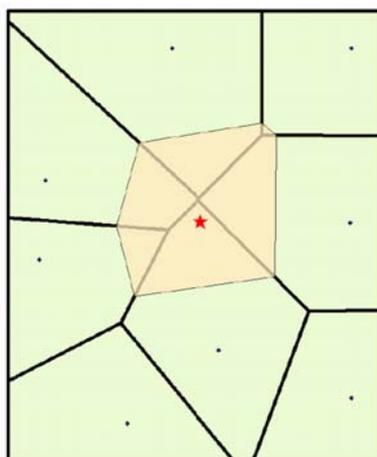


Fuente: SciSoftware

### **Superficie por Vecinos Naturales**

El algoritmo utilizado por la herramienta de interpolación de Vecino natural halla el subconjunto de muestras de entrada más cercano a un punto de consulta y aplica ponderaciones sobre éstas basándose en áreas proporcionales para interpolar un valor. Los vecinos naturales de un punto son aquellos que están asociados con los polígonos de Voronoi. La idea del principal del diagrama de Voronoi se basa fundamentalmente en la proximidad (Calvo, 2004).

Figura 4. Ponderación de Vecinos Naturales



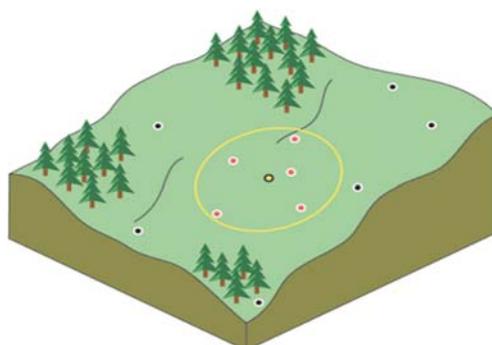
Fuente: Esri

### Superficie por Inversa Distancia Ponderada

El método de Inversa Distancia genera un dato de altura estimada a partir de la media ponderada de las alturas de los puntos de entrada aledaños, utilizando como pesos la distancia inversa del punto estimado respecto a los puntos conocidos. En este método se le pueden asignar distintos parámetros, como factores multiplicadores para que la distancia entre punto y punto tenga mayor o menor peso en la interpolación o el radio de búsqueda de puntos interpoladores (Duque, 2015).

En este método se le definió un factor multiplicador de 2, con un radio de influencia interpoladora de 185 metros y como un mínimo de 15 puntos (los cuales influyen en el punto interpolado).

Figura 5. Vecindad de IDW



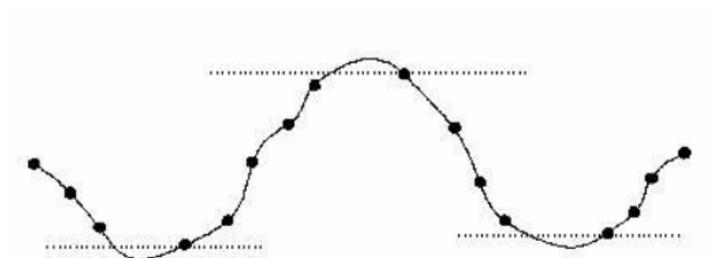
Fuente: Esri

### Superficie por Spline

Es un método de interpolación a partir de puntos de entrada usando un método de curvatura mínima bidimensional. Es un interpolador determinístico, local y ajusta funciones por porciones a grupos de datos definidos, produciendo una superficie con curvatura mínima, el método de curvatura mínima ablanda dos líneas rectas de los puntos usando un factor de radio de curvatura (González, 2009).

Consiste fundamentalmente en el ajuste local de ecuaciones polinómicas, la forma final depende de un parámetro denominado tensión que hace que la superficie interpolada se asemeje a una membrana más o menos floja. En este método se definió un tipo de spline tensada con un peso de 5 y un número de puntos interpolantes de 3 para hacer la aproximación local.

Figura 6. Spline

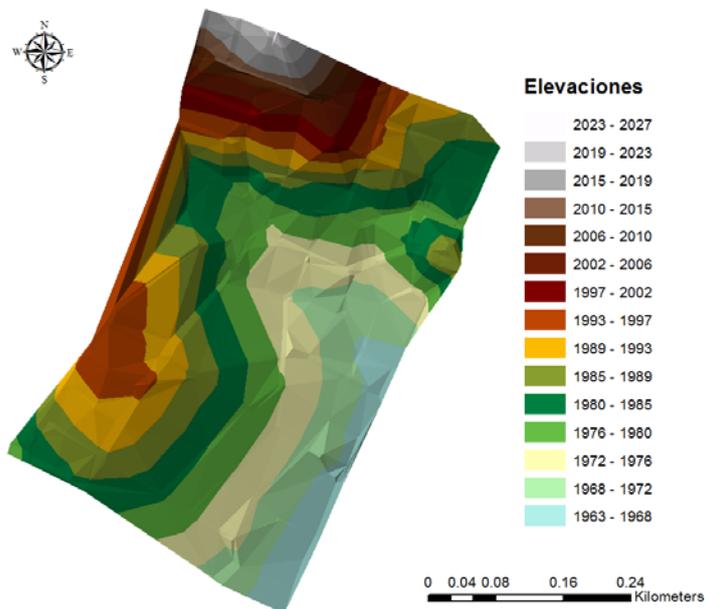


Fuente: Universidad de Murcia

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

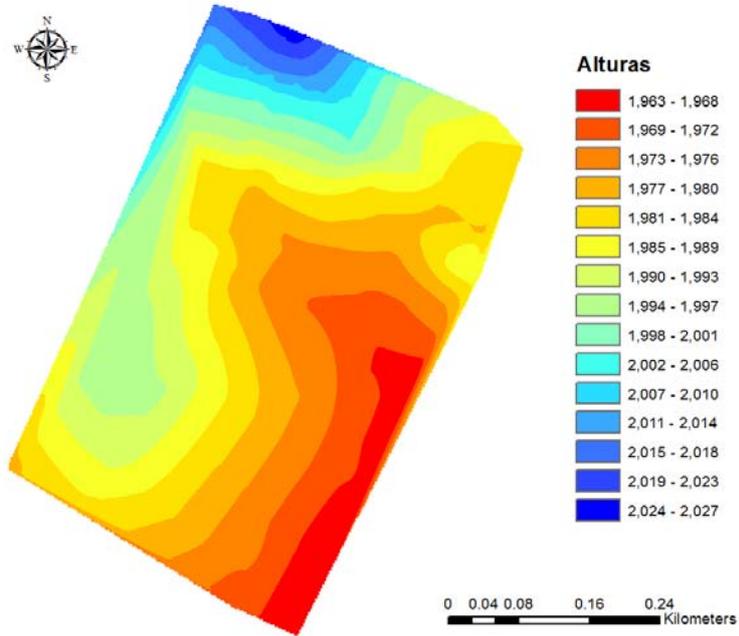
En las figuras 7 a 11 se presentan las superficies obtenidas a partir de las cinco metodologías antes mencionadas.

Figura 7. TIN de Elevaciones



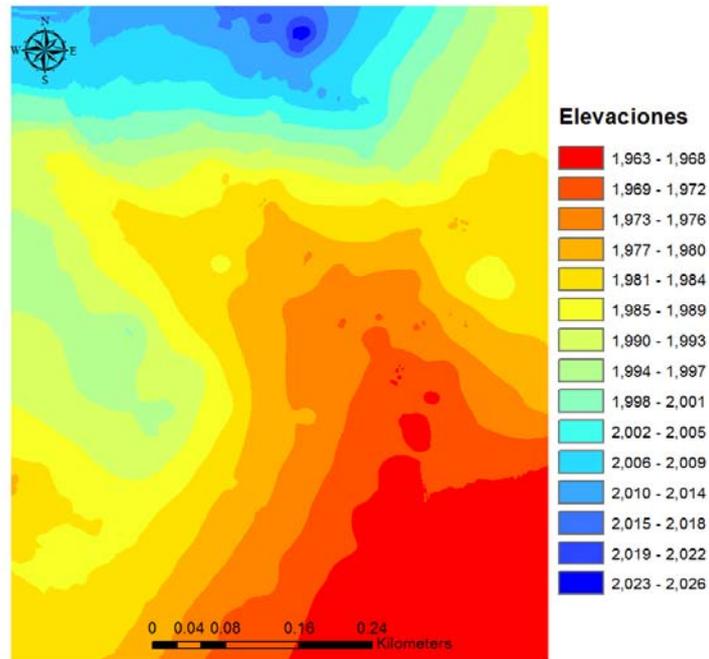
Fuente: Ramón López

Figura 8. Superficie Interpolante Vecinos Naturales



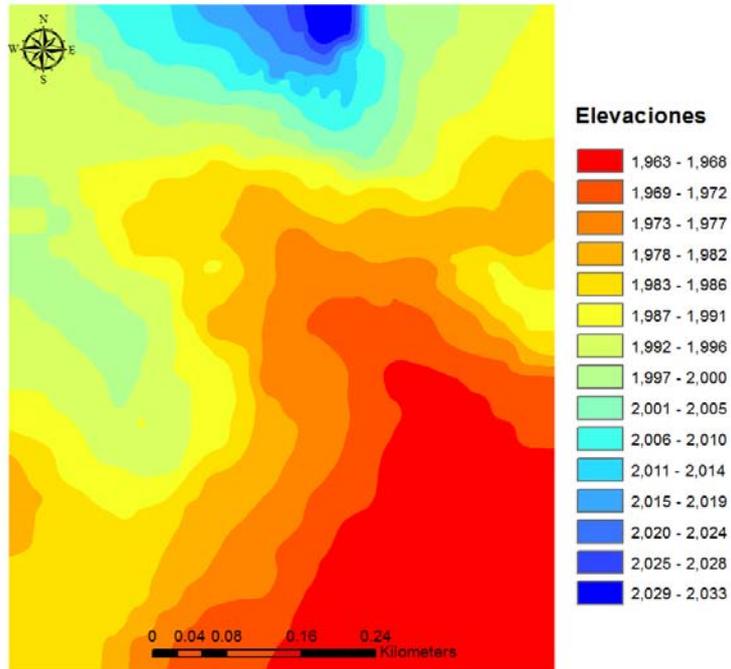
Fuente: Ramón López

Figura 9. Superficie Interpolante IDW



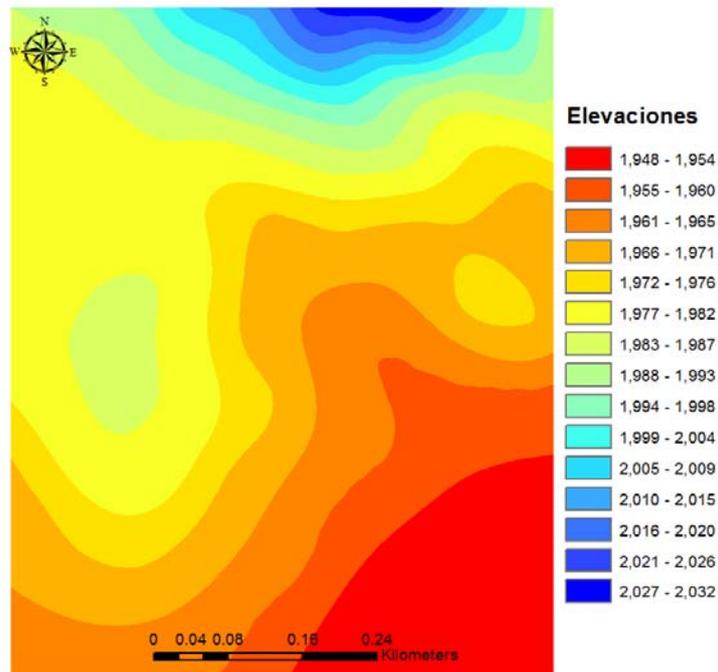
Fuente: Ramón López

Figura 10. Superficie Interpolante Spline



Fuente: Ramón López

Figura 11. MDE a Partir de Curvas de Nivel 1:50,000 de INEGI



Fuente: Ramón López

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### Comparación de los resultados obtenidos por un TIN y los métodos de interpolación determinísticos

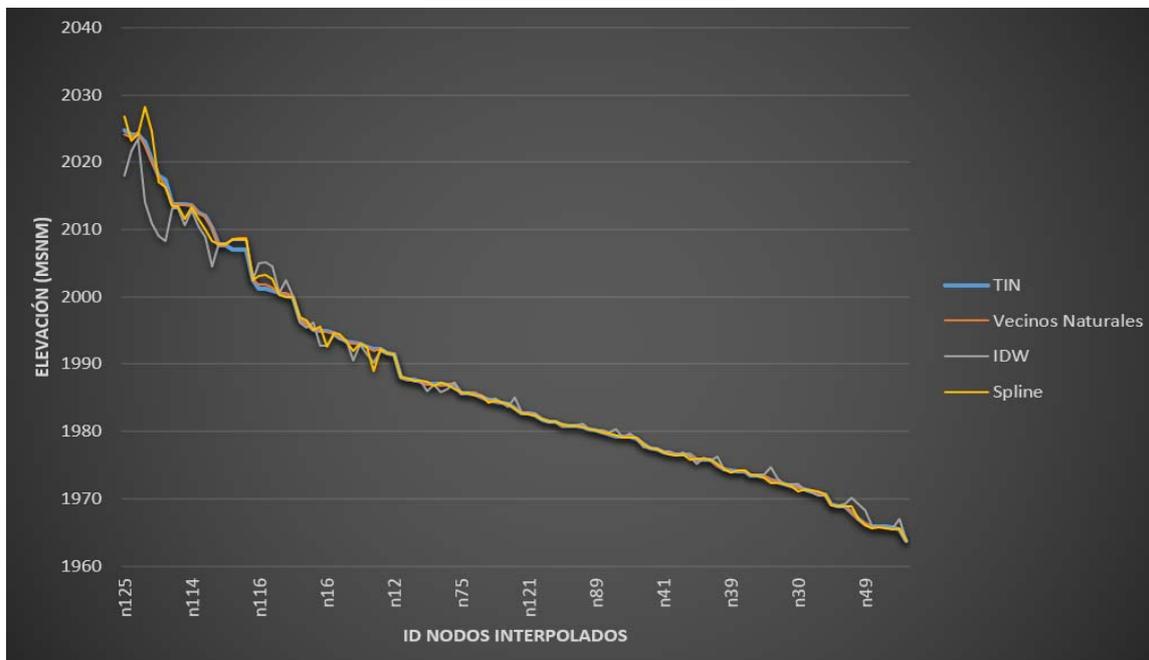
Para una representación más simplificada de los resultados obtenidos, se realizaron comparaciones de la dispersión que existe entre los datos de elevación, por lo que se generó una tabla comparativa (Tabla 1) herramienta que simplificó el cálculo estadístico de los datos y conocer de manera numérica la diferencia entre métodos y una gráfica representando los perfiles topográficos de las diferentes metodologías (Figura 12).

Tabla 1. Comparativas Estadísticas Entre TIN vs Métodos Determinísticos

Método	Vecinos Naturales (metros)	IDW (metros)	Spline (metros)
Diferencia Máxima	1.641	9.408	5.289
Diferencia Mínima	0.001	0.002	0.000
Error Promedio	0.141	1.100	0.473
Desviación Estándar	0.296	1.928	0.859

Fuente: Ramón López

Figura 12. Perfiles Topográficos de Métodos Determinísticos Interpolantes y el TIN



Fuente: Ramón López

En la figura 12 se puede notar de mejor manera como se comportaron los datos de cada metodología, y haciendo contraste con los datos numéricos (Tabla 1) se puede observar que el método determinístico que se acerca más a la información contenida en el TIN es el de vecinos naturales, y debido a que el método IDW contempla muchos factores geográficos, la información tiende a dispersarse considerablemente, por lo cual resultó ser el método que menos se asemeja al TIN.

### Comparación entre los datos proporcionados por el INEGI y los resultados obtenidos con el TIN

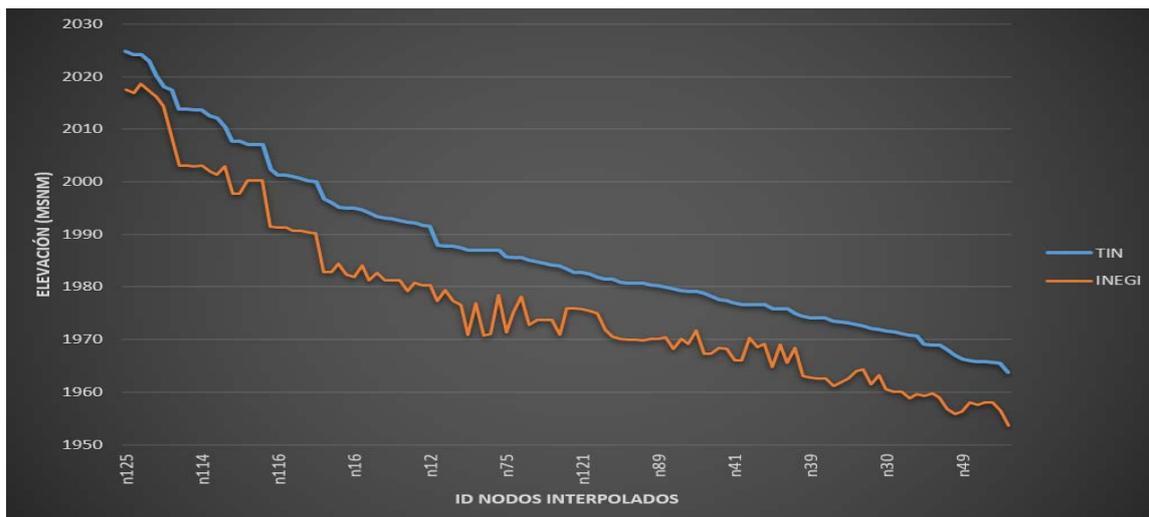
De la misma manera que la comparativa anterior, se generó una tabla donde se comprenden cálculos estadísticos que ayudan a la comprensión de los resultados (Tabla 2), al igual de una gráfica donde se representan los perfiles topográficos, tanto del TIN como del MDE de INEGI obtenido a través de las curvas de nivel 1:50,000.

Tabla 2. Comparativas Estadísticas Entre Datos Proporcionados por el INEGI vs TIN

Método	TIN (metros)
Diferencia Máxima	16.235
Diferencia Mínima	3.583
Error Promedio	10.020
Desviación Estándar	2.188

Fuente: Ramón López

Figura 13. Perfiles Topográficos del TIN y el MDE de INEGI Obtenido a Través de las Curvas de Nivel 1:50,000



Fuente: Ramón López

Debido a la escala de donde proviene el MDE, se pueden notar diferencias entre datos obtenidos en campo y la información que nos brinda INEGI, y aunque se pueden notar ciertas similitudes en la configuración del terreno, el perfil que se genera a partir de los datos de INEGI presenta mayores valores extremos, lo cual denota otra falta de exactitud en la información, y, por otro lado, los datos del TIN presentan un comportamiento más uniforme y estable.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

En este trabajo se pudo observar el potencial que tiene el uso de un SIG para geo procesos, los cuales pueden servir para múltiples finalidades, en este caso, determinar la elevación de los nodos de una red de distribución de agua, dato requerido para llevar a cabo la simulación hidráulica.

Conocer y saber manipular un SIG simplifica hacer tareas iterativas de manera eficiente y precisa, por lo cual resulta ser un área técnica emergente para diversas áreas, por lo cual se debe conocer cómo es que trabajan los algoritmos dentro de un software para poder manipular la información de la manera más óptima.

Para poder hacer un trabajo correctamente ejecutado, se tiene que referir a la normatividad del país donde se esté haciendo, es por ello que se realizaron algunos procesos geodésicos para poder referir todos los datos, tanto recabados como interpolados, a la normatividad geodésica de INEGI.

Mediante este trabajo se compararon tres diferentes métodos interpolantes contra un TIN, el cual conserva de mejor manera la información de configuración del terreno. Los métodos arrojaron datos interesantes, pero prevalecieron más estables los métodos que contenían menos parámetros, ya que sus algoritmos trabajan de manera más inclinada hacia una metodología geométrica.

También se debe tener en cuenta que este estudio se hizo analizando configuración del terreno topográfico, es por ello que algunos métodos no trabajaron tan bien, pero si la variable en análisis fuese otra, la lógica cambia y puede ser que los algoritmos más óptimos sean diferentes.

INEGI proporciona una gran cantidad de información de manera gratuita, resultado de un gran esfuerzo humano y tecnológico, pero se debe conocer para qué tipo de proyectos es confiable usar esta fuente, ya que si la precisión es un factor a considerar, se debe recurrir a otros medios para obtener los insumos a procesar.

El SIG facilita la investigación, evaluación y disminución de tiempo ante una problemática, por lo que es indispensable conocer y aplicar su uso en los proyectos que lo permitan.

## **REFERENCIAS**

Moreno, A. (2006). *Sistemas y Análisis de la Información Geográfica* (1era Ed). México: Alfaomega Grupo Editor.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (2000). *Información Geográfica, hacia el Tercer Milenio*. México, Aguascalientes.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (2010). *Compendio de Criterios y Especificaciones Técnicas para la Generación de Datos e Información de Carácter Fundamental*. México, Aguascalientes.

Calvo, N. (2004). Utilidades e Inutilidades del Diagrama de Voronoi Interpolación con Coordenadas Laplacianas. *Mecánica Computacional, Volumen XXIII*, pp. 3231 - 3249.

Duque J. S. (2015). Comparación Estadística de Métodos de Interpolación Determinísticos y Estocásticos para la Generación de Modelos Digitales del Terreno a Partir de Datos LIDAR, en la Parroquia de Tumbabiro, Cantón de San Miguel de Urucuquí, Provincia de Imbabura (Tesis de Maestría). Universidad de San Francisco de Quito, Quito, Ecuador.

Mills, J. & Dood, D. (2012). Separation Models for Ellipsoidally Referenced Hydrographic Surveys. En FIG Working Week. Evento llevado a cabo en Roma, Italia.

González, C. (2009). Splines: Curvas y Superficies, Introducción al Dibujo de Curvas de Aproximación e Interpolación por Computador. Castilla, España.

García González, J. A. & Cebrián Abellán, F. (2006). La Interpolación Como Método de Representación Cartográfica para la Distribución de la Población: Aplicación a la Provincia de Albacete. En XII Congreso Nacional de Tecnologías de la Información Geográfica. Evento llevado a cabo en Granada, España.

De Wulf, A., Constaes, D., Stal, Cornels & Nuttens, T. (2012). Accuracy Aspects of Processing and Filtering of Multibeam Data: Grid Modeling Versus TIN Based Modeling. En FIG Working Week. Evento llevado a cabo en Roma, Italia.

Fuentes O. A., Carrillo J. J. & De Luna F. (2000). Control de Presiones en Redes de Distribución de Agua Potable. En J. Campos (Presidencia), XVI Congreso Nacional de Hidráulica. Congreso llevado a cabo en Michoacán, México.

Ochoa L. H. & Ortiz J. (2000). Calibración Dinámica de Modelos de Simulación Hidráulica de Redes de Tuberías. En J. Campos (Presidencia), XVI Congreso Nacional de Hidráulica. Congreso llevado a cabo en Michoacán, México.

## Sección 4

# Economía y sociedad en la gestión de la oferta y la demanda de agua

## Capítulo 1. Participación social en la gobernanza y gestión local del agua para uso doméstico en tres casos de América Latina

Fernando Gumeta-Gómez (1), Elvira Durán Medina (2), David Barton Bray (3)

(1) (2) Instituto Politécnico Nacional (México) fernandgu3@gmail.com, eduran3@hotmail.com

(3) Florida International University (USA) brayd@fiu.edu

---

**RESUMEN.** El suministro del agua para uso doméstico a nivel local, en muchos casos, depende exclusivamente de la participación social. Se compararon tres regímenes de gobernanza y gestión del agua para uso doméstico basado en participación social: 1) *ASADAS* en Costa Rica, 2) *Juntas de Agua* en Honduras y 3) *Comités de Agua* en México; mediante revisión documental, observación participativa, y entrevistas informales y semi-estructuradas. Se analizaron el marco legal, la estructura, operatividad, y la eficiencia en la provisión y conservación de los recursos hídricos. *ASADAS* y *Juntas del Agua* son entidades legales de participación social; mientras que los Comités de Agua no tiene el soporte legal del gobierno mexicano. Los tres regímenes son eficientes para suministrar el agua y en asegurar la recarga hídrica. Reconocer y fomentar la creación y continuidad de los Comités de Agua en México, podría aumentar y garantizar el suministro de agua en el largo plazo.

**ABSTRACT.** The adequate supply of water for domestic use at the local level, in many cases, depends exclusively on the social participation. Three governance and water management regimes for domestic use based on social participation were compared by the collection of information throughout participative observation, literature review, and informal and semi-structured interviews: 1) *ASADAS* in Costa Rica, 2) *Water Boards* in Honduras and 3) *Water Committees* in Mexico. The legal framework, structure, operation, and efficiency for the provision and conservation of water resources were analyzed. *ASADAS* and *Water Boards* are legal entity with recognized social participation; while *Water Committees* have no legal support by the Mexican Government. Nevertheless, the three regimes are efficient for the provision of water and at implementing activities to ensure water recharge. Therefore, the recognition and encouragement of the creation and continuity of *Water Committees* in Mexico, could increase and ensure water provision on the long-term.

---

Palabras clave: Abasto del agua, gobernanza local, Comités del agua, Oaxaca, Sustentabilidad del agua.

Keywords: Water supply, local governance, Water Committees, Oaxaca, Sustainability of water.

## INTRODUCCIÓN

El acceso al agua es un derecho universal, imprescindible e indivisible para la humanidad. Sin embargo, el agua no tiene una distribución homogénea en el planeta, lo que dificulta hacer cumplir el derecho al agua en regiones con escasas (Organización de las Naciones Unidas [ONU], 2010). Asimismo, aun cuando el recurso esté disponible suele estar sujeto a sobreexplotación, inadecuada distribución y administración, así como contaminación del agua (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization-World Water Assessment Programme [UNESCO-WWAP], 2006). Con las tendencias de crecimiento poblacional se plantea una crisis global del agua, la cual está entre los cinco principales problemas mundiales, junto con las crisis del petróleo, la seguridad alimentaria, la extinción de especies y la amenaza del cambio climático (Arlington Institute, 2015). Por ello, el adecuado aprovechamiento, regulación y conservación del agua se ha incorporado como parte de la agenda ambiental global (World Water Council [WWC], 2006).

La crisis del agua se ha señalado como una crisis de la gobernanza del agua (UNESCO-WWAP, 2006); es decir, en el proceso de toma de decisiones y acuerdos entre las instituciones, sociedad, organismos no gubernamentales y empresas, que determinan quien tiene acceso al agua, cómo, cuándo y bajo qué condiciones (Pahl-Wostl, Holtz, Kastens, & Knieper, 2010; Lautzen, de Silva, Giordano, & Sanford, 2011). Aunado a problemas de gobernanza, está los problemas de gestión del agua, la cual se refiere a todas las diligencias necesarias para lograr el objetivo de proveer el agua a los usuarios; e incluye aspectos de planeación, búsqueda de fondos, construcción de infraestructura, regulación y administración de todo el sistema del agua (Rivas, 2009). En este sentido, un proceso de gobernanza efectiva se ha considerado como un prerrequisito para una gestión integral del recurso hídrico (Gain & Schwab, 2012).

A partir de la publicación de “La Tragedia de los Comunes” (Hardin, 1968), donde se advirtió sobre la necesidad de un “propietario” o agente regulador externo para evitar el colapso de los recursos de uso común, como suele ser el caso del agua. Se generó en la práctica, un fortalecimiento del régimen de gobernanza jerárquico para la gestión del agua tanto para el uso industrial, doméstico y agrícola. Este régimen jerárquico se caracterizó por centralizar el poder en el Estado (Ostrom, 2008). El Estado funge el papel de un agente regulador, que mediante instituciones formales (que se encuentran reconocidas bajo la ley o algún documento legal), toman las decisiones y acuerdos, establecen las políticas del sector agua y objetivos de gestión. Las interacciones verticales con otros actores y los usuarios del agua son característicos de este tipo de régimen. (Pahl-Wostl, 2007). Sin embargo, se ha discutido que el régimen de gobernanza jerárquico presenta fallas como la sectorización, exclusión, corrupción, incompatibilidad con condiciones locales, lógicas político-partidarias, entre otras (Knieper, Holtz, Karstens, & Pahl-Wostl, 2010); y no han alcanzado en la actualidad, el objetivo de abastecer la demanda de agua a todas las poblaciones.

Ante las deficiencias que presenta el Estado, el Banco Mundial y el Fondo Monetario Internacional han estado promoviendo la idea de que la apertura de los servicios de agua a empresas privadas, es la alternativa para lograr cubrir la demanda y hacer eficiente el sistema de abastecimiento en calidad y cantidad (Zurbruggen, 2011). Bajo este esquema, se está apostando a un régimen de gobernanza económico, donde las empresas privadas y organizaciones con capacidad financiera, administrativa y tecnológica, sean los agentes reguladores del recurso hídrico, y se desarrollen interacciones verticales del tipo mercantil entre el proveedor y consumidor (Castro, Kloster, & Torregrosa, 2004). Sin embargo, la mercantilización del servicio de agua potable es un riesgo para solventar la escasez y el desabasto, principalmente para los sectores de la sociedad marginados como las zonas rurales, puesto que puede ser excluyente, injusto, inequitativo y acentuar la marginación social en toda América Latina (Castro et al., 2004).

En varios países, durante el proceso de imposición del régimen de gobernanza jerárquico, se ha eliminado o limitado a otros tipo de regímenes locales que eran ejercidos por los beneficiarios directos como usuarios y municipalidades (Sandre, Luiz do, Vargas & Guzmán, 2009). A pesar de eso, existen de manera formal o informal, regímenes locales de gobernanza y gestión del agua con participación social que son funcionales, que han manejado el recurso por más de 10 décadas y que no presentan las fallas del régimen jerárquico y económico (Ostrom, 2011). Con base en estos casos se ha plantado la necesidad de ajustar los paradigmas de la gestión del agua (Pahl-Wostl et al., 2007), de tal manera que se reconozcan los esfuerzos y la importancia de los involucrados y beneficiarios directos para formar regímenes sociales o heterárquicos (Zurbruggen, 2011). El régimen heterárquico favorece las interacciones horizontales entre los involucrados y beneficiarios directos, basando dichas interacciones en la interdependencia, confianza y empatía (Jessop, 1998). Este tipo de regímenes, basados en la participación social han mostrado su potencial para proveer el recurso tanto para uso doméstico, como agrícola en América Latina (Zurbruggen, 2011). Asimismo, Ostrom (2011) documentó ejemplos en España y Filipinas de acción colectiva para gobernar y gestionar el agua de riego en comunidades. Estas comunidades tenían como características que cumplían con ocho principios de diseño (límites definidos, reglas claras, participación en la construcción/modificación de las reglas, monitoreo mutuo del cumplimiento de las reglas, sanciones graduales, mecanismos de resolución de conflictos, reconocimiento mínimo de derechos de organización y existencia de entidades anidadas)

Ante los escenarios futuros, que sugieren menos disponibilidad del recurso hídrico, países como Costa Rica y Honduras han incorporado la participación social como parte de la agenda del agua y las políticas hídricas como en: la Agenda del Agua del 2013 y en la Ley Marco de Agua Potable y Saneamiento del 2004, respectivamente. Sin embargo, en México los mecanismos de participación social que estable el marco legal son excluyentes, y generalmente la participación social no es tomada en cuenta al decidir sobre algunas obras prioritarias, acciones o toma de decisiones en la gestión del agua (Perevochtchikova & Arellano-Monterrosas, 2008). Incluso en la Política Nacional Hídrica de México existe la tendencia de fomentar la privatización del abasto del agua y minimizar la participación ciudadana (Castro et al., 2004). Aunque existen propuestas para reconocer y fortalecer la participación social de los regímenes de gobernanza heterárquicos para la gestión del agua, no se ha profundizado en estudios de este tipo de régimen, de tal manera que se conozcan sus ventajas y limitaciones para cubrir la necesidad del recurso hídrico para las poblaciones a nivel local. El objetivo de este trabajo fue describir y comparar casos de participación social en la gobernanza y gestión local del agua en tres países (Costa Rica, Honduras y México). Se documentó el marco legal, la estructura, la operatividad y se analizó su eficiencia para la provisión y conservación del recurso hídrico.

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Área de Estudio

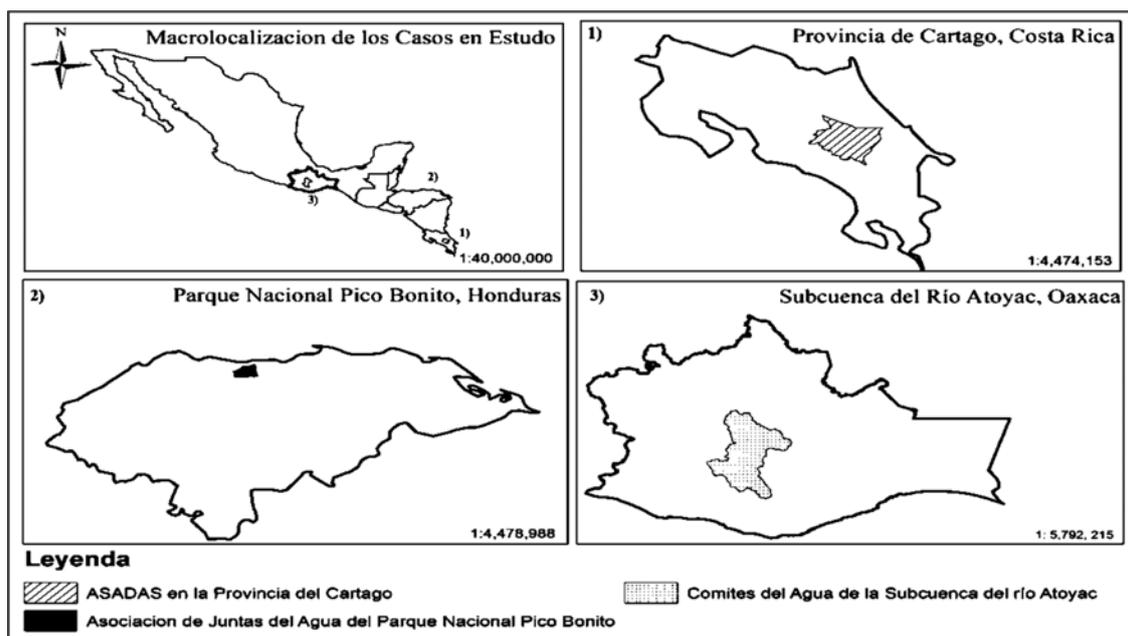
El estudio se enfocó en algunas Asociaciones Administradoras de Acueductos y Alcantarillados (*ASADAS*) en la Provincia de Cartago en Costa Rica; la asociación de las *Juntas de Agua* del Parque Pico Bonito en Honduras; y de los *Comités de Agua* en la subcuenca del río Atoyac, Oaxaca, México (Figura 1). En los casos estudiados la recarga hídrica se lleva a cabo en cuencas con cobertura de bosques tropicales en Costa Rica y Honduras, y bosques templados y subtropicales en el caso de México.

En Costa Rica, se documentó el caso de cuatro Asociaciones Administradoras de Acueductos y Alcantarillados (*ASADAS*): Tres Equis, Pavones, El Mora y la Flor; ubicado en la Provincia de Cartago, en el centro-sur del país. Las *ASADAS* han operado por casi tres décadas (hasta antes del

1997, se denominaban Comités Administradores de Acueductos Rurales; CAAR's). Su principal fuente de abastecimiento de agua son manantiales que les son concesionados por el Ministerio de Ambiente y Energía (MINAE). El agua de los manantiales se canaliza a través de tanques de captación y de allí a redes de distribución que surten entre decenas y hasta 1,500 usuarios por *ASADAS*. En Honduras, se analizó el caso de la Asociación de *Juntas del Agua* del Sureste del Parque Nacional Pico Bonito, el cual está integrado por 28 Juntas. El Parque está ubicado al centro-noreste del país, en el Departamento de la Atlántida. Aunque las *Juntas del Agua* existían antes del huracán Mitch (1998), no tuvieron un papel protagónico para el abastecimiento de agua hasta después de este fenómeno natural, debido a los problemas socio-económicos que dejó a su paso (Bray, 2015). El agua de los manantiales localizados en 14 microcuencas se canaliza a tanques de captación y de allí a redes de distribución que surten a 28 comunidades (que en conjunto abastecen a cientos de usuarios). En México, se analizó el caso de siete *Comités de Agua* dentro la subcuenca del río Atoyac, en el Estado de Oaxaca, al sureste del país. Seis de ellos han operado durante casi cinco décadas. La principal fuente de abastecimiento de agua es por medio de pozos norias, algunos de los cuales están regulados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). El agua de los pozos se extrae por bombeo y se envía a tanques de almacenamiento, para luego canalizarse a la red de distribución que abastece entre cientos y hasta 1,400 usuarios por Comité.

La división política de los países hace equivalente a las Provincias (Costa Rica), los Departamento (Honduras) y los Estado (México).

Figura 2. Macro y micro localización de los casos de estudio en Costa Rica, Honduras y México



Fuente: ARCGIS, 2015; INEGI, 2010

### Revisión documental e información de campo

Se hizo revisión documental del marco legal que respalda la participación social en la gobernanza y gestión local del agua en los tres países (Tabla 1). Asimismo se revisaron artículos publicados sobre los regímenes sociales o heterárquicos de gobernanza del agua, tesis, literatura académica y, en el caso de México, documentos internos de los *Comités del Agua*.

Para documentar la estructura y operatividad de los regímenes de gobernanza y gestión local del agua; se realizaron entrevistas informales y semi-estructuradas a: 1) los líderes y representantes de las *ASADAS* (Tres Equis, Pavones, El Mora y la Flor) en la Provincia de Cartago, Costa Rica; de las Asociación de *Juntas de Agua* del Parque Nacional Pico Bonito en Honduras, y de los *Comités del Agua* en Oaxaca, México. 2) los funcionarios de las instituciones gubernamentales relacionados con el agua como personal del Instituto de Acueductos y Alcantarillados (AyA), del MINAE y del Corredor Biológico Volcán Central Talamanca (CBVCT) en Costa Rica; y a funcionarios de la CONAGUA y de cuatro Municipios en Oaxaca, México. 3) los especialistas sobre la temática de la participación social y el abasto de agua en Costa Rica; así como a representantes de fundaciones (Esmeralda en Honduras y Rodolfo Morales en Oaxaca, México) y de una empresa privada (en Oaxaca, México). 4) los usuarios (10% del padrón) de siete *Comités de Agua*, en el caso de Oaxaca, México, a quienes se aplicaron únicamente entrevistas semi-estructuradas. La información de las entrevistas se capturó de manera digital y analizo sistemáticamente para poder comparar las analogías estructurales y operativas de los distintos regímenes. Se hizo cruce de información para corroborar los datos provenientes de los distintos informantes (Bernard, 2005).

Adicionalmente, en los tres casos, se hizo observación participativa (Puri, 2011), con lo cual fue posible conocer la construcción, mantenimiento y monitoreo de la infraestructura de manantiales y pozos. Asimismo, se realizaron recorridos para conocer el estado de las áreas de recarga hídrica, y en Honduras y México se presenciaron actividades de reforestación. En el caso particular de Oaxaca, México, también se observaron actividades de cobranza, clausura de tomas de agua de usuarios morosos, y procesos de participación en la toma de decisiones y acuerdos.

## RESULTADOS

### Marcos legales de los regímenes con participación social

Los regímenes de gobernanza y gestión local del agua con participación social son reconocidos en la legislación de Costa Rica y Honduras, pero no en la de México (Tabla 1). En Costa Rica, la Ley de Aguas de 1942 reconoce que las aguas para el abastecimiento de poblaciones continuaran administradas por las Municipalidades o Juntas como lo están en el presente. Con el reglamento para las Asociaciones Administradoras de Acueductos y Alcantarillados del 2000 se le dio reconocimiento jurídico a las Juntas, denominándolas *ASADAS*. En Honduras, la existencia de las *Juntas del Agua* es reconocida por la Ley General de Aguas de 2009, en tanto que la Ley de Marco del Agua Potable y Saneamiento del 2003, establece su estructura y operatividad. En México, con la última reforma a la Ley de Aguas Nacionales de 2004, la gobernanza y gestión local del agua se delegó a autoridades de los municipios y a empresas; limitando la participación social sólo a nivel de los consejos de cuencas regionales, los cuales carecen de poder y capacidad de tomar decisiones (Perevochtchikova & Arellano-Monterrosas, 2008); y no reconocen a los *Comités De Agua* como regímenes locales de gobernanza y gestión del agua para uso doméstico.

### Estructura

Los tres regímenes de gobernanza y gestión local del agua estudiados presentaron estructuras relativamente complejas de representación y ejecución (Tabla 2). La representación y toma de decisiones provienen de los mismos usuarios del sistema de agua para uso doméstico. La asamblea del agua es el máximo órgano de toma de decisiones. Las Juntas Directivas en los casos de Costa Rica y Honduras, por ley están integradas de cuando menos cuatro personas. Asimismo, en Costa Rica se contempla un mínimo de empleados con puestos definidos para operar la infraestructura y los recursos económicos. Los regímenes de Honduras y México, por limitantes económicas, no contratan empleados para sus labores y se apoyan principalmente de comités (trabajo no remunerado).

Tabla 1. Marco legal de la gobernanza y gestión del agua a diferentes escalas administrativas en tres países de América Latina.

Nivel	Costa Rica	Honduras		México
Ley	Ley de Aguas 1942	Ley General de Aguas 2009	Ley Marco del Sector de Agua Potable y Saneamiento, 2003	Ley de Aguas Nacionales 2004
Nacional Secretarías	Secretaría de Salud Pública y Protección Social	Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente	Secretaría de Salud	Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales
Organismos Desconcentrados <sup>1</sup>	Instituto de Acueductos y Alcantarillados (AyA)	Comisión Nacional del Agua (Órgano Consultivo) Autoridad del Agua (Órgano Ejecutivo)	Comisión Nacional de Agua y Saneamiento (Órgano Consultivo) Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (Órgano Ejecutivo) Ente Regulador de Servicios de Agua Potable y Saneamiento (Órgano regulador)	Comisión Nacional del Agua (CONAGUA)
Regional	Dirección Regional del AyA	Consejos de Cuenca (Organismo Consultivo) Agencias Regionales de la Autoridad del Agua (Órgano Ejecutivo)	-	Consejos Regionales de Cuencas Dirección Regional de CONAGUA
Estatad	-	Consejos de Subcuenca	-	Organismos Operadores Estatales
Municipal	Organismos Operadores de las Municipalidades Empresas Privadas <sup>2</sup>	Organismos Operadores del Municipios	Organismos Operadores del Municipios Empresas Privadas	Organismos operadores Municipales Empresas Privadas
Local <sup>3</sup>	Organismos Operadores de la Municipalidad Empresas Privadas <i>ASADAS</i>	Consejos de Microcuencas	Organismos Operadores del Municipios <i>Juntas Administradoras de Agua (Zonas Rurales)</i>	Organismos Operadores Municipales Empresas Privadas <i>Comités del Agua</i> <sup>4</sup>

<sup>1</sup> Se trata de subunidades de ministerios o secretarías que tienen recursos propios para operar. <sup>2</sup> Las empresas privadas a nivel municipal funcionan bajo una concesión de derechos que el municipio provee, principalmente para el abastecimiento de agua a áreas urbanas. <sup>3</sup> El nivel local es considerado como la unidad mínima de gobernanza y gestión que en ocasiones resulta ser igual al nivel municipal. <sup>4</sup> Sin reconocimiento legal.

Tabla 2. Estructura de los regímenes con participación social en la gobernanza y gestión del agua para uso doméstico.

Estructura de los regímenes		Costa Rica	Honduras	México
		<i>ASADAS</i>	<i>Juntas del Agua</i>	<i>Comités del Agua</i>
Asamblea de usuarios del agua (órgano máximo de toma de decisiones y acuerdos)		X	X	X
Junta Directiva	Presidente	X	X	X
	Vicepresidente	-	X	-
	Secretario	X	X	X
	Tesorero	X	X	X
	Fiscal	X	X	-
	Vocales (Hasta 5)	-	X	X
Empleados	Administrador	X	-	-
	Contador	X	-	-
	Fontanero	X	-	X
	Bombero	-	-	X
Órganos o Comités de Apoyo	Comités de Operación y Mantenimiento	-	X	-
	Comités de Microcuenca	-	X	-
	Comité de Saneamiento y Educación de Usuarios	-	X	-
	Comité de Obras	-	-	X
	Comité de Salud	-	-	X
	Comisariado de Bienes Comunales/Ejidales <sup>1</sup>	-	-	X

<sup>1</sup> Los Comisariados de Bienes Comunales o Ejidales son instituciones formales establecidas por la Ley Agraria de México para regular el territorio bajo la tenencia social de la tierra.

## Operatividad

### *Toma de decisiones y acuerdos*

La toma de decisiones y acuerdos en los tres casos de estudio se realiza a través de una asamblea. La asamblea se conforma por todos los usuarios registrados en el padrón y en ocasiones también es integrada por solicitantes a ser usuarios del agua. La frecuencia de reuniones de la asamblea es variable en los tres casos. En las *ASADAS* de Costa Rica debido a que su Junta Directiva tiene más facultades para tomar decisiones conforme el marco legal y cuando el procedimiento es administrativamente posible, las asambleas se realizan cada uno o dos años (casi exclusivamente para elegir a los integrantes de la junta directiva). Mientras que en las *Juntas del Agua* de Honduras y los *Comités de Agua* Oaxaca, México suelen reunirse mínimamente una vez al mes, porque la junta directiva tiene limitantes para la toma de decisiones, por lo que regularmente debe consultar a la asamblea de usuarios.

### *Representación y ejecución de acuerdos*

En los tres casos estudiados, la representación local y fuera de la comunidad lo realiza la junta directiva. La junta directiva es nombrada por la Asamblea de Usuarios, quienes conforme la Ley en el caso de Costa Rica y Honduras, y conforme reglamentos (escritos y no escritos) en el caso de Oaxaca, México, tienen el mandato de ser vínculo con dependencias de gobierno, ejecutar los acuerdos y atender las problemáticas del sistema de agua.

Dentro de las competencias de los integrantes de la junta directiva, el Presidente es el cargo que ejecuta la mayor representación de la junta directiva, asimismo le compete vigilar que el resto de los integrantes de la junta hagan su trabajo. En el caso particular de las *ASADAS* en Costa Rica existe otro representante denominado Vicepresidente que puede ejercer el papel del presidente siempre y cuando el presidente se encuentre ausente o se coordine con él para su representación. Cada uno de los representantes principales como el presidente, secretario y tesorero cuenta con su suplente el cual se le denomina vocales. Cuando ninguno de los representantes de la junta falta, los vocales se encargan de realizar actividades generales de apoyo.

#### ***Administración y contabilidad de recursos financieros***

La actividad de administrar los recursos financieros, económicos y de infraestructura es llevada a cabo en los tres casos estudiados por la junta directiva, así como las actividades de contabilidad. Particularmente en las *ASADAS* de la Provincia de Cartago, se documentó que tienen la capacidad de contratar a un Administrador y a un contador con sueldos realmente competentes (aproximadamente \$1,500 dólares) y de manera casi permanente (dependiendo su eficiencia). Los administradores y contadores están diariamente en horarios de oficina en las instalaciones de la *ASADAS* y solo se reúnen dos veces al mes con los integrantes de la junta directiva para ver el funcionamiento del sistema de agua, los ingresos, egresos y otros pendientes. En el caso de las *Juntas del Agua* en Honduras y *Comités del agua* en México, el presidente y el secretario se encargan de administrar el sistema de agua, resguardar todos los documentos legales, acuerdos internos, actas de asambleas y otros documentos que respaldan sus actividades. El Tesorero de la junta directiva se encarga de llevar las cuentas sobre los cobros, ingresos y egresos, coordinándose con el secretario y el presidente. La misma junta directiva hace estas labores de administración y contabilidad, la mayoría de las veces sin capacitación y sin conocimiento del ramo de contaduría y administración, y en casos extremos sin tener más que primaria no concluida como grado de estudio máximo.

#### ***Distribución y regulación del agua***

La distribución y regulación del agua se lleva a cabo por el fontanero en las *ASADAS* en Costa Rica y el bombero en los *Comités de Agua* en México. El fontanero y el bombero son personales pagados, y en el caso de los *Comités de Agua* es el único personal con sueldo. Sin embargo existe una diferencia en la proporción de sueldos pagados a un fontanero y a un bombero, puesto que mientras que al primero se le asigna un sueldo de 800 a 1000 dólares, el segundo recibe un sueldo de 200 a 260 dólares (con un cambio de 15 pesos mexicanos por dólar), siendo 3 a 5 veces mayor el sueldo del fontanero pero con la misma proporción de trabajo. En el caso de las *Juntas del Agua* en Honduras no pagan un sueldo para realizar las actividades de distribución y regulación del agua, siendo el Comité de apoyo de Operación y Mantenimiento quien hace este trabajo de manera no remunerada. Dentro de las actividades de distribución y regulación del agua se encuentra la apertura y cierre de válvulas que permiten mandar o quitar a un sector o a otro el agua para uso doméstico. En el caso particular de los *Comités de Agua* en México, también se encarga del chequeo de los pozos, así como el encendido y apagado de las bombas de extracción de agua.

#### ***Mantenimiento, reparación y construcción de infraestructura***

En las *ASADAS* de Costa Rica, el mantenimiento y la reparación es realizada por el fontanero, el cual, ante una reparación de gran coste de horas/trabajo/hombre puede solicitar a la junta directiva la contratación de personal de apoyo. Para la construcción de infraestructura hidráulica o administrativa contratan personal especializado como albañiles e ingenieros que hagan la(s) obra(s). En Honduras, por Ley las *Juntas de Agua* se apoyan en el comité de Operación y Mantenimiento para efectuar las tareas de mantenimiento y reparación de la infraestructura hidráulica. Los integrantes del comité han sido capacitados por la organización ambientalista Ecologic; de ser necesario, los usuarios hacen trabajo voluntario. En Oaxaca, México, los *Comités del Agua* se apoyan para dar mantenimiento y reparaciones menores en el bombero, sin embargo en caso de reparaciones mayores pueden contratar

a un fontanero de manera temporal para el trabajo. En el caso de la construcción de infraestructura se apoyan de trabajo comunitario denominado tequio, de contratar a albañiles (algunas veces) y del comité de obras.

### ***Financiamiento, ingresos y pago de cuotas***

En Costa Rica, las *ASADAS* se mantienen con los pagos que hacen los usuarios, pero además como tienen personalidad jurídica, pueden recibir financiamiento o financiar a otras *ASADAS*. La forma en que financian a otras asadas es que tienen capacidad de asociarse en confederaciones y federaciones. Cuando una *ASADA* forma parte de una confederación puede solicitar préstamos a otras *ASADAS* integrantes. Con respecto al pago de cuotas, el agua se cobra mediante tarifas reguladas y establecidas a nivel nacional por el AyA, siendo un pago que va de los \$4.4 dólares hasta los \$15 dólares. En Honduras, las *Juntas de Agua* se mantienen con el pago que realizan los usuarios, quienes pagan mensualmente una cuota baja (alrededor de \$2 dólares). También realizan cooperaciones modestas de manera regular para comprar tierras en la parte alta de la cuenca, las cuales tienen como fin asegurar la recarga hídrica. El representante de la Asociación de Juntas de Agua (que agrupa a 28 comunidades), es un líder local con conciencia social que hace trabajo voluntario, pero que se apoya de un asesor técnico pagado por Ecologic. Dado su bajos ingresos no pueden financiar infraestructura hidráulica o administrativas por lo que tienen una infraestructura básica y modesta. En Oaxaca, México, los *Comités del Agua* se mantienen con los pagos por el servicio que hacen los usuarios, y de las multas de quienes no acuden a las asambleas o no cumplen con trabajos acordados. El pago del servicio va de los \$2.5 hasta los \$25 dólares (cuando existe medidor de agua) más el pago de multas que va de los \$7 hasta los \$70 dólares (las multas son establecidas cuando faltan a trabajos colectivos, no asisten a asambleas, desperdician agua y por no pagan el servicio de agua. Debido a que los Comités no tienen personalidad jurídica para recibir financiamiento, cuando requieren de hacer obras de infraestructura que implican gastos mayores recurren a fondos internos del comité, cooperaciones de todos los usuarios, y mediante gestión con el municipio u otras organizaciones gubernamentales como CONAGUA.

### ***Transparencia y rendición de cuentas***

Las asambleas son espacios de rendición de cuentas, pero en los casos de Costa Rica además hay supervisión de las finanzas de las *ASADAS* por parte del Instituto de Acueductos y alcantarillados (AyA) del Estado. En Honduras y México, aunque el gobierno no supervisa los fondos de las *Juntas de Agua* y de los *Comités del Agua*, la participación social sí ayuda a transparentar el uso de los recursos, puesto que la junta directiva está obligada a rendir cuentas trimestrales o semestrales de todos los ingresos y egresos que tuvo en su tiempo de representación. En caso de incumplir con la rendición de cuentas o de que los usuarios observen un mal manejo de los recursos financieros, existe un esquema de sanciones para los integrantes de la junta directiva que desincentiva intenciones fraudulentas dentro de los *Comités de Agua* en México. Las sanciones pueden ir desde el pago integral del dinero faltante hasta la suspensión de por vida del servicio de agua a su domicilio.

### ***Eficiencia en el provisión y conservación del recursos hídrico***

Los tres casos estudiados muestran una eficiencia en la provisión del agua del 95% al 100% (Tabla 3). La gobernanza y la gestión del agua a través de la participación social han permitido construir y mantener una infraestructura básica que asegure casi la total cobertura del servicio a los pobladores

En todos los casos, se tiene esfuerzos para mantener una adecuada recarga del acuífero, La *ASADAS* en Costa Rica junto con el MINAE se encargan de asegurar una buena cobertura de vegetación alrededor de los manantiales, ya que de manera legal la Ley de Agua y la Ley de Bosques establece que debe haber una zona de conservación de 100m y de 200m, respectivamente. Cuando se da el caso de que los manantiales que aprovechan las *ASADAS* se encuentran en propiedad privada, buscan la manera de comprar las tierras para asegurar su conservación. En Honduras, aunque los usuarios de las *Juntas de Agua* analizadas son pobres, están comprando tierras en las partes altas de las

microcuencas, para reforestar y con ello asegurar la recarga hídrica de sus manantiales. En Oaxaca, México, los Comités del Agua están participando o prestan atención a lo que ocurre en las áreas de recarga y coadyuvan de manera directa en la reforestación.

Tabla 3. Comparación de la eficiencia en el abasto y esfuerzos de conservación de los regímenes de gobernanza y gestión local del agua para uso doméstico en tres casos de estudio.

Indicadores	Costa Rica	Honduras	México
Cobertura nacional de agua (%)	100 urbano <sup>1</sup> 89 rural	97 urbano <sup>2</sup> 78 rural	95 urbano <sup>3</sup> 77 rural
Cobertura de agua potable de los regímenes estudiados (%)	99	~100	95
Tenencia de la tierra de áreas de provisión de agua	Privada	Privada	Social
Porcentaje de agua no facturada nacional	50 <sup>1</sup>	46 <sup>2</sup>	44 <sup>3</sup>
Nivel de agua no facturada en los regímenes estudiados	5	ND	10
Recuperación de los costos del agua potable	100	ND	100
Reforestan las áreas de recarga hídrica	Si	Si	Si
Gestionan la compra de terreno de las áreas de recarga hídrica	Si	Si	No necesitan cuando su propiedad comunal/ejidal abarca la parte alta de las cuencas
Realizan obras de retención de agua	No	Si	Si
Realizan obras de retención de suelo	No	No es claro, pero si reforestan	Algunas veces
Imparten Educación ambiental en torno al agua y los bosques	No	Si	No

Fuente: <sup>1</sup> WHO/UNICEF JMP, 2014 Costa Rica, <sup>2</sup> WHO/UNICEF JMP, 2014 Honduras, <sup>3</sup> WHO/UNICEF JMP, 2014 México.

## ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Se trata de modelos parecidos, basados en una fuerte participación social, con una estructura y operatividad análoga. La principal diferencia entre las *ASADAS* de la provincia de Cartago en Costa Rica, las *Juntas del Agua* en el Parque Pico Bonito en Honduras y los *Comités de Agua* en la subcuenca del río Atoyac, Oaxaca, México es el reconocimiento legal que le da soporte a la participación social en la gobernanza y gestión del agua para uso doméstico; puesto que en los casos de los *Comités de Agua* no están reconocidos por el gobierno mexicano. Si bien el reconocimiento legal puede permitirles acceder a financiamientos a las *ASADAS* y las *Juntas del Agua*, esta no ha sido del todo una limitante para la operatividad en los *Comités del Agua* en México, ya que han perdurado con sus sistemas por más de cinco décadas y han sobrevivido a los embates de la federalización y privatización del agua por el gobierno mexicano (Castro et al., 2004). La personalidad jurídica también es condición para que las juntas directivas de las *ASADAS* y las *Juntas del Agua* puedan recibir asistencia técnica y capacitaciones por parte del Estado en Costa Rica y Honduras, lo cual para los *Comités de agua* si resulta ser una gran limitante y pueden marcar una gran diferencia en el que hacer de un régimen a otro. En este sentido, Chaves (2014) documenta caso de *ASADAS* en la provincia de Cartago en Costa Rica, donde la capacitación y asistencia técnica resulta marcar una diferencia entre las *ASADAS* que están haciendo de manera eficiente la provisión del agua a sus pobladores entre las que no logran el cometido por falta de capacitación y asistencia.

En cuanto a la estructura y operatividad de los tres casos estudiados, los regímenes realizan las tareas de manera similar, y la mayor variación radica en el personal que la realiza. De esta forma, es notorio la capacidad económica de las *ASADAS* en Costa Rica con respecto a las *Juntas del agua* en Honduras y los Comités del agua en México, para poder contratar de manera permanente a personal capacitado para las tareas de administración, contaduría y fontanería. Cabe destacar que no es el caso de todas las *ASADAS* en Costa Rica, puesto como bien lo reporta González (2012) también existen *ASADAS* con problemáticas financieras y de infraestructura, que no pueden contratar a un administrador, contador y fontanero. La capacidad de tomar decisiones y acuerdos de la junta directiva de las *ASADAS* puede resultar beneficioso en tiempo y práctico al momento de emitir respuestas rápidas. Sin embargo, se ha discutido que esta forma de tomar decisiones disminuye el involucramiento de los usuarios y por ende su participación, además que no existen esquemas de sanciones que obliguen a los usuarios a involucrarse y participar en la toma de decisiones, incentivando su posición de consumidor más no de actor en el sistema de agua local (Chaves, 2014). En las *Juntas del Agua* en Honduras y los *Comités del Agua* en México, existe una diferencia en las formas de toma de decisiones y acuerdos, puesto que consultar cualquier decisión a la asamblea incentiva el involucramiento y la participación social. Inclusive, en el caso de los Comités del Agua, en México, los mismos usuarios han establecido en asambleas sistemas rígidos y graduales de sanciones y multas que incentivan el involucramiento y la participación social de todos los usuarios. Ostrom (2011) argumenta que establecer un esquema de sanciones graduadas como se da en los casos de los *Comités De Agua* en Oaxaca, México, es uno de los principios necesarios para lograr la perpetuidad de un sistema de manejo de un recurso de uso común.

En México, se le está apostando fuertemente a la municipalización y privatización del servicio de agua para lograr el abasto a toda la población. Sin embargo, el caso de un régimen municipal de abasto de agua en Ocotlán, Oaxaca, en un área adyacente a los *Comités del Agua* estudiados, mostró deficiencias en la provisión del agua del agua a sus pobladores, deficiencias en el mantenimiento de la infraestructura, politización en la distribución del recurso y una baja sustentabilidad económica al registrar menos del 30% de cobranza (Gonzalez, Bensusan, Estrada, & Rocha, 2012). Ejemplos análogos en áreas semiurbanas de otros estados se repiten, lo cual ha causado un descontento entre los pobladores, donde recurrentes notas periodísticas reportan batallas sociales o luchas por el acceso al agua (Peña, 2005); por lo que Zury (2012) discute que los nuevos regímenes propuestos por el gobierno mexicano desincentiva la participación social en la toma de decisiones y acuerdos en asuntos del agua. Castro et al. (2004) consideran que en el proceso de reclamar los derechos del agua, la ciudadanía comienza a involucrarse y a empoderarse en la toma de decisiones sobre el agua, de tal manera que de incentivar esos regímenes heterárquicos o sociales puede lograrse un reparto más justo del agua y de sus bienes asociados.

Los países son heterogéneos y es distinta la situación de las zonas urbanas en relación a las zonas rurales, y aun habiendo heterogeneidad se encontraron modelos ejemplares en cuanto la provisión casi total de agua para todas sus poblaciones y que están implementando esfuerzos de conservación. En el manejo de los recursos naturales, como es el caso del agua, un ideal es lograr la eficiencia y la efectividad (Meffe, Nielsen, Knight, & Schenborn, 2002), los tres casos de gobernanza y gestión local del agua analizados lo son porque logran la meta de abasto e intentan asegurar la recarga hídrica con los medios a su alcance. Si bien, ningún caso es quizá idóneo, si se visualiza que existe conciencia de los usuarios de la necesidad de cuidar las áreas de recarga hídrica con una visión de largo plazo. El caso de los *Comités Del Agua* en Oaxaca México, aunque no son legales, muestran muchas similitudes en cuanto a los logros en la eficiencia de provisión y conservación de los recursos hídricos con el caso de las *ASADAS* y *Juntas del Agua* que si son legales en sus países (Costa Rica y Honduras, respectivamente. Estas evidencias argumentan lo expuesto por Elinor Ostrom (2011), ya que se demuestra que las comunidades locales, trabajando juntos, pueden revertir el proceso de la tragedia de los comunes ante un bien escaso como el agua. En las comunidades pequeñas, las personas se conocen, saben quién es digno de confianza, y cooperan. Pueden participar en la acción colectiva y

crear reglas para asegurar que los bienes comunes sean gestionados de manera sostenible. En este sentido, los tres casos estudiados están intentando asegurar la provisión del agua en el largo plazo (a través de mejorar o estar conscientes de la importancia de las zonas de recarga). La parte que parece ser un carencia es la sanidad /tratamiento del agua de desecho (al carecer muchas veces de drenaje, no exportan el problema a otros lugares o zonas de la cuenca de manera directa, pero una preocupación es que contaminen cauces o mantos freáticos).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los regímenes de participación social analizados surgen de contextos sociales, culturales e históricos distintos, pero independientemente de esto, muestran las ventajas y el potencial que tienen para asegurar el abasto de agua para uso doméstico en zonas rurales. La organización, cooperación y acuerdos de los usuarios de las ASADAS, las Juntas del Agua y los Comités del Agua, para la gobernanza y gestión del agua de uso doméstico, mostró altos grado de control local y compatibilidad con las condiciones locales tanto sociales, económicas y ambientales de cada caso.

Ante la creciente problemática del agua en México, y considerando las experiencias de Costa Rica y Honduras, es relevante reconocer que los *Comités del Agua* son modelos de gobernanza y gestión local del agua, y aunque están fuera del contexto institucional, han logrado arreglos de coordinación con los municipios que les permiten operar de manera eficiente para proveer el recurso hídrico a numerosas poblaciones rurales en Oaxaca, México. Además, se ha logrado que las poblaciones se involucren en el cuidado de la cobertura y la reforestación, cuando es necesario, de las áreas de recarga hídrica en sus microcuencas. Este potencial probado, constituye un capital social, que de mantenerse y fortalecerse puede ser clave para abastecer de agua a todos los hogares en las zonas rurales y semiurbanas, en buena cantidad y calidad; así como para afrontar condiciones de mayores escases que se pronostican que ocurrirán en distintas regiones de Oaxaca y en el centro y norte de México. Por ello, ante las propuestas de apertura el sistema de abastecimiento de agua a la iniciativa privada (en la propuesta de reforma a la Ley del Agua que promovió la CONAGUA a inicios de 2015) hay necesidad de mostrar las bondades que representan los regímenes sociales de gobernanza y gestión del agua, los cuales de contar con reconocimiento legal podrían, como en el caso de Costa Rica y Honduras tener acceso fondos gubernamentales y no gubernamentales para fortalecerse y mejorar el trabajo que han estado realizando.

## REFERENCIAS

- ARCGIS. (2015). *LatinAmerica*. Recuperado de <http://www.arcgis.com/home/item.html?id=616e11a8da014903a1ccffa0eda3c53a>
- Bernard, R. H. (2005). *Research methods in anthropology: qualitative and quantitative approaches*. Oxford, U.K. 4th Edition. Altamira Press.
- Bray, D. B. (2015). *Facing Future Storms: Poor Honduran Communities Unite to Protect Watersheds and Nature*. Mongabay.com. Recuperado de <http://news.mongabay.com/2015/0505-bray-honduran-community-conservation.html>.
- Castro, J. E., Kloster, K., & Torregrosa, M. L. (2004). Ciudadanía y gobernabilidad en México: el caso de la conflictividad y la participación social en torno a la gestión del agua. En B. Jiménez & L. Marín (Eds), *El Agua en México vista desde la Academia* (pp. 339-369). Academia Mexicana de Ciencias. México, D.F.

- Chaves, S. G. (2014). Propuesta y validación metodológica con enfoque de resiliencia para el análisis de las dinámicas socioecológicas de sistemas de abastecimientos de agua para consumo humano. Tesis de Maestría en Ciencias, Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza, Turrialba, Costa Rica.
- Gain, A. K., & Schwab, M. (2012). An assessment of water governance trends: the case of Bangladesh. *Water Policy*, pp. 821-840.
- González, P. M. (2012). Gobernanza y gestión del recurso hídrico para uso doméstico en dos Asociaciones Administradoras de Acueductos y Alcantarillados Sanitarios en el área de conservación Tortuguero, Costa Rica. Tesis de Maestría en Ciencias, Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza, Turrialba, Costa Rica.
- Gonzalez, V. F., Bensusan, N. R., Estrada, D. C., & Rocha, D. G. (2012). Diagnóstico de los servicios de agua y saneamiento en tres municipios representativos del estado de Oaxaca. XXII Congreso Nacional de Hidraulica, Evento llevado a cabo en Acapulco, Guerrero.
- Hardin, G. (1968). The Tragedy of Commons. *Science*, 162, pp. 1243-1248.
- INEGI. 2010. Marco Geoestadístico Nacional. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/default.aspx>
- Institute Arlington. (2015). The World's Biggest Problems. Recuperado de <http://www.arlingtoninstitute.org/wbp>
- Jessop, B. (1998). The Rise of Governance and the Risks of Failure: The Case of Economic Development. *International Social Science Journal*, 50 (155), pp 29-45.
- Knipier, C., Holtz, G., Karstens, B., & Pahl-Wostl, C. (2010). Analyzing water governance in heterogeneous case studies-Experiences with a database approach. *Environmental Science and Policy*, (7), pp. 592-603.
- Lautzen, J., de Silva, S., Giordano, M., & Sanford, L. (2011). Putting the cart before the horse: Water governance and IWRM. *Natural Resources Forum*, (35), pp. 1-8.
- Meffe, G. K., Nielsen, L. A., Knight, R. L., & Schenborn, D. A. (2002). *Ecosystem Management. Adaptive, Community-Based Conservation*. Washington, Covelo y London. Island Press.
- ONU. (2010). El derecho humano al agua y saneamiento. Resolución A/64/L.63/Rev.1. US. Organización de las Naciones Unidas.
- Ostrom, E. (2008). Institutions and the environment. *Economic Affairs*, 28(3), pp. 24-31.
- Ostrom, E. (2011). El gobierno de los bienes comunes. Evolución de las instituciones de acción colectiva. México. 2da Edición, FCE UNAM IIS.
- Pahl-Wostl, C. (2007). Transition towards adaptive management of water facing climate and global change. *Water Resources Management*, 21(1), pp. 49-62.
- Pahl-Wostl, C., Craps, M., Dewulf, A., Mostert, E., Tabara, D., & Taillieu, T. (2007). Social learning and water resources management. *Ecology and Society*, 12(2), pp. 5. Recuperado de <http://www.ecologyandsociety.org/vol12/iss2/art5/>
- Pahl-Wostl, C., Holtz, G., Kastens, B., & Knieper, C. (2010). Analyzing complex water governance regimes: the Management and Transition Framework. *Environmental Science & Policy*, (13), pp. 571-581.
- Peña, F. (2005). La lucha por el agua. Reflexiones para México y América Latina. En CLACSO, Pueblos indígenas, estado y democracia (pp. 217-238). Consejo Latinoamericano de Ciencias Sociales. Buenos Aires, Argentina.

- Perevochtchikova, M., & Arellano-Monterrosas, J. L. (2008). Gestión de cuencas hidrográficas: experiencias y desafíos en México y Rusia. *Revista Latinoamericana de Recursos Naturales*, 4 (3), pp. 313-325.
- Puri, R. K. (2011). Participant observation. En H. Newing, *Conducting research in conservation: A social science perspective* (pp. 376). Routledge, London and New York.
- Rivas, T. L. (2009). Efectos de la teoría de la complejidad en la gestión ambiental en México. Instituto Politecnico Nacional/ Centro Mario Molina. México.
- Sandre, O. I., Luiz do, C. R., Vargas, V. S., & Guzmán, B. N. (2009). Gestión del agua: una visión comparativa entre México y Brasil. IMTA, UAEM, CIESAS, AHA, NEPO. México.
- UNESCO-WWAP. (2006). *The 2nd United Nations World Water Development Report: Water, a shared responsibility*. United Nations - World Water Assessment Program. Oxford, UK.
- WHO/UNICEF JMP. (2014). Estimates on the use of water sources and sanitation facilities. Costa Rica. Recuperado de [http://www.wssinfo.org/documents/?tx\\_displaycontroller\[type\]=country\\_files](http://www.wssinfo.org/documents/?tx_displaycontroller[type]=country_files)
- WHO/UNICEF JMP. (2014). Estimates on the use of water sources and sanitation facilities. Honduras. Recuperado de [http://www.wssinfo.org/documents/?tx\\_displaycontroller\[type\]=country\\_files](http://www.wssinfo.org/documents/?tx_displaycontroller[type]=country_files)
- WHO/UNICEF JMP. (2014). Estimates on the use of water sources and sanitation facilities. Mexico. Recuperado de [http://www.wssinfo.org/documents/?tx\\_displaycontroller\[type\]=country\\_files](http://www.wssinfo.org/documents/?tx_displaycontroller[type]=country_files)
- WWC. (2006). Ministerial declaration of the Fourth World Water Forum, Mexico. México. Recuperado de <http://www.worldwaterforum4.org.mx/files/Declaraciones/MinisterialDeclaration.pdf>
- Zurbriggen, C. (2011). Gobernanza: una mirada desde América Latina. *Perfiles Latinoamericanos*, 38, pp. 39-64.
- Zury, R. W. (2012). Análisis organizacional e institucional de la gestión del agua para uso consumo humano en las microcuencas Buenavista y Esquichá, cuenca del río Coatán, México-Guatemala. Tesis de Maestría en Ciencias, Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza, Escuela de Posgrado, Turrialba, Costa Rica.

## Capítulo 2. Características y aplicaciones de la curva de consigna

*Amilkar Ernesto Ilaya-Ayza (1), David Ayala-Cabrera (2), Rafael Pérez-García (3), Joaquín Izquierdo (4)*

(1-4) Universitat Politècnica de València (España) {amilay ; daaycab ; rperez ; jizquier}@upv.es

---

**RESUMEN.** En el presente trabajo, se analizan características de la curva de consigna, aquellas relacionadas con la modificación de la presión mínima en la red, la presencia de fugas y el crecimiento de la demanda en puntos específicos de la red. Asimismo, se analiza su uso potencial para la esqueletización de la red y el uso que puede tener en procesos de sectorización. Se proponen dos indicadores, que tienen como base la curva de consigna: el caudal máximo teórico, que permite definir cuantitativamente la capacidad de la red; y el índice de presión disponible, herramienta útil para la sectorización.

**ABSTRACT.** In this paper, setpoint curve characteristics are analyzed, those relating to the modification of the minimum pressure in the water supply network, the existence of leaks and growth of demand in specific network nodes. Also, we analyze its potential use for skeletonization of the network and its use for sectorization processes. We propose two indicators, based on the setpoint curve: the theoretical maximum flow, which defines quantitatively water supply network capacity; and the available pressure index, useful tool for sectorization.

---

Palabras clave: red de suministro de agua, curva de consigna, capacidad de la red, caudal máximo teórico, índice de presión disponible.

Keywords: water supply network, setpoint curve, water supply network capacity, theoretical maximum flow, available pressure index.

## INTRODUCCIÓN

La curva de consigna es una herramienta muy útil en la operación y gestión de un sistema de suministro de agua, la cual representa la necesidad de producción energética en la cabecera en relación al caudal inyectado al sistema, garantizando siempre la presión mínima en los puntos desfavorables. Una red de distribución no posee una curva resistente definida (Bosserman, 1999), (Martínez, Vidal & Andrés, 2009), sin embargo, la curva de consigna trata de representar esta situación de forma global.

La gran ventaja de la curva de consigna, es la posibilidad de tener en un mismo plano el caudal inyectado que circula por la red, desde un valor mínimo hasta un máximo, y las variaciones en la presión en la cabecera que conlleva la modificación de los caudales consumidos. De esta forma, el gráfico es capaz de mostrar el funcionamiento de la red a diferentes valores de caudal.

Dentro la bibliografía, la curva de consigna es utilizada con fines de regulación en sistemas de bombeo (Martínez et al., 2009) y para la optimización energética de sistemas de suministro de agua (Oyarzún, 2011); El presente trabajo pretende mostrar las características adicionales de la curva de consigna, que pueden ser útiles para la gestión, planificación y diseño de redes de suministro.

A través de tres casos de estudio, se analizan aspectos como la presencia de fugas y su influencia en la curva de consigna, el crecimiento del consumo y su relación con la capacidad de la red, las posibilidades de esqueletización de la red y un análisis de la potencialidad de los nudos en la alimentación de sectores. En este marco, se proponen dos indicadores: el caudal máximo teórico, que otorga un valor cuantitativo a la capacidad de la red y el índice de disponibilidad de presión, como herramienta para la sectorización.

## METODOLOGÍA

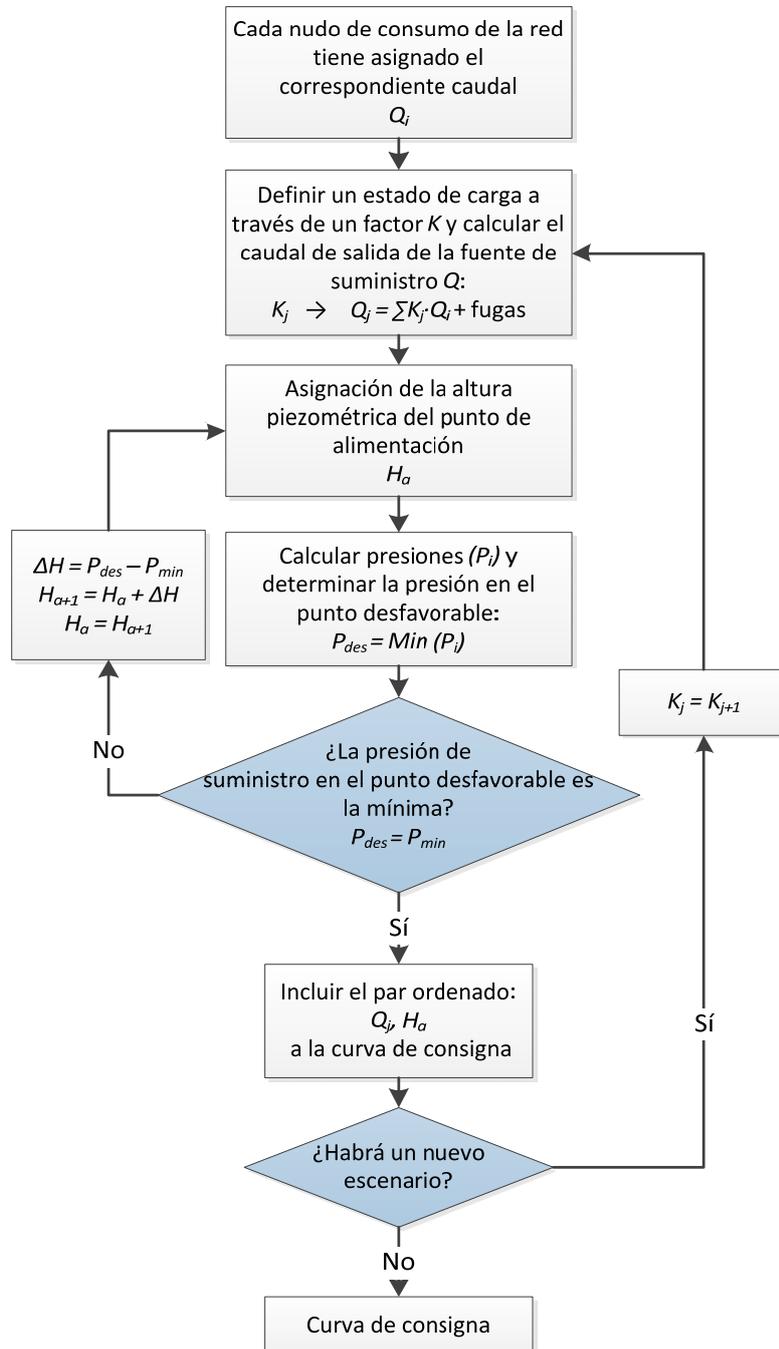
A continuación, se describe la metodología propuesta para la descripción de las características y aplicaciones de la curva de consigna.

### **Curva de consigna**

Para el cálculo de la curva de consigna, debe disponerse de un modelo matemático fiable de la red, de esta forma es posible evaluar las pérdidas de carga en la red en función a las diferentes cargas soportadas por la red. El seguimiento de la curva de consigna asegura en cada momento que la presión inyectada en las acometidas es la estrictamente necesaria para tener un buen servicio, de esta forma se establece un ahorro energético; asimismo, el seguimiento de la curva reduciría las fluctuaciones de las presiones en la red, reduciendo las implicancias negativas de éstas variaciones en la vida útil de la red (Martínez et al., 2009).

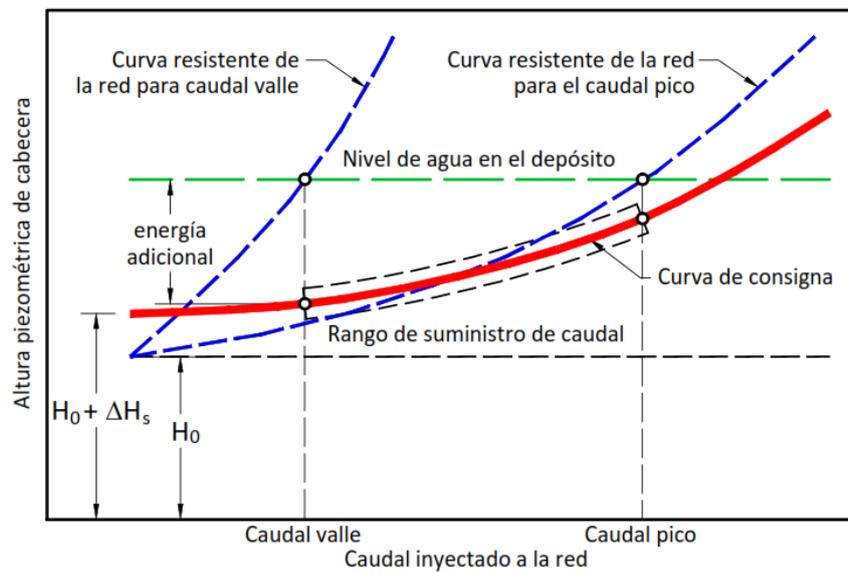
La curva de consigna suele calcularse con el criterio DDA (Demand Driven Analysis). Depende también del grado de demanda entre los nudos de consumo, por lo que podría existir más de un nudo crítico, dependiendo del caudal inyectado. A pesar de estos inconvenientes, sigue siendo una herramienta muy útil, principalmente para el análisis energético de la red.

Figura 1. Diagrama de flujo para la determinación de la curva de consigna.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2. Representación de la curva de consigna



Fuente: Elaboración propia

El diagrama de flujo expuesto en la figura 1, resume los pasos seguidos para la determinación de la curva de consigna, cuando se tiene solo un punto de alimentación. Una vez que se cuenta con el modelo matemático de la red, es necesario establecer la presión mínima de servicio en los nudos ( $P_{min}$ ), este valor definirá el grado de servicio que se quiere alcanzar; posteriormente, se deberán generar escenarios con un determinado estado de carga, el cual requerirá de una altura piezométrica en la cabecera que garantice la presión mínima en el nudo más desfavorable, esta altura puede ser calculada por un proceso iterativo; finalmente, cada uno de los pares ordenados (Caudal inyectado ( $K_j \cdot Q$ ), Altura piezométrica de cabecera ( $H_a$ )) configura un punto en la curva de consigna.

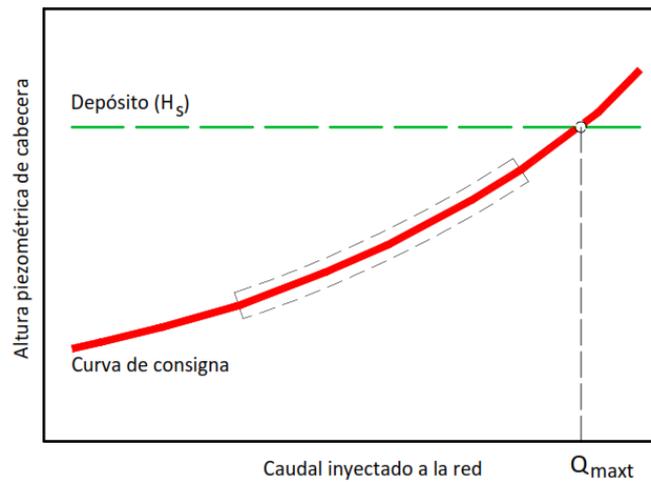
### Caudal máximo teórico

Adicionalmente, la curva de consigna puede servir para establecer la capacidad de la red o caudal máximo teórico ( $Q_{max}$ ), para un nivel de servicio determinado; es decir, asegurando una presión mínima en el nudo más desfavorable ( $P_{min}$ ), se podrá configurar la curva de consigna ( $H$ ) que garantice esta presión, como se conoce la altura piezométrica en el punto de alimentación ( $H_s$ ), ya sea el nivel de un depósito o la curva de bombeo, la intersección de ambas curvas permitirá establecer dicha capacidad. La figura 3, ilustra la determinación del caudal máximo teórico cuando el sistema presenta un depósito que alimenta a la red.

La modificación en el factor de demanda del modelo ( $k_j$ ), para un estado de carga ( $j$ ) determinado, permite que los caudales de demanda ( $Q_i$ ) en los nudos ( $i$ ) adopten nuevos valores; en consecuencia, el comportamiento hidráulico de la red responde a este nuevo estado de carga. Para el cual se calcula la altura piezométrica de cabecera ( $H_j$ ) y la altura piezométrica del punto de suministro ( $H_{s_j}$ ).

$$k_j \rightarrow Q_j = k_j \cdot Q = \sum k_j \cdot Q_i \rightarrow H_j, H_{s_j} \quad (1)$$

Figura 3. Caudal máximo teórico para una red alimentada por un depósito.



Fuente: Elaboración propia

El cálculo de la altura piezométrica en cabecera es resultado de adoptar un estado de carga en los nudos de consumo, por lo que se parte de un caudal conocido. Realizar el cálculo inverso, es decir, calcular el caudal a partir de la altura piezométrica, es una tarea más complicada, por lo que se recurre a un proceso iterativo cuyo objetivo es encontrar el caudal máximo teórico.

La curva de suministro ( $H_s$ ) estará definida por la recta que define el nivel mínimo del depósito o la curva motriz de la bomba, esta última permite generalizar el procedimiento, además implica usar una altura piezométrica de suministro no estática.

$$H_s = A - B \cdot Q^2 \quad (2)$$

Iterando a partir de dos puntos iniciales ( $Q_{n-1}$ ,  $H_{n-1}$  y  $Q_n$ ,  $H_n$ ), es posible determinar la intersección de ambas curvas, obteniéndose de esta forma el caudal máximo teórico. Como se busca que la altura en la curva de consigna coincida con la curva de suministro ( $H_s$ ), entonces se usará:

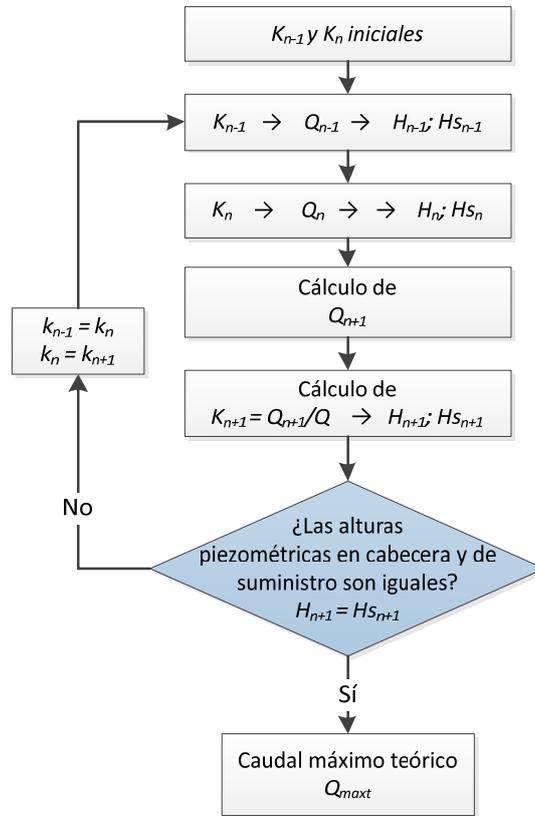
$$Q_{n+1} = \left( \frac{Q_n - Q_{n-1}}{H_n - H_{n-1}} \right) \left( \frac{H_{s_n} + H_{s_{n-1}}}{2} - H_n \right) + Q_n \quad (3)$$

Este nuevo caudal ( $Q_{n+1}$ ) es utilizado para el cálculo del nuevo factor de demanda ( $k_{n+1}$ ), estableciendo de esta forma un nuevo estado de carga, que define a su vez los caudales en los nudos ( $k_{n+1} \cdot Q_i$ ) y nuevos valores de altura piezométrica en cabecera ( $H_{n+1}$ ) y de suministro ( $H_{s_{n+1}}$ ).

$$k_{n+1} = \frac{Q_{n+1}}{Q} \rightarrow Q_{n+1} = \sum k_{n+1} \cdot Q_i \rightarrow H_{n+1}, H_{s_{n+1}} \quad (4)$$

El factor de demanda se va modificando hasta que las alturas piezométricas en cabecera y de suministro sean iguales; el diagrama de flujo para calcular el caudal máximo teórico es:

Figura 4. Diagrama de flujo para la determinación del caudal máximo teórico de la red



Fuente: Elaboración propia

### Índice de disponibilidad de presión

La versatilidad de la curva de consigna para mejorar la gestión del sistema puede ser aprovechada para lograr una mejor sectorización. Uno de los problemas en este proceso es la selección del mejor punto de ingreso al sector. Para medir las posibilidades potenciales de cada nudo candidato a la alimentación del sector, se propone el uso del índice de disponibilidad de presión ( $i_p$ ):

$$i_p = \frac{H_i}{H_a} \quad (5)$$

Que depende de la altura piezométrica ( $H_i$ ) en el nudo  $i$  que alimenta al sector y la altura piezométrica de cabecera requerida en el nudo  $i$  ( $H_a$ ), esta última garantiza la presión mínima en el nudo más desfavorable, en base a la demanda del conjunto de nudos o sector.

Los valores de  $i_p$  menores a 1 indican que el sector no puede ser suministrado por el nudo, de esta forma, no se cumpliría con el caudal ni con las presiones establecidas como mínimas. Asimismo, cuando el índice adopta el valor de 1, se tiene el caudal máximo teórico del sector.

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### Caso de estudio 1, análisis de las características de la curva de consigna.

La figura 5, muestra un esquema de la red de suministro de agua, todas las tuberías tienen una rugosidad de  $\epsilon = 0.10$  mm, las características de los nudos y las tuberías se muestran en la tabla 1. Con la cual se calculará la curva de consigna para: a) diferentes presiones mínimas, b) con la presencia de fugas, y c) con el incremento de caudal de suministro en los nudos 7 y 10.

Figura 5. Red modelo caso de estudio 1.

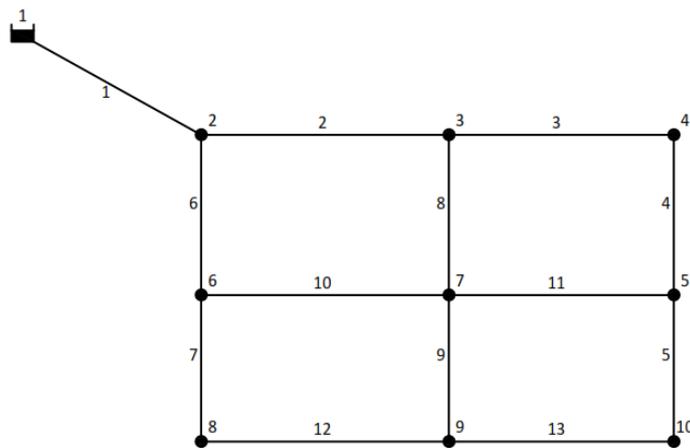


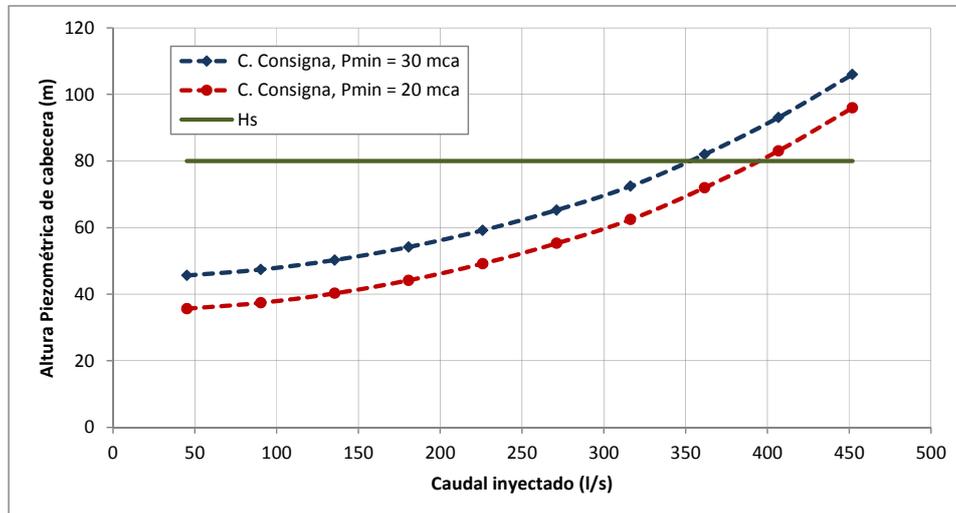
Tabla 1. Características de los nudos y tuberías de la red

Nudo	Cota (m)	Demanda (l/s)
2	15	25
3	15	32
4	8	30
5	0	25
6	10	25
7	5	25
8	7	21.5
9	3	22.5
10	0	20

Tubería	Longitud (m)	Diámetro (mm)
1	432	300
2	220	300
3	250	200
4	210	200
5	189	150
6	203	200
7	188	200
8	205	200
9	195	150
10	300	250
11	320	250
12	201	200
13	200	150

**a) Las curvas de consigna para diferentes valores de presión mínima son:**

Figura 6. Curvas de consigna para diferentes valores de presión mínima de servicio



Fuente: Elaboración propia

Cuando los valores de presión mínima se reducen, la curva de consigna adopta valores menores de altura piezométrica de cabecera, en consecuencia también se modifica el caudal máximo teórico. Para  $H_s = 80$  m, con  $P_{min} = 30$  mca se tiene  $Q_{max} = 351$  l/s; y con  $P_{min} = 20$  mca, con el mismo  $H_s$  se tiene un  $Q_{max} = 393$  l/s. Dependiendo de la configuración de la red, las curvas pueden llegar a ser paralelas con una separación igual a la diferencia de la presión mínima. La capacidad de la red puede ampliarse si se reduce la presión mínima de servicio. O analizando desde otro punto de vista, si la red es exigida más o requiere ampliación de su capacidad, se producirá la reducción de las presiones mínimas de servicio.

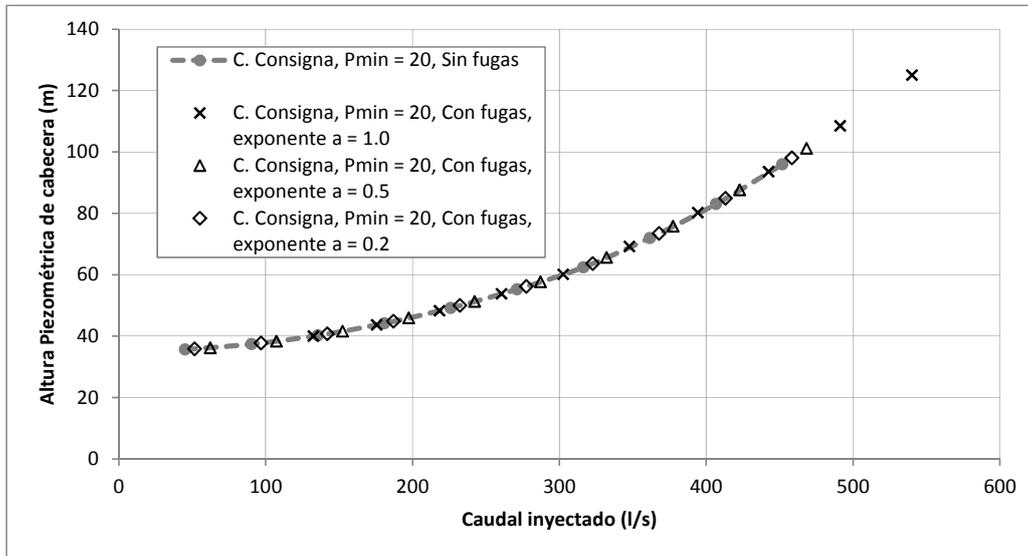
**b) La curva de consigna con la presencia de fugas en el modelo.**

Como la modelación es realizada en EPANET 2.0 (Rossman, 2000), se incluyen emisores en los nudos que simulan la acción de las fugas en la red; de esta forma, se calcularon las curvas de consigna para  $P_{min} = 20$  mca, adoptando diferentes valores del exponente de fugas  $\alpha$ .

La presencia de fugas modifica el caudal inyectado, ya que la red ahora debe cubrir el caudal demandado por los nudos y los caudales de fugas, que son dependientes de la presión; los puntos tienden a moverse hacia la derecha incrementando el caudal. Comparando las curvas de consigna de la red, cuando esta se encuentra sin fugas y con la presencia de estas, se observa que la posición de la curva de consigna que incluye fugas se encuentra sobre la curva de consigna sin fugas.

Según se observa en la figura 7, puede considerarse que con variaciones uniformes de las fugas en la red, la curva de consigna con fugas se ajustará a la curva de consigna sin fugas, asumiendo que el caudal transportado, con fugas o sin ellas, requiere de una producción energética en cabecera que garantice el caudal demandado para una presión mínima. La modificación de los coeficientes de fuga tiene el mismo resultado: la superposición con la curva de consigna sin fugas.

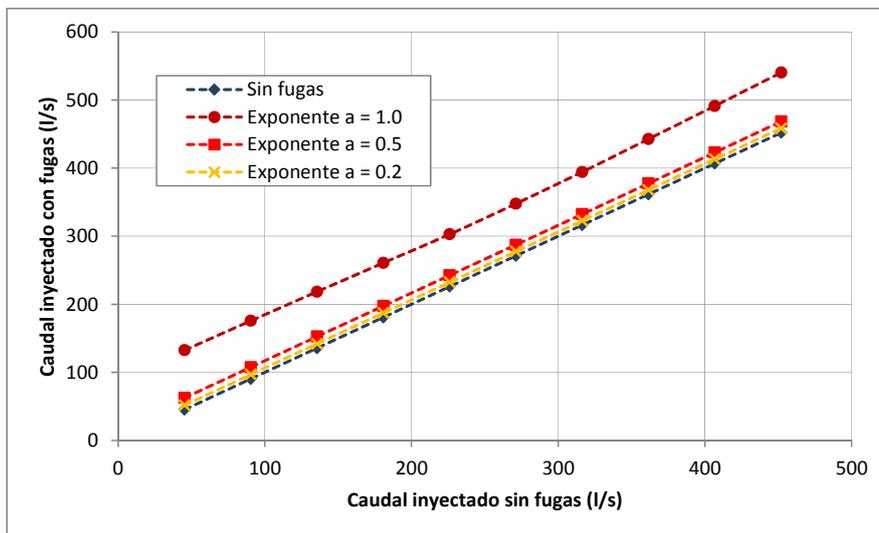
Figura 7. Curvas de consigna para diferentes valores de exponente de fugas



Fuente: Elaboración propia

Graficando los caudales demandados y caudales suministrados, para los diferentes exponentes de fugas, se observa que las curvas definidas tienen la misma pendiente, lo cual implica que si una red trabajara ajustándose a la curva de consigna, se tiene un caudal de fugas teórico constante, independiente del caudal demandado, asumiendo  $\alpha$  constante para toda la red.

Figura 8. Relación entre el caudal inyectado sin fugas y el caudal inyectado con fugas

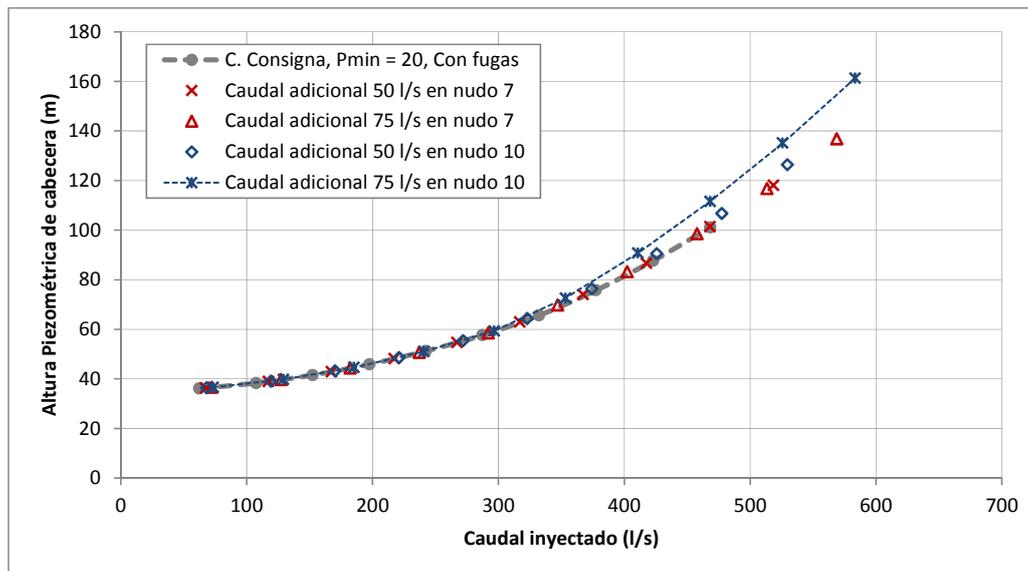


Fuente: Elaboración propia

### c) Evaluando el incremento de caudal de suministro en los nudos 7 y 10

El crecimiento de las ciudades se produce horizontalmente y/o verticalmente, como resultado de la construcción de nuevas viviendas (Neelakantan, Rammurthy, Smith & Suribabu, 2014). Con el fin de evaluar ambos tipos de crecimiento, se realiza el incremento del caudal en dos nudos. Se incrementa el caudal en el nudo 7, nudo central de la red, que representa al crecimiento vertical de la ciudad; y se incrementa caudal en el nudo 10, representando el crecimiento horizontal en los extremos de la ciudad.

Figura 9. Curvas de consigna con caudales adicionales en el nudo 7



Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la figura 9, el incremento de caudal en el nudo central (nudo 7) genera una curva de consigna que se superpone a la curva de consigna original de la red; mientras que la curva de consigna calculada en base al incremento de la demanda base del nudo 10 (nudo extremo) ya no se ajusta a la curva de consigna de la red. Se evidencia una mayor influencia del incremento del caudal en los puntos extremos, crecimiento horizontal de la ciudad, donde los diámetros son menores, en consecuencia se tiene mayor pérdida de carga, también porque un caudal grande debe recorrer mayor longitud de tubería; el crecimiento vertical puede ser llevadero hasta cierto nivel. El incremento de caudal en el nudo 7, reduce la capacidad de la red.

### Caso de estudio 2, uso de la curva de consigna para esqueletización.

La curva de consigna también puede ser útil para procesos de esqueletización de redes de suministro de agua, reduciendo el conjunto de tuberías a tramos principales (Oyarzún, 2011). En base a la red del caso de estudio 1, se van eliminando aquellos tramos que pueden resultar redundantes y se calcula la nueva curva de consigna y la capacidad de la red.

Figura 10. Red modelo para la esqueletización, a) red con todas las tuberías, b) red sin la tubería 10, c) red sin las tuberías 10 y 11, d) red sin las tuberías 10, 11 y 8

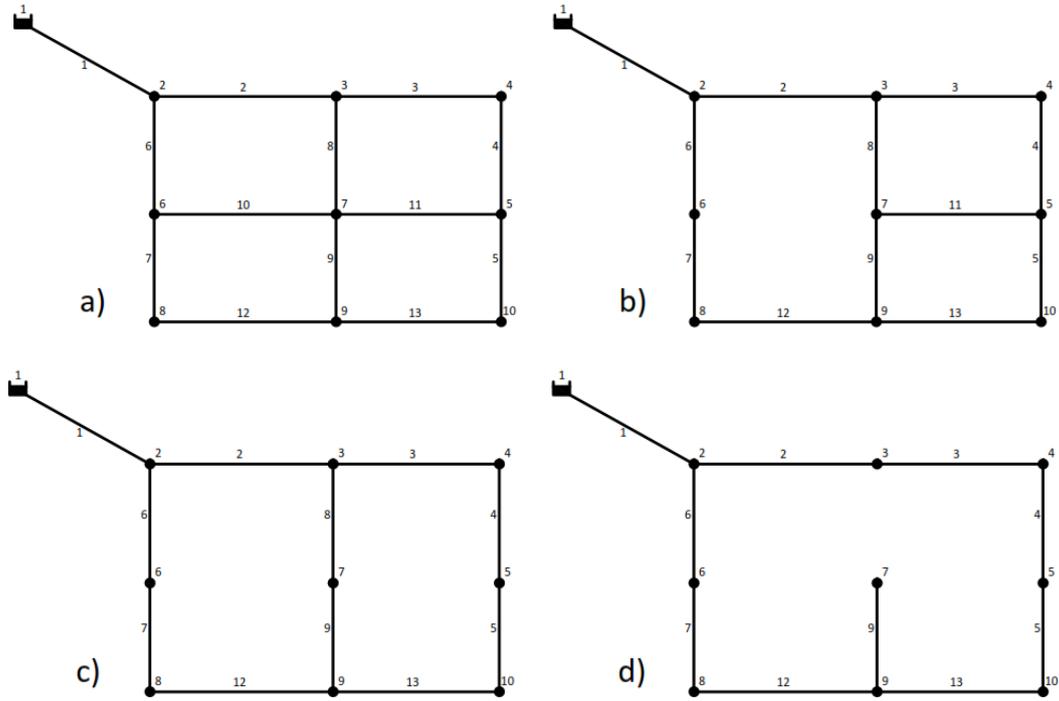
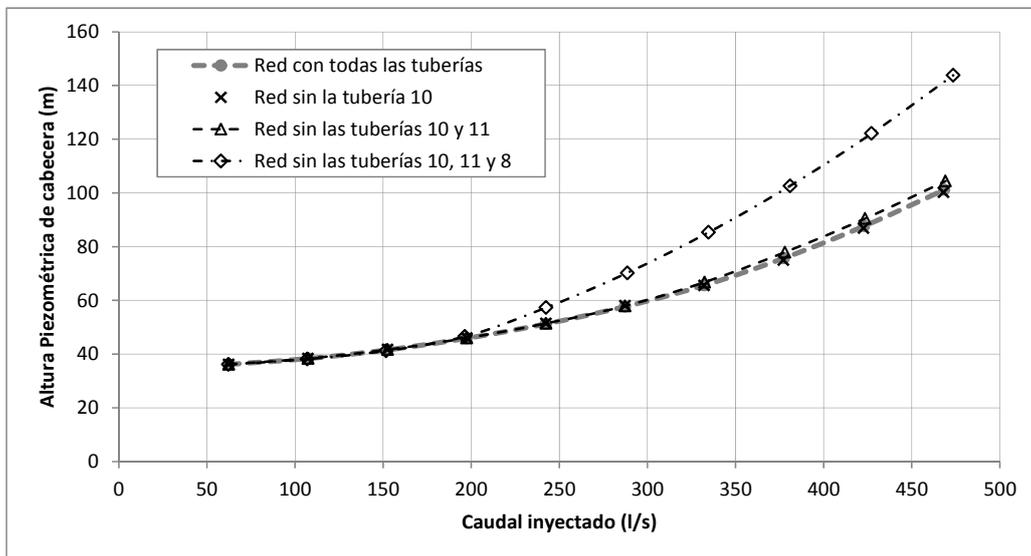


Figura 11. Curvas de consigna tras eliminar tuberías de la red.



Fuente: Elaboración propia

Se observa que tras eliminar la tubería 10, la curva de consigna de la red se mantiene sobre la original, la capacidad de la red se mantiene; después, la modificación es pequeña cuando se elimina la tubería 11, por lo que la red de suministro trabajaría casi igual sin ambas tuberías, estableciéndose entonces

que estas tuberías son redundantes en la red. Cuando se elimina la tubería 8, la curva de consigna se modifica bastante, se reduce la capacidad de la red, por lo que esta tubería es un elemento principal de la red y no resulta adecuado eliminarla.

### Caso de estudio 3, aplicaciones de la curva de consigna en la sectorización.

Este caso de estudio, plantea la posibilidad de aislar un sector (misma red usada en el caso de estudio 1) y se quiere conocer aquella tubería que debe alimentarlo. Para este fin, se analiza la curva de consigna producida por cada uno de los ingresos y se compara con el valor de la presión disponible en el nudo de alimentación; posteriormente, se usa el índice de presión disponible.

Figura 12. Sector modelo que debe ser alimentado por un nudo.

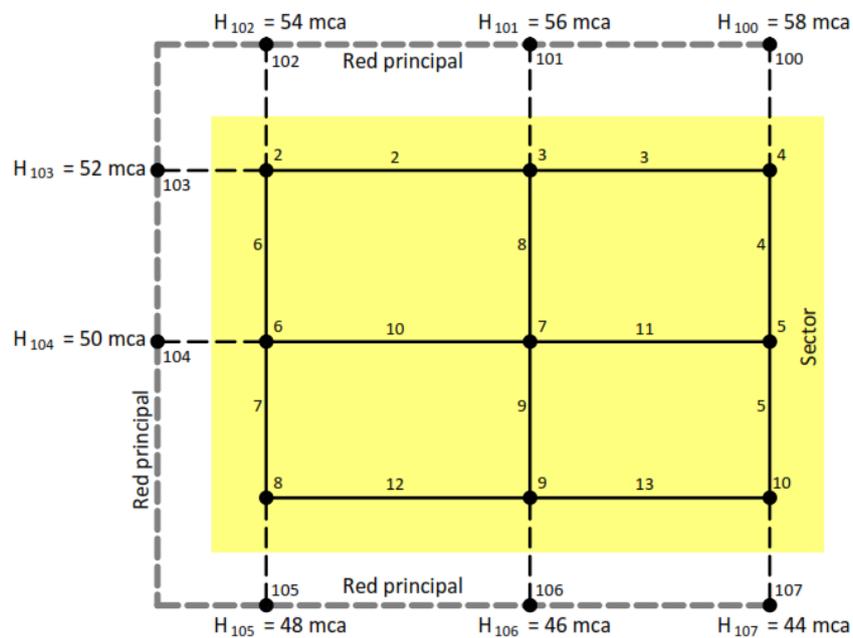
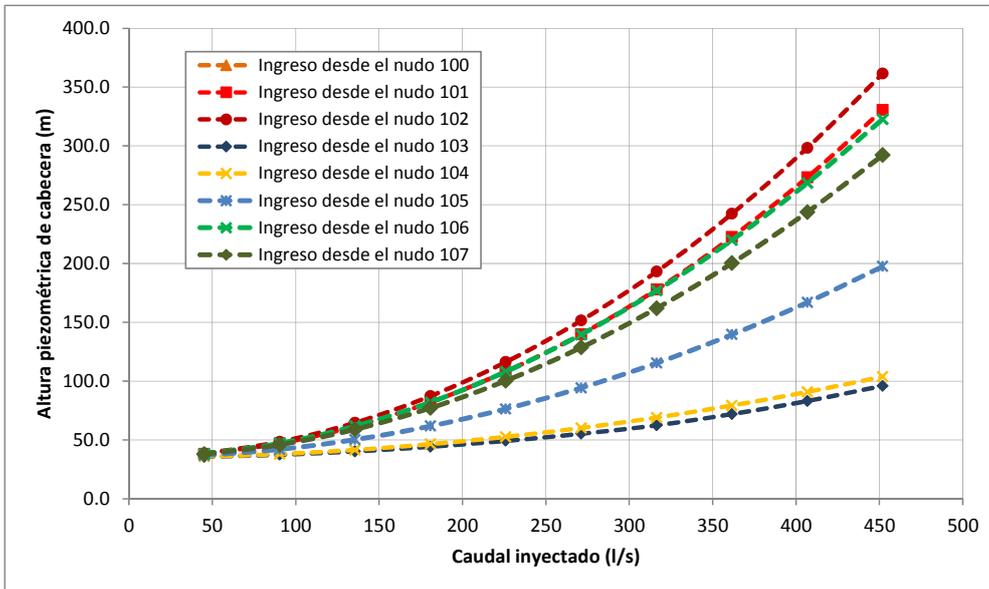


Tabla 1. Características de las tuberías de ingreso al sector

Ingreso desde	L (m)	D (mm)
100	360	250
101	320	200
102	350	200
103	432	300
104	500	300
105	400	250
106	260	200
107	300	250

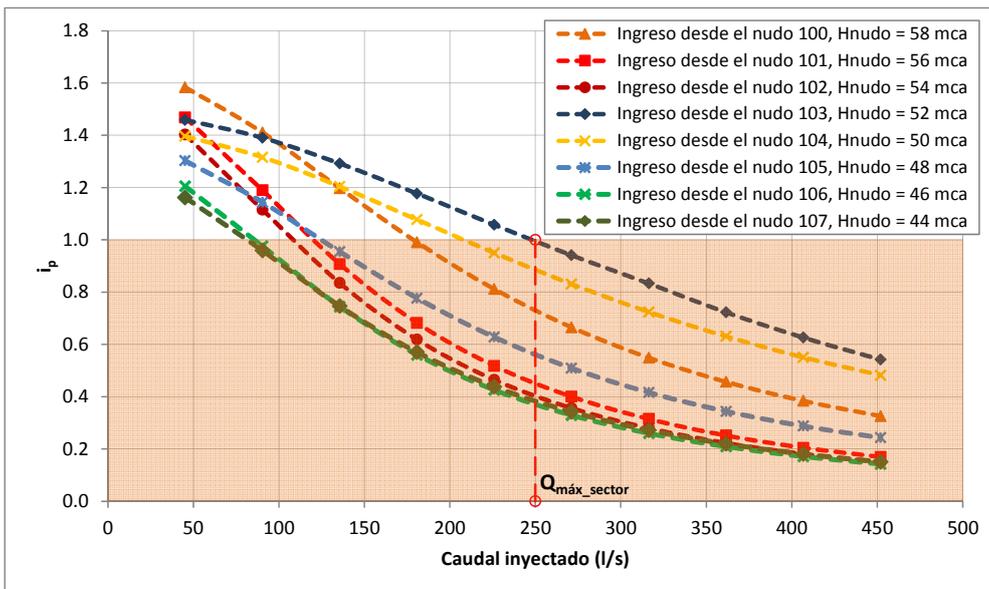
Figura 13. Curvas de consigna para cada ingreso al sector



Fuente: Elaboración propia

Las curvas de consigna muestran que el sector trabajará mejor cuando el agua ingrese desde el nudo 103, porque es el que tiene menor necesidad de producción energética en la cabecera, lo cual puede ser beneficioso para futuras ampliaciones del sector; por el contrario, el ingreso desde el nudo 102 exige mayor altura piezométrica en la cabecera. Este análisis no es suficiente para la selección del nudo que alimentará al sector, pues las presiones disponibles en la red son diferentes y deben ser tomadas en cuenta, por lo que se usa el índice de presión disponible ( $i_p$ ).

Figura 14. Índice de presión disponible de cada nudo de ingreso



Fuente: Elaboración propia

En base al uso del indicador de presión disponible, se observa que con caudales pequeños se puede trabajar inyectando caudal desde el nudo 100, pero cuando el sector empieza a demandar mayor caudal no es recomendable, finalmente se consolida con mejores valores el nudo 103. Este nudo, define una capacidad máxima del sector de 250 l/s. El ingreso por los otros nudos reduce la capacidad del sector.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Dependiendo de la configuración de la red, la reducción de la presión mínima en los nudos crea curvas de consigna paralelas, a una distancia igual a la diferencia de presiones mínimas. Asimismo, el caudal máximo teórico cambia en función de la presión mínima adoptada, por lo que el valor de este indicador debe ir acompañado de la presión mínima utilizada.

A niveles bajos y uniformes de fugas, la curva de consigna sin fugas es igual a la calculada con fugas. Independientemente del caudal suministrado, cuando una red trabaja ajustada a la curva de consigna, se tiene un nivel de fuga constante. Las redes pueden soportar mejor el crecimiento urbano vertical en zonas centrales que el crecimiento horizontal en los extremos.

En lo que respecta al proceso de esqueletización, el uso de la curva de consigna y el caudal máximo teórico, permiten evaluar la importancia de cada tubería de la red y su implicancia en la reducción de la capacidad de la red, de esta forma es posible encontrar los tramos principales de la red.

El índice de presión disponible, resulta de mucha utilidad en procesos de sectorización, para la selección de los nudos y tuberías que deben alimentar a los sectores de la red. El caudal máximo teórico propuesto, permite otorgar una dimensión cuantitativa a la capacidad de la red, por lo que es una herramienta muy útil para una mejor planificación, gestión y diseño de los sistemas de suministro de agua potable.

## **REFERENCIAS**

- Bosserman, B. E. (1999). Pump system hydraulic design. En L. W. Mays, Water distribution systems handbook. McGraw-Hill Professional Publishing.
- Martínez, F., Vidal, R., & Andrés, M. (2009). La regulación de los sistemas hidráulicos. En E. Cabrera, V. Espert, J. García-Serra, & F. Martínez, Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua (3ª ed., Vol. II). Valencia, España: ITA-UPV.
- Neelakantan, T., Rammurthy, D., Smith, S. T., & Suribabu, C. (2014). Expansion and Upgradation of Intermittent Water Supply System. Asian Journal of Applied Sciences, 7, 470-485.
- Oyarzún, S. A. (2011). Optimización energética de las redes de abastecimiento de Murcia. Trabajo fin de Máster. Valencia, España: Universitat Politècnica de València.
- Rossman, L. (2000). Epanet 2 - Users Manual. Cincinnati, U.S.A.: EPA.

## Capítulo 3. Nuestra agua, comunidad virtual para la difusión y el entendimiento de las cuencas en México

*Michelle Morelos (1) Silvia Philippe (2)*

(1) Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental, A.C. (México) [app@agua.org.mx](mailto:app@agua.org.mx)

(2) Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental, A.C. (México) [coordinadora@agua.org.mx](mailto:coordinadora@agua.org.mx)

---

### RESUMEN

La aplicación “Nuestra agua” nació para facilitar el registro y difusión de información georeferenciada de las cuencas hidrológicas del país. Sus objetivos son crear un mapa interactivo y actualizado que permita analizar las condiciones del agua a nivel de cuenca, integrar una comunidad virtual a nivel nacional que genere, intercambie y comparta contenidos respecto al agua que a su vez permita contrastar información de diversas fuentes sobre el tema y ponga al alcance de la sociedad en su conjunto información actual, fidedigna, clara y relevante sobre el agua en su cuenca.

La plataforma se construirá a partir de la colaboración de diversos socios locales (ONGs, gobierno y academia), quienes compartirán la información y experiencia de trabajo que consideren relevante para la gestión y manejo del agua en su(s) cuenca(s). Con la comprensión de los elementos más relevantes del ciclo hidro-social del agua se fomenta en la población un sentimiento de pertenencia y corresponsabilidad en su cuidado y manejo, necesario para la correcta toma de decisiones.

### ABSTRACT

"Nuestra agua" was created to facilitate the registration and dissemination of geo-referenced information of watersheds in México. Its objectives are to create an interactive updated map to analyze the conditions of water at basin level, integrating a virtual community to generate, exchange and share content about water, and in turn allows contrast information from different sources on this topic and its dynamics in the country and make available to people a set of current, accurate, clear and relevant information about water in their basin.

The platform is built from open data collaboration of local partners (NGOs, government and academia) who will share their own work or that, they consider relevant for water management in their basin. With the understanding of the most important elements of the hydro- social cycle of water it is promoted in the population a sense of ownership and responsibility in the care and management, necessary for proper decision making.

---

Palabras clave: agua, aplicación, cuenca, manejo, mapa.

Keywords: water, application, basin, mangement, map

## INTRODUCCIÓN

El agua ¿de dónde viene?, ¿hacia dónde va?, ¿quiénes son los actores que trabajan en el tema? ¿A quién puedo acudir con mi queja o propuesta de solución? ¿Qué trabajos se están llevando a cabo?, son algunas de las preguntas sobre el tema del agua que la ciudadanía debe tener oportunidad de saber la respuesta.

Con el objetivo de tener una plataforma virtual de información geo-referenciada de las cuencas hidrológicas del país, que ofrezca respuesta a esas y otras preguntas, el Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental (FCEA) ha creado “*Nuestra agua*”.

El FCEA ([www.eambiental.org](http://www.eambiental.org)) es una organización sin fines de lucro que se constituyó en 2002 con la misión de “contribuir al desarrollo de una cultura que comprometa a la sociedad con el mundo natural y cultural que la sustenta”.

Para cumplir su labor el FCEA centra su quehacer en el eje comunicación – educación, y trabaja en la gestión de recursos para impulsar la educación ambiental a diferentes niveles y fomentar el desarrollo de valores, hábitos, conocimientos, actitudes y habilidades en la población, así como en el acceso a información confiable sobre la situación ambiental de México que contribuya significativamente al proceso de formación de una ciudadanía participativa y responsable.

En ese marco se crea Nuestra agua, herramienta que busca ser una base de información colectiva, comunidad de consulta, red de denuncias y propuestas de solución caracterizada por su pluralidad de ideas, y que busca generar en la población un sentimiento de responsabilidad sobre el agua y las condiciones de sus cuencas.

Pretende facilitar el acceso a información fidedigna y relevante para la gestión del agua en las cuencas del país, la comprensión de los elementos más relevantes del ciclo hidro-social del agua en cada cuenca, la interacción e intercambio de experiencias de trabajo entre organizaciones de la sociedad civil, el sector académico, el sector gubernamental, entre otros involucrados e interesados en el tema del agua y la comprensión de la problemática del agua en cada cuenca, con una perspectiva desde lo local.

Figura 1. Visualización de usuario de Nuestra agua.



Fuente: <http://app.agua.org.mx/>

La aplicación ya se encuentra en línea (<http://app.agua.org.mx/>) y, próximamente estará lista en su versión para móviles; disponible para su descarga gratuita en plataformas como *Google Play* y *App store*.

## JUSTIFICACIÓN

En los últimos años el desarrollo de la tecnología digital ha propiciado el crecimiento de comunidades virtuales, entendidas por Manuel Castells (1996) como “redes electrónicas autodefinidas de comunicación interactiva, organizada en torno a un interés o propósito compartido”. Con la creación de "Nuestra agua" buscamos conformar una comunidad caracterizada por la cooperación y difusión de contenidos creados por los mismos usuarios en torno al tema del agua.

Internet se ha posicionado como el medio para transmitir información con mayor crecimiento en la última década. En 2013 aumentó 13% su penetración en nuestro país; cerca de 51 millones de personas utilizan la red y se espera que la cifra aumente año con año, asegura la Asociación Mexicana de Internet (AMIPCI) (2014).

El uso de nuevas tecnologías es la manera más rápida, económica y accesible para transmitir un mensaje de protección, cuidado y cultura del agua. Según la AMIPCI el 84% de los internautas mexicanos ha descargado alguna aplicación, y aunque el principal dispositivo para conectarse a internet sigue siendo la computadora (laptop o PC), 5 de cada 10 internautas se conectan por medio de su smartphone”.

En la aplicación, concepto definido por Octavio Rojas Orduña (2013) como “programas informáticos que permiten a la gente realizar cosas de forma conjunta o colaborativa" se permite subir contenidos, como fotografías y videos, que podrán ser consultados en tiempo real por otra persona que se encuentre en un lugar distinto, rompiendo las barreras de espacio/tiempo. En este sentido es importante precisar que la herramienta no es una plataforma para cargar documentos, sino sirve para enlazarlos a los sitios en donde ya están publicados.

Esta herramienta permite publicar imágenes directamente a su servidor y archivos y videos enlazados desde otro sitio pero enlazados a la aplicación. Estos contenidos podrán ser consultados en tiempo real por otra persona que se encuentre en un lugar distinto, rompiendo las barreras de espacio/tiempo.

Las colaboraciones voluntarias a Nuestra agua asegurarán que los datos se mantendrán en permanente estado Beta, es decir, cambian, innovan y evolucionan de manera continua; se trata pues de una plataforma en construcción permanente por organizaciones no gubernamentales, empresas, academia y ciudadanía en general.

Toda persona interesada en inscribirse a “Nuestra agua”, además de tener la opción de hacerlo por medio de su correo electrónico, también podrá hacerlo al iniciar su sesión de Facebook y Twitter. Lo anterior significa una gran ventana de oportunidad para la propagación del mensaje debido a que del total de la población mexicana con acceso a Internet, menciona el AMIPCI, 9 de cada 10 personas tienen como principal actividad el uso de las redes sociales.

La creación de comunidades virtuales caracterizadas por su penetración y flexibilidad, las posiciona, menciona Castells (1996), como medios poderosos para reforzar la cohesión social y tienen la capacidad de abarcar e incluir todas las expresiones culturales. La herramienta que proponemos responderá a la necesidad inmediata de ofrecerle al público un espacio de información sobre problemáticas que lo afectan de manera directa, y que le permitirá involucrarse en el tema de cuencas, convirtiéndolo en un agente de cambio consciente de su entorno.

## MATERIALES Y MÉTODOS

El agua es un elemento que relaciona la dinámica natural y social en las regiones. En la actualidad es muy claro que para su gestión sustentable, es necesario considerar el enfoque de cuenca. Esta visión reconoce como unidad el territorio limitado por el relieve; en el cual ocurre el ciclo del agua y por donde ésta hacia una corriente principal hasta desembocar en un punto común de salida. De forma que lo que ocurre en las partes altas de la cuenca, repercute directamente en lo que ocurre en sus porciones más bajas. El agua es el elemento articulador de la dinámica social y natural.

En México, de acuerdo con INEGI, INE y CONAGUA contamos con 1,471 cuencas. En "Nuestra agua" la delimitación que se utilizó se basa en el trabajo "Cuencas hidrográficas de México. Diagnóstico y Priorización" (Cotler, 2010), que agrupó todas las cuencas del país en 393 con base en sus características socio ambientales y económicas. Cada cuenca está representada gráficamente en la aplicación (en *google maps*) y se convierte en la unidad para la cual es posible capturar información. Al ingresar al sistema, los socios locales se ubican automáticamente en su cuenca y pueden ingresar información como puntos, geográficamente referenciados vinculados a esta.

El tipo de información incluida gira alrededor de 6 grandes temas en los cuales, los socios locales, aquellos representantes de Organizaciones de la Sociedad Civil (ONGs), Responsabilidad Social Empresarial (RSE), gobierno, universidades y ciudadanía interesada en la temática capacitados para publicar en el sistema, pueden incidir y publicar contenido en el menú:

**¿De dónde viene el agua que usas?** La primera categoría tiene por objetivo conocer el origen y la forma en que obtenemos el agua para realizar nuestras actividades quienes habitamos en una cuenca. Las sub-categorías que la componen son: obras de captación y distribución (presas, pozos, plantas potabilizadoras, red de agua), aguas subterráneas (acuíferos, cenotes), importación de otras cuencas, infraestructura, reúso y captación de agua de lluvia.

**¿A dónde va el agua que usas?** Esta sección tiene por objetivo el conocer, lo que pasa con el agua que recibimos y con aquella que ya hemos utilizado quienes habitamos en una cuenca; las subcategorías en las que se puede incluir información son: drenaje, fosas sépticas, plantas de tratamiento, ríos, lagos, mares, humedales, manglares, obras de almacenamiento, exportación de agua a otras cuencas, recarga artificial, evapotranspiración y recarga natural (datos independientes del uso humano).

**¿Cuánta hay y en qué se usa?** Para entender la disponibilidad y sus diferentes formas de consumo, los volúmenes de agua para una cuenca y el uso que se da a esta. Sus sub-categorías son: disponibilidad natural, uso doméstico, uso industrial (concesiones y asignaciones), uso agropecuario (concesiones, asignaciones, distritos y unidades de riego), reúso (agrícola, industrial), fugas, uso de ecosistemas, usos consuntivos, usos recreativos, tarifas y costos.

**Actores Clave.** En esta categoría se menciona a aquellos actores cuya actividad incide directamente en la forma en que se utiliza el agua; Gobierno federal, gobierno estatal, gobierno municipal, gobierno municipal/delegacional, organismos operadores, consejos/ comités de cuenca, poder legislativo, poder judicial, organizaciones de la sociedad civil, academia, ejidos y grupos étnicos, asociaciones (ANEAS, COTAS, distritos y unidades de riego), observatorios ciudadanos, áreas naturales protegidas, organismos internacionales.

**Problemas y riesgos.** La temática en este rubro está orientada a conocer cuáles son los principales problemas del agua en las diferentes cuencas del país; Las subcategorías que abordan este tema en el menú son: escasez, déficit, falta de agua potable, ineficiencia en el uso, megaproyectos (presas, desarrollos inmobiliarios y hoteleros, sobreexplotación (abatimiento de acuíferos, etc.), contaminación (minería, agricultura, industria, etc.), falta de información veraz y actualizada,

deforestación y erosión (sobrepastoreo, avance de la frontera agrícola), conflictos sociales, cambio en el uso de suelo, especies invasoras, intrusión salina, hundimiento.

**Soluciones y alternativas.** Se pretende identificar formas para enfrentar el reto de abastecer agua de calidad y cantidad suficiente a los mexicanos sin dañar la integridad de los ecosistemas en México, se trata de proponer acciones que promuevan el manejo sustentable del vital líquido desde una perspectiva de corresponsabilidad entre autoridades, instituciones de investigación y ciudadanos. Las subcategorías para este tema son: restauración de cuencas, activismo y participación comunitaria (campañas, Asambleas, talleres), educación y capacitación, uso eficiente (ahorro, tecnificación, ecotecnia de captación, y aprovechamiento de agua), agroecología, huertos urbanos.

La lógica de la aplicación funciona con base en la publicación de **Lugares**, publicaciones que tienen una dirección y coordenadas geográficas específicas y **Contenidos**, se refiere a publicaciones con información general que, en todos los casos deberá estar ligada a un Lugar previamente capturado, para que pueda visualizarse en la cuenca a la que corresponde.

En el módulo de *Lugares* se publica la información sobre lugares relevantes para la cuenca, por ejemplo sitios de plantas de tratamiento, sitios de descarga, lugares de oficinas vinculadas a la gestión del agua, lagunas, áreas protegidas, sitios de trabajo, sitios demostrativos o cualquier información con ubicación geográfica específica.

Figura 2. Panel de control. Lugares.

ID	Nombre	Cuenca	Categoría	Imagen	Dirección	Comentarios	Fecha	Estado
1	Cauce de Camino del Valle <a href="#">Ver lugar</a>	Cuenca de Méx.	Conexión / font		Río Cuicatlanulco, Cde Planta de	0	2013-07-11	Activo
2	Río de los Arroyos <a href="#">Ver lugar</a>	Cuenca de Méx.	Agua reparte		San Felipe de AHO, San Felipe A. H.	0	2013-05-11	Activo
3	Ciudad de Dolores <a href="#">Ver lugar</a>	Cuenca de Méx.	Importación de		Ciudad de Dolores	0	2013-05-11	Activo
5	Meximilán <a href="#">Ver lugar</a>	Cuenca de Méx.	Descarga de		Acadimex, Ciudad de México, DF	1	2013-05-11	Activo
11	La Estrella <a href="#">Ver lugar</a>	Cuenca de Méx.	Plantas de trat		La Planta de agua en la Avenida L... México, DISTRITO FEDERAL	0	2013-06-08	Activo

Fuente: <http://app.agua.org.mx/>

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

El espíritu de este proyecto es la sinergia, en principio entre las organizaciones cuyo principal interés es el agua en el país. Hasta el momento somos más de **25 socios locales** que en menos de dos meses nos hemos integrado y publicado de manera constante nuestros proyectos e información general de nuestra(s) cuenca(s) en esta plataforma virtual.

## REFERENCIAS

Asociación Mexicana de Internet (2014). Estudio sobre los hábitos de los usuarios de internet en México 2014. En Día Mundial de Internet. Evento llevado a cabo en México. Recuperado de [https://www.amipci.org.mx/estudios/habitos\\_de\\_internet/Estudio\\_Habitos\\_del\\_Internauta\\_Mexicano\\_2014\\_V\\_MD.pdf](https://www.amipci.org.mx/estudios/habitos_de_internet/Estudio_Habitos_del_Internauta_Mexicano_2014_V_MD.pdf)

Castells, M. (1996). La era de la información. En Siglo XXI, Economía, Sociedad y Cultura (pp. 386). Recuperado de <http://herzog.economia.unam.mx/lecturas/inae3/castellsm.pdf>

Rojas-Orduña, O. (2013). 6 KPIs que no hay que olvidar para medir el éxito de su app. Recuperado de <http://www.marketingdirecto.com/especiales/mobile-marketing-blog/6-kpis-que-no-olvidar-para-medir-el-exito-de-su-app/>

## **Capítulo 4. Determinación y evaluación de patrones, características de consumo de agua potable y caudales máximos instantáneos para usuarios de tipo residencial de la ciudad de Bogotá**

*Ing. Civil Msc Alex Javier Garzón Orduña (1), Ing Civil Msc Rafael Orlando Ortiz Mosquera (2)*

(1) Contelac Ltda (Colombia) ajgarzono@unal.edu.co / alextkd3@gmail.com / agarzon@contelac.com

(2) Universidad Nacional de Colombia (Colombia) roortizm@unal.edu.co

---

**RESUMEN.** Para toda empresa prestadora del servicio de agua potable es importante conocer el modo en que los usuarios demandan el servicio, el caudal neto entregado, su distribución en el tiempo y el rango de caudales en que se consume la mayor parte del volumen de agua entregado. Igualmente, es importante contar con curvas patrón de consumo reales para cada tipo de usuario, que permitan determinar los consumos netos reales diarios para cada habitante; así como la determinación de los caudales máximos instantáneos reales de las edificaciones. Este trabajo busca en estimar el consumo neto de agua en usuarios residenciales de Bogotá, la determinación de hábitos, características y patrones de consumo de la población, y en la comparación de caudales máximos reales transitados por la acometida de una vivienda, con los obtenidos por diferentes metodologías de cálculo, y la comparación de los resultados obtenidos con los recomendados por las Normas vigentes.

**ABSTRACT.** For any company providing the service of drinking water is vital to know how users demand the service; the net flow rate delivered; their distribution in time and the range of flow in which consumes most of the volume of water delivered. It is also important to have real characteristic and pattern consumption curves for each type of user, to determine the actual daily net consumption for each inhabitant; and field determination of real instantaneous peak flows of the buildings. The present work focuses on estimating the net person consumption of water in residential users of Bogotá; determining habits, characteristics; and consumption patterns of the population; and finally, the comparison of actual peak flows traveled by the pipe input of a home, with the data obtained by different calculation methods, and compare the results obtained with recommended in each case by the rules governing such issues in the Colombian territory.

---

Palabras clave: patrones de consumo; consumo neto real diario; caudal máximo probable.

Keywords: consumption patterns, daily net consumption, maximum probable flow.

## INTRODUCCIÓN

La Normatividad Colombiana encargada de Regular el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico “RAS 2000”, propone dotaciones para usos residenciales, (En el caso de la ciudad de Bogotá, para uso residencial y para toda la ciudad, es de 140 L/Hab-día) que no tienen en cuenta las diferencias relativas a las características de los usuarios como lo son el tipo de unidad residencial, el estrato socioeconómico, las costumbres de consumo, entre otros. La Norma Colombiana dedicada a la regulación del Diseño de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias internas en edificaciones “NTC 1500 Código Colombiano de Fontanería”, recomienda determinar el caudal máximo probable en una edificación mediante el empleo de la metodología probabilística de la Curva de Hunter, que no necesariamente se ajusta a las condiciones, características y patrones de consumo de la población Colombiana y de la ciudad de Bogotá. En función a lo anterior, las recomendaciones de las Normas Colombianas RAS 2000 y NTC 1500 para la determinación de los caudales de diseño para redes de distribución de agua y redes internas en edificaciones lleva al diseño y construcción de proyectos de abastecimiento y distribución de agua con criterios de diseño que no tienen en cuenta la realidad de los consumos de la población a nivel residencial, obteniéndose diseños que no garantizan una solución óptima a nivel técnico y económico de un sistema.

Teniendo en cuenta la enorme infraestructura de servicio de acueducto, la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá “EAAB” no conoce con certeza el modo en que los usuarios residenciales demandan el servicio, el caudal neto entregado y su distribución en el tiempo, lo cual no le permite contar con información de este tipo al momento de tomar decisiones relacionadas con la ampliación y refuerzo de redes de distribución, así como una adecuada selección de los medidores de agua requeridos, que trabajen en el rango de su curva de óptimo desempeño, y tampoco permite dar directrices claras a los constructores y diseñadores al momento de determinar los caudales máximos de diseño de las edificaciones, que permitan garantizar una disponibilidad de agua ajustada a la realidad. La EAAB adelantó entre 2009 y 2010 una campaña de trabajos de mediciones en campo de caudales puntuales en zonas residenciales a 1233 usuarios localizados entre las diferentes zonas de servicio de la ciudad; igualmente se implementó un sistema de encuestas de caracterización de los usuarios residenciales. Este proyecto empleó la información disponible para estudiar y determinar las características y comportamiento de los consumidores de tipo residencial mediante la determinación de curvas patrón y perfiles de consumo, así como analizar la forma en que las diferentes variables medidas en campo a través de los equipos de medida y las encuestas, afectan los consumos de la población.

## OBJETIVOS DEL PROYECTO

El objetivo General del trabajo consistió en obtener y evaluar las curvas patrones de consumo de agua de los usuarios residenciales de la ciudad de Bogotá, y las dotaciones reales demandadas por la población, a partir de mediciones de caudal y encuestas de caracterización de usuarios realizadas por la EAAB, y con base en la información obtenida, comparar con las dotaciones adoptadas por la normatividad vigente (RAS 2000 y NTC 1500), para el caso de Bogotá, mediante el desarrollo de los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar el comportamiento en el tiempo de la demanda de agua potable de uso residencial mediante la obtención de los patrones de consumo en función a la información levantada por la EAAB para los diferentes estratos socioeconómicos presentes en la ciudad de Bogotá, susceptibles de una futura normalización técnica.

- Obtener las dotaciones netas reales de la población para uso residencial en la ciudad de Bogotá, en función al tipo de edificación y estrato socioeconómico, y comparar con las dotaciones netas propuestas en las Normas RAS 2000 y NTC 1500.

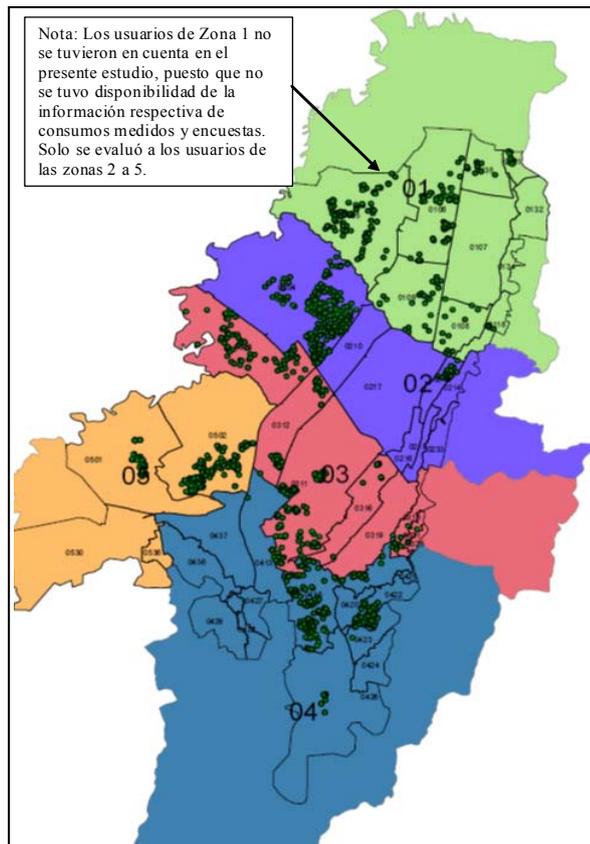
- Calcular los caudales máximos probables (Caudal de diseño) que se obtienen con la aplicación de las metodologías usadas en el diseño de redes hidráulicas de edificaciones, y contrastarlos con los caudales máximos instantáneos medidos en campo, para determinar si alguna de estas metodologías se ajusta adecuadamente a las condiciones particulares de consumo de agua de los usuarios residenciales de la ciudad de Bogotá.

## DESCRIPCIÓN INFORMACIÓN DISPONIBLE EAAB

La Dirección de Ingeniería Especializada de la EAAB, durante los años 2009 y 2010, adelanto trabajos de campo para la caracterización de los consumidores de tipo residencial de la ciudad de Bogotá, y determinando el tamaño de la muestra mediante muestreo aleatorio estratificado. La selección de los usuarios objetivo de medición estuvo a cargo de La Gerencia de Servicio al Cliente. Con base en el estudio y depuración de la información disponible, se logró determinar que el total encuestas útiles de usuarios, entre las zonas 2 a 5, es de 1233.

A continuación se presenta un esquema con la localización espacial de los usuarios escogidos para el proyecto.

Figura 1.- Localización espacial de usuarios estudiados.



Fuente: EAAB

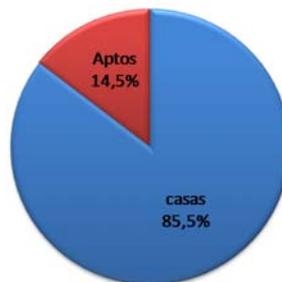
La caracterización de consumo se realizó mediante dos tipos de información levantada en campo; encuestas en las cuales se recopiló información relacionada con las características de la vivienda y sus ocupantes (área, total de habitantes, número de puntos hidráulicos disponibles, costumbres de re- uso, etc.); y la información levantada a través de los micromedidores instalados (caudal máximo instantáneo, volumen total consumido, volumen consumido por rangos de caudal, etc.).A continuación se presenta una tabla resumen de caracterización de usuarios por zona y tipo de vivienda.

Tabla 1.- Resumen de usuarios evaluados zonas 2 a 5, y discretización por tipo de vivienda y estrato

	Zona No 2 a 5		
	Total	casas	Aptos
Total de encuestas	1233	1054	179
Total estrato 1	122	122	0
Total estrato 2	462	435	27
Total estrato 3	473	398	75
Total estrato 4	154	97	57
Total estrato 5	9	1	8
Total estrato 6	13	1	12
		<b>1054</b>	<b>179</b>

Del total de 1233 usuarios, como se muestra en la Tabla 1, 1054 se localizan en casas (85.5%) y 179 en apartamentos (14.5%), es decir, prácticamente el total de la información proviene de residencias tipo casa. Igualmente se encontró que los estratos con mayor información recolectada son el estrato 2 (37.5%) y el estrato 3 (38.4%), seguidos del estrato 1 (9.9%) y el estrato 4 (12.5%); y en los estratos 5 y 6 apenas se cuenta con un 0.7% y 1.1% de información, como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 2.- % de Casas y Apartamentos Total de la muestra (Zonas 2 a5).



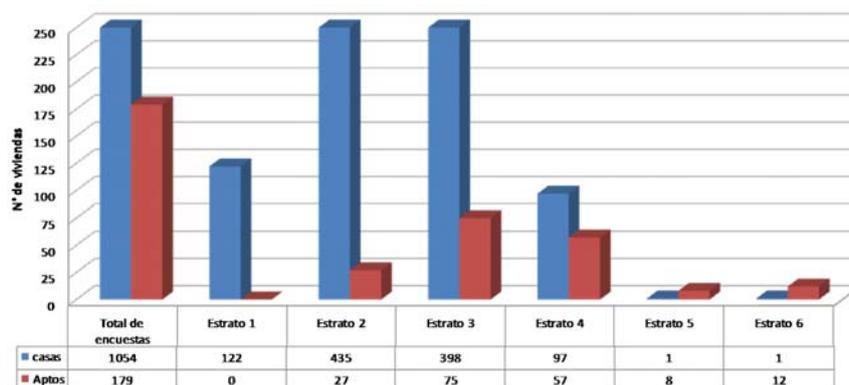
Fuente: Autor

Figura 3.- % de población por estrato para el Total de la muestra (Zonas 2 a 5).



Fuente: Autor

Figura 4.- Número de Casas y Apartamentos por estrato para el Total de la muestra (Zonas 2 a 5).



Fuente: Autor

## PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

El análisis realizado se dividió en un análisis de la información de encuestas para caracterización del usuario, y un análisis de la información de caudales para la caracterización de los perfiles y patrones de consumo. La información de encuestas se analizó través de diferentes variables como son el tipo de vivienda, número de habitantes, cantidad y tipo de puntos hidráulicos con que cuenta, etc. La información de caudales se analizó también mediante la evaluación de diferentes variables, correspondientes al número de días de instalación del equipo, caudal máximo instantáneo registrado, consumo neto promedio y su discretización en franjas de caudal, así como en función al número de personas por vivienda para determinar el caudal consumido promedio por habitante, y consumos promedio en función de diferentes variables adicionales como son, área de la vivienda, número de habitantes, número de puntos hidráulicos y costumbres de re-uso entre otros. A continuación se presenta una tabla resumen de los resultados obtenidos de las variables evaluadas a partir de las encuestas a los usuarios.

Tabla 2.- Resumen resultados del análisis de la información de encuestas para las zonas 2 a 5.

Variable evaluada	Zona numero				
	2	3	4	5	Unificado
Total Usuarios (Casas y apartamentos)	301	315	311	306	<b>1233</b>
Total usuarios casas	245 (81%)	217 (69%)	290 (93%)	302 (99%)	<b>1054 (85.5%)</b>
Total usuarios apartamentos	56 (19%)	98 (31%)	21 (7%)	4 (1%)	<b>179 (14.5%)</b>
Estrato con mayor número de usuarios	3 (54%)	3 (63%)	2 (59%)	2 (64%)	<b>2 y 3 (38.4% y 37.5%)</b>
Número promedio de habitantes por vivienda (casa y apartamento)	5.1	5.1	6.1	6.4	<b>5.7</b>
Número promedio de habitantes por vivienda (casa)	5.6	6	6.2	6.4	<b>6.1</b>
Número promedio de habitantes por vivienda (apartamento)	3.1	3.3	4.3	2.8	<b>3.4</b>
Promedio de puntos hidráulicos (total casas y apartamentos)	11.4	11.7	11	13	<b>11.7</b>
Promedio de puntos hidráulicos (total casas)	11.9	12.5	11.3	13	<b>12.2</b>
Promedio de puntos hidráulicos (total apartamentos)	9.1	9.9	6.9	9.5	<b>8.9</b>
Promedio de puntos hidráulicos (grifos)	4.9	5.2	5.3	6.3	<b>5.4</b>
Promedio de puntos hidráulicos (sanitarios)	2.5	2.2	1.8	2.2	<b>2.2</b>
Promedio de puntos hidráulicos (duchas)	2.1	2.0	1.7	2.1	<b>2.0</b>
Promedio de puntos hidráulicos (lavaderos)	1.3	1.3	1.2	1.3	<b>1.2</b>
Promedio de puntos hidráulicos (tinajas)	1.1	1.0	4.0	2.0	<b>2.0</b>
Promedio de puntos hidráulicos (lavadoras)	1.1	1.2	1.1	1.3	<b>1.2</b>
% población que re-usa agua (total población)	46%	50%	44%	33%	<b>43.4%</b>
% población que re-usa agua (estrato 1)	-	10%	32%	0%	<b>10.1%</b>
% población que re-usa agua (estrato 2)	62%	34%	53%	32%	<b>43.3%</b>
% población que re-usa agua (estrato 3)	46%	44%	29%	41%	<b>43.3%</b>
% población que re-usa agua (estrato 4)	41%	81%	-	14%	<b>59.1%</b>

Fuente: Autor

En función a los resultados plasmados en la tabla 2 se observa como el número de usuarios evaluados en las 4 zonas es muy similar, comprendido entre 301 y 315 usuarios, e igualmente que el mayor número de usuarios caracterizados habitan viviendas tipo casa, por lo cual los resultados que arroje el presente estudio son representativos de usuarios residenciales tipo casa, y en menor medida de tipo apartamento.

Se observa como el promedio de habitantes por vivienda para las 4 zonas está comprendido entre 5-6 habitantes, con un valor medio aceptable de 5.7, e igualmente que existe un mayor número de habitantes para viviendas tipo casa que para tipo apartamento, con valores promedio de 6.1 habitantes y 3.4 habitantes respectivamente.

Con respecto al número de puntos hidráulicos totales encontrados, se observa como la cantidad de estos es muy similar para las viviendas estudiadas en las 4 zonas, con valores entre 11-13 puntos hidráulicos, y que se encuentran más puntos hidráulicos en las casas que en los apartamentos, con valores de 11-13 puntos y 7-10 puntos respectivamente. Igualmente se encontró que el mayor número de puntos hidráulicos en una vivienda corresponde a los grifos (lavamanos y llaves de manguera), correspondiente a 5-6 puntos, seguido de los sanitarios y duchas con un promedio de 2 puntos cada uno, y finalmente los lavaderos y lavadoras con 1 punto sanitario en promedio cada uno.

Finalmente, con relación al re-uso del agua, los datos de porcentaje de población que re-usa por estrato son bastante concluyentes, por lo cual es posible determinar qué en los estratos 2, 3 y 4 se presenta un mayor interés por el re-uso, e igualmente es claro que el tema de re-uso es una variable a tener en cuenta dentro de las políticas tendientes a la reducción del consumo de la población y las estrategias de educación en el uso eficiente y cuidado del recurso agua, principalmente en los estratos más bajos como el 1, en donde se observa como son los que menos interés reflejan en este tema, y los cuales conforme la estructura tarifaria de la prestación y cobro del servicio reciben el mayor subsidio, y actualmente el denominado mínimo vital.

A continuación se presenta una tabla resumen de los resultados obtenidos de las variables evaluadas a partir de los datos de medición de caudales de los usuarios.

Tabla 3.- Resumen resultados análisis información de medición de caudales para las zonas 2 a 5.

Variable evaluada	Zona numero				
	2	3	4	5	Unificado
Promedio tiempo instalado del micromedidor (días)	20.67	21,2	20,7	21,1	20,9
Promedio del caudal máximo instantáneo (L/s)	0.47	0,49	0,48	0,44	0,47
Consumo neto promedio "Media aritmética" a partir de consumos de una semana típica (L/hab-día)	150,62	122,38	105,16	121,77	124,8
Consumo neto promedio "Media aritmética" a partir de consumos total medido (L/hab-día)	145,58	134,96	103,35	117,48	125,24
Consumo neto promedio "Media aritmética" a partir del promedio de consumos de la totalidad de días de lectura (L/hab-día)	150,1	124,4	98,9	124,4	
Consumo neto promedio "Media aritmética" para un día típico, resultado de los promedios de consumo de cada uno de los 7 días de la semana dividido por el número de habitantes por vivienda (L/hab-día)	151,28	122,4	105,4	121,8	125,00
Factor de mayoración del caudal medio diario (K1*K2) determinado	1,87	1,8	1,98	1,88	1,88
Volumen (Litros) y % de caudal consumido entre 10-750 L/hora	485,64 (87,8%)	486,0 (84,4%)	356,5 (78,8%)	443,0 (87,4%)	434.65 (86.2%)
Consumo neto promedio diario "Media aritmética" en función al área de la vivienda (L/m2-día)	5,97	5,8	7,4	6,8	6.49
Consumo neto promedio diario "Media aritmética" con re-uso de agua (L/m2-día)	130,21	111	102,5	114,6	114.4
Consumo neto promedio diario "Media aritmética" sin re-uso de agua (L/m2-día)	164,49	134,2	107,7	132,7	134.5

Fuente: Autor

En función a la tabla 3, se puede observar respecto al caudal máximo instantáneo (caudal máximo real medido que paso en un instante dado por la red de tuberías de ingreso a la edificación), que el valor promedio es muy parecido para las 4 zonas, y fluctúa entre 0.44-0.49 L/s y para la muestra unificada dicho valor promedio es de 0.47L/s.

El caudal de consumo promedio neto de un habitante en un día se determinó de diferentes maneras a fin de comparar los resultados y se observa como dicho caudal calculado en cada zona presenta valores muy estables y parecidos para los diferentes consumos promedios calculados, pero también se observa como dichos valores presentan diferencias significativas entre una zona y otra, lo cual refleja la alta variabilidad espacial de los consumos de la población. De esta manera, para la zona 2 es posible definir que el valor del consumo neto se encuentra entre 144.8-150.6 L/hab-día, para la zona 3 se encuentra entre 122.4-135 L/hab-día, para la zona 4 entre 98.9-105.2 L/hab-día, y para la zona 5 dicho valor se encuentra entre 117.5-124.4 L/hab-día. Un valor promedio aceptable para toda la población es el obtenido al analizar la muestra unificada, donde se obtuvo valores de 123.88-125.24 L/hab-día, siendo un valor final aceptable el de 125 L/hab-día.

Al comparar estos valores con los recomendados por la Norma RAS 2000 para uso residencial y para toda la ciudad, de 140 L/Hab-día, se observa como en el caso de la zona 2 correspondería a un valor subdimensionado, para la zona 3 se podría considerar como adecuado, y para las zonas 4 y 5 dicho valor sería muy elevado, así como para el resultado promedio de la población obtenido al analizar la muestra de manera unificada para toda la ciudad de Bogotá. Lo anterior permite inferir que dicho valor de 140 L/hab-día no es el más adecuado para la mayor parte de la ciudad, y que este valor podría reducirse a 125 L/hab-día, que representa un 12% menos de caudal. Estas diferencias reflejan la importancia de adelantar más estudios en las grandes y medianas ciudades de Colombia tendientes a determinar dotaciones netas de la población más acordes a las dinámicas y características de consumo propias de la población.

Con relación al producto de los factores de mayoración  $K1 * K2$  recomendado por la Norma RAS 2000 para la ciudad de Bogotá, de 1.8, se observa que dicho valor esta subestimado respecto a los determinados en este estudio, donde los valores están entre 1.8-1.98, por lo cual es necesario la reevaluación de los mismos para atender de una mejor manera, a partir de las tuberías matrices y redes secundarias de acueducto de la ciudad, los picos de consumo de la población bajo condiciones técnicas de cantidad de agua y presiones adecuadas.

Respecto a los caudales de dotación en función al área de la edificación, se observa como dicho valor fluctúa entre 5.8-7.4 L/m<sup>2</sup>-día, con un promedio para toda la muestra de 6.49 L/m<sup>2</sup>-día, el cual puede ser un valor a tener en cuenta para el dimensionamiento de sistemas de almacenamiento de viviendas, principalmente para las tipo casa. Igualmente, es recomendable manejar franjas de caudal por área en función al área de la vivienda, caudales que pueden ser útiles en una futura actualización de la Norma NTC 1500, "CODIGO COLOMBIANO DE FONTANERIA", en el cual actualmente el único caudal reportado para viviendas corresponde a 200-250 L/hab-día, que comparado con el determinado anteriormente, es demasiado alto.

Finalmente, es muy importante destacar el hecho que las costumbres de re-uso de agua están tomando un papel importante para los usuarios, y que impactan positivamente en los objetivos de uso eficiente de agua y reducción del caudal per cápita, puesto que se observa como al hacer re-uso, el caudal de consumo neto de un habitante se reduce aproximadamente entre un 15-25%. Es importante impulsar este tipo de estrategia de manejo del agua y fortalecer los programas educativos de la población al respecto, principalmente las poblaciones de estratos bajos puesto que, conforme los resultados del

estudio, son los que menos interés prestan al re-uso, e igualmente representan una gran parte de la población de la ciudad de Bogotá.

## APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO

En función a la información disponible y el tamaño muestral, se aplicó diferentes métodos de cálculo de caudales máximos instantáneos en edificaciones, con una aplicación inicial paso a paso por cada método estudiado, tomando un único usuario de la zona 5 como ejemplo (vivienda tipo casa, estrato 3, dirección CL 40F SUR 78A 10, con número de cuenta contrato 10182375) mediante el cual se presentan las consideraciones que se deben tener al momento de utilizar uno u otro método de cálculo. Finalmente, cada método de cálculo se aplicó al total de usuarios por cada zona estudiada (Zonas 2 a 5), se determinó del total de usuarios evaluados por zona, cuantos cuentan con un caudal de diseño mayor al máximo instantáneo medido y cuantos tienen un caudal menor. Se determinó adicionalmente el factor de mayoración ( $Q_{dis.calc}/Q_{inst.medido}$ ) y se elaboraron graficas de dispersión de los resultados obtenidos.

Los métodos aplicados fueron los siguientes:

- Métodos empíricos: Británico.
- Métodos Semiempíricos: Raíz Cuadrada, simultaneidad, Racional, Norma UNE 149201.
- Métodos Probabilísticos: Hunter, Hunter modificado (NTC 1500), Hunter Unal, Reglamento RIIDA Chileno.

A continuación se presenta, a manera de ilustración, la aplicación de algunos de los métodos anteriormente citados, para la determinación del caudal máximo probable en edificaciones aplicados al usuario seleccionado para el ejemplo.

### MÉTODO RACIONAL O ESPAÑOL

Este método requiere inicialmente de la determinación del caudal máximo posible considerando los caudales unitarios reportados por Ortiz (2007). Una vez determinado el caudal se halla el coeficiente de simultaneidad  $K_1$  en funcional número de aparatos que se encuentran en una unidad de vivienda; posteriormente, si se trata de varias unidades habitacionales (por ejemplo conjunto de apartamentos), se halla el coeficiente  $K_2$  y finalmente se procede a encontrar el caudal máximo probable como el producto de  $K_1$  y  $K_2$  (Cuando aplica) por el caudal máximo posible. De esta manera, para la edificación de ejemplo se tiene:

Tabla4.-Evaluación caudal máximo posible Método Racional o Español para edificación de ejemplo

Aparato	Cantidad	Caudal Unitario (l/m)	Caudal Total (l/m)
Grifos (llaves de lavamanos y de manguera)	6	0.10	0.60
Sanitarios	3	0.10	0.30
Lavaderos	2	0.20	0.40
Duchas	3	0.20	0.60
Tinas	1	0.30	0.30
Lavadoras	3	0.20	0.60
<i>Caudal Máximo Posible (l/s)</i>			<i>2.80</i>

Fuente: Autor

Teniendo en cuenta la cantidad total de aparatos, correspondiente a 18, el coeficiente de simultaneidad  $K_1$  se determina empleando la siguiente ecuación:

$$K_1 = \frac{1}{(n-1)} \quad (1)$$

Remplazando el Número de aparatos “n” en la ecuación (1) se obtiene:

$$K_1 = \frac{1}{(n-1)} = \frac{1}{(18-1)} = 0.24$$

En vista que este valor de  $K_1$  es mayor a 0.2, se procede a emplear el valor calculado, y se obvia el cálculo del Coeficiente  $K_2$  puesto que se trata de viviendas unifamiliares. La determinación del caudal máximo probable “ $Q_p$ ” se realiza empleando la siguiente ecuación:

$$Q_p = K_1 \cdot q_{m\acute{a}x} \quad (2)$$

Remplazando el Caudal Máximo Posible presentado en la tabla 4, en la ecuación (2), se obtiene:

$$Q_p = K_1 \cdot q_{m\acute{a}x} = 0.24 \cdot 2.80 \text{ L/s} = 0.68 \text{ L/s}$$

Al dividir el caudal máximo probable entre el máximo instantáneo (0.53 L/s) se puede determinar un factor de mayoración de 1.28.

## MÉTODO DE HUNTER MODIFICADO PARA COLOMBIA (NTC 1500)

Este método, igual al de Hunter Original, se basa en la determinación de las unidades sanitarias totales de la edificación, las cuales a su vez se definen en función al tipo de aparato, conforme los aparatos y unidades reportadas por Granados (2002) y Ortiz (2007). La diferencia de este método con el de Hunter original ocurre en la lectura del caudal máximo probable, que se obtiene de la Figura 9. Curva de demanda; de la Norma ICONTEC 1500 “Código Colombiano de Fontanería”; en la cual se realiza una reducción del caudal promedio de los aparatos respecto del que usa el método original. Dicha curva corresponde a la presentada por Ortiz (2007). De esta manera, para la edificación de ejemplo se tiene:

Tabla 5.-Evaluación caudal máximo posible Método de Hunter (NTC 1500), para edif. de ejemplo

Aparato	Cantidad	Unidades Sanitarias	Unidades Sanitarias Totales
Grifos (llaves de lavamanos y de manguera)	6	1	6
Sanitarios	3	3	9
Lavaderos	2	3	6
Duchas	3	2	6
Tinas	1	2	2
Lavadoras	3	3	9
<i>Total Unidades sanitarias</i>			38
<i>Caudal Máximo Posible (l/s) - de la curva respectiva (ver Figura 1-7)</i>			0.99

Fuente: Autor

La determinación del caudal máximo probable “ $Q_p$ ”, obtenida de la Figura 9 presentada en la NTC 1500, que relaciona el caudal con las unidades sanitarias, para la edificación del ejemplo arrojó un valor de caudal de 0.99 L/s., el cual se muestra en la tabla 5.

Al dividir el caudal máximo probable entre el máximo instantáneo (0.53 L/s) se puede determinar un factor de mayoración de 1.87.

## MÉTODO DE HUNTER UNAL

Este método, igual al anterior, se basa en la determinación de las unidades sanitarias totales de la edificación, las cuales a su vez se definen en función al tipo de aparato, conforme los aparatos y unidades reportadas por Ortiz (2007). La diferencia de este método con el de Hunter original y Hunter NTC 1500 ocurre en la lectura del caudal máximo probable, que se obtiene de las Figuras y la tabla propuestas por Ortiz (2007); en la cual se realiza una reducción del caudal promedio de los aparatos respecto del que usa el método original y el de la NTC 1500, basados en estudios previos realizados en edificaciones de diferente tipo en la ciudad de Bogotá y la Villa Universitaria de la Universidad Nacional de Colombia. De esta manera, para la edificación de ejemplo se tiene:

Tabla 6.- Evaluación caudal máximo posible Método de Hunter Unal, para edificación de ejemplo.

Aparato	Cantidad	Unidades Sanitarias	Unidades Sanitarias Totales
Grifos (llaves de lavamanos y de manguera)	6	1	6
Sanitarios	3	3	9
Lavaderos	2	3	6
Duchas	3	2	6
Tinas	1	2	2
Lavadoras	3	3	9
<i>Total Unidades sanitarias</i>			38
<i>Caudal Máximo Posible (l/s) - de la curva y la tabla respectiva de Ortiz (2007)</i>			0.52

Fuente: Autor

La determinación del caudal máximo probable “Qp”, obtenida de la tabla 6 de relación de caudales y unidades sanitarias, para la edificación del ejemplo arrojó un valor de caudal de 0.52 L/s.

Al dividir el caudal máximo probable entre el máximo instantáneo (0.53 L/s) se puede determinar un factor de mayoración de 0.98.

A continuación se resumen los resultados promedios obtenidos en el estudio, mediante el empleo de las diferentes metodologías utilizadas para el cálculo del caudal máximo instantáneo aplicado a los usuarios de tipo residencial de las zonas 2 a 5 en que se divide la prestación del servicio de agua por parte de la EAAB para la ciudad de Bogotá, contrastadas con los resultados de los caudales promedios obtenidos de las mediciones efectuadas a cada usuario en las zonas 2 a 5.

Tabla 7.-Caudales Máximo instantáneos promedios calculados (por medio de los diferentes métodos empleados) y medidos a los usuarios de las zonas 2 a 5

Zona	Caudal Máximo Instantáneo calculado (L/s) por los diferentes Método de cálculo									
	Británico	Raíz cuadrada	Simultaneidad	Racional	UNE 149201	Hunter Original	Hunter NTC 1500	Hunter Unal	RIDDA	Medido
2	1.28	1.65	0.69	0.5	1.06	1	0.68	0.39	0.76	0.47
3	1.31	1.68	0.71	0.49	1.07	0.98	0.68	0.39	0.77	0.5
4	1.26	1.63	0.69	0.47	1.02	0.91	0.63	0.37	0.73	0.49
5	1.39	1.77	0.75	0.5	1.09	1.04	0.71	0.4	0.81	0.45

Fuente: Autor

En la tabla 7 se ha consignado los valores promedios de los caudales máximos instantáneos calculados por 9 métodos diferentes evaluados en el presente estudio, empleados a nivel mundial, correspondientes al caudal que se emplea para el diseño de las redes internas en edificaciones.

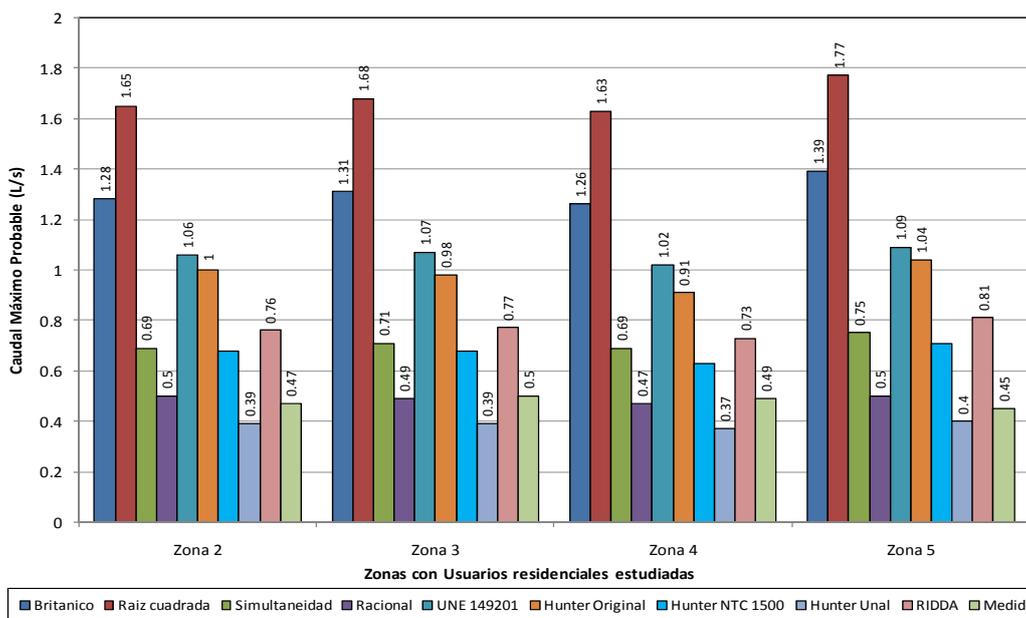
Como se puede observar, para la población objeto de estudio solo se empleó 1 método empírico, correspondiente al Método Británico, el cual corresponde al segundo método que más sobrevalora los caudales comparado con los medidos, y que en términos generales triplica el caudal real esperado.

De los métodos semiempíricos estudiados, y aplicados en su totalidad (4 métodos), se encontró que el que mejores resultados arroja en comparación con los caudales máximos medidos es el Método Racional, el cual por su gran similitud con los caudales reales medidos, y el hecho que aun cuando son parecidos genera caudales ligeramente mayores, se constituye en uno de los métodos que es posible recomendar para ser empleado en el diseño de redes internas en edificaciones en la ciudad de Bogotá.

De los 4 métodos probabilísticos estudiados y aplicados, se encontró que efectivamente, como lo ha resaltado Ortiz (2007), el Método de Hunter original permite calcular caudales mucho mayores a los medidos, en un orden de casi el doble, y los Métodos del Reglamento RIDDA Chileno y Hunter NTC 1500, aun cuando generan caudales menores al de Hunter, siguen produciendo caudales mucho mayores a los medidos, del orden de un 60-70% más. Finalmente, el Método de Hunter Unal, propuesto por la Universidad Nacional de Colombia es el que más se ajusta a las condiciones propias de consumo de agua de la población de la ciudad de Bogotá, obteniendo los resultados de caudales máximos instantáneos más cercanos a los caudales máximos medidos para los usuarios objeto de estudio

A continuación se presenta una gráfica con los resultados de caudales máximos instantáneos promedios obtenidos por los 9 métodos empleados para las 4 zonas de estudio, y los caudales promedios medidos en cada zona.

Figura 5.- Caudales Máximo instantáneos promedios calculados (por medio de los diferentes métodos empleados) y medidos a los usuarios de las zonas 2 a 5.



Fuente: Autor

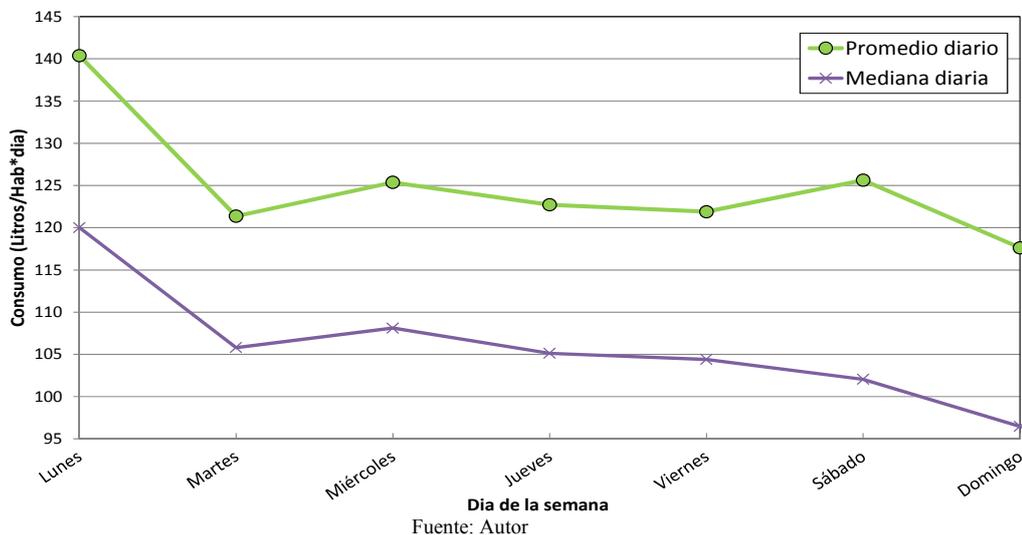
## CONCLUSIONES

- Con respecto al caudal máximo instantáneo, que corresponde al caudal máximo real medido que pasó en un instante dado por la red de tuberías de ingreso a la edificación, se encuentra que el valor promedio es muy parecido para las 4 zonas, y fluctúa entre 0.44-0.49 L/s, y para la muestra unificada dicho valor promedio es de 0.47L/s.

- En relación al caudal de consumo promedio neto de un habitante en un día, se determinó como dicho caudal calculado en cada zona presenta valores muy estables y parecidos para los diferentes consumos promedios calculados, pero también se observa como dichos valores presentan diferencias significativas entre una zona y otra, lo cual refleja la alta variabilidad espacial de los consumos de la población. De esta manera, para la zona 2 es posible definir que el valor del consumo neto se encuentra entre 144.8-150.6 L/hab-día, para la zona 3 se encuentra entre 122.4-135 L/hab-día, para la zona 4 entre 98.9-105.2 L/hab-día, y para la zona 5 dicho valor se encuentra entre 117.5-124.4 L/hab-día. Un valor promedio aceptable para toda la población es el obtenido al analizar la muestra unificada, donde se obtuvo valores de 123.88-125.24 L/hab-día, siendo un valor final aceptable el de 125 L/hab-día. Al comparar estos valores con los recomendados por la Norma RAS 2000 para Bogotá (140 L/Hab-día), se concluyó que dicho valor recomendado por la Norma no es el más adecuado para la mayor parte de la ciudad, y que este valor podría reducirse a 125 L/hab-día, que representa un 12% menos de caudal.

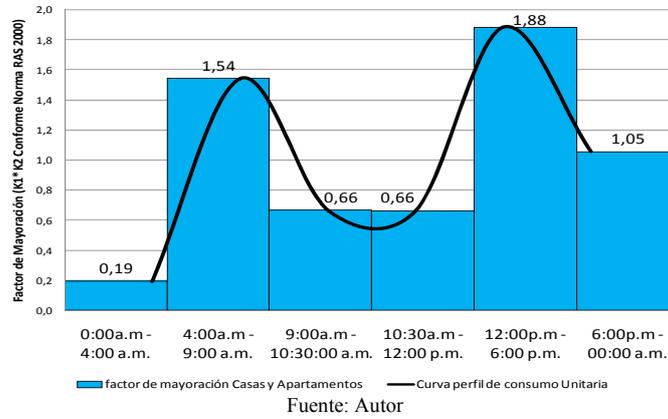
En términos generales, y en función a los resultados obtenidos del estudio, para la ciudad de Bogotá se generó una curva de consumo promedio neto semanal, que permite observar el comportamiento promedio diario del caudal neto consumido por un habitante en una semana típica.

Figura 6.- Curva de Consumo promedio neto diario en Lts/hab-día para los 7 días de la semana.



- A partir de la información registrada por el Medidor implementado, no es posible obtener una curva característica de consumo (perfiles de consumo) que describa a nivel horario los consumos unitarios de la población en función al consumo promedio, sin embargo, a partir de dicha información fue posible obtener un perfil de consumos que muestra claramente la tendencia de consumos de la población.

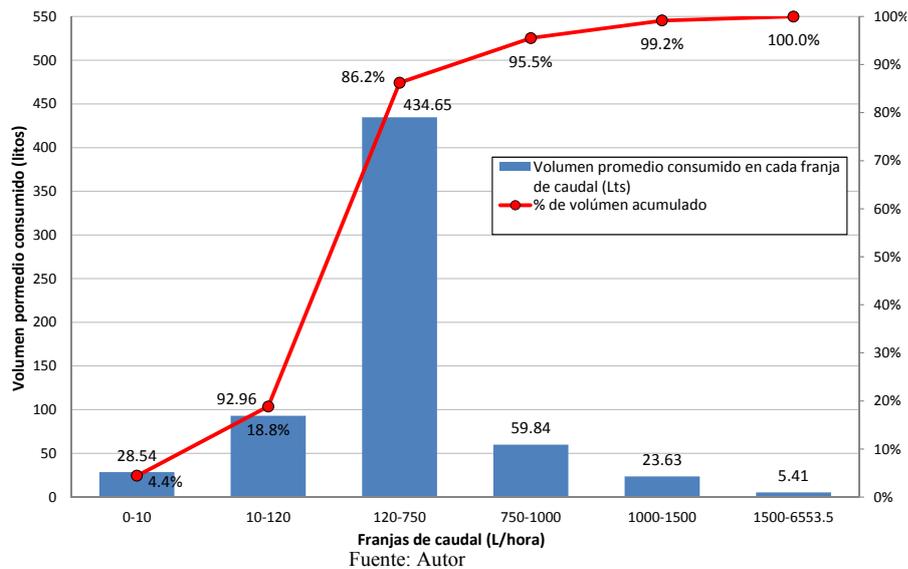
Figura 7.- Perfil de consumo diario Unitario promedio para usuarios residenciales de la ciudad de Bogotá.



•En este perfil se observa como el promedio de los factores de mayoración obtenidos para las 6 franjas horarias, da un valor de 1.0, con un valor máximo de 1.88 para el pico de consumo comprendido entre las 12:00 m y 6:00 pm, el cual al compararlo con el producto de los factores de mayoración K1 y K2 recomendados por la Norma RAS 2000 ( $1.2 (k1) * 1.5(k2) = 1.8$ ) corresponde a un valor mayor, con una diferencia respecto al de la Norma de 0.08 (Titulo B2.7.5). En función a lo anterior se observa que dicho valor de 1.8 esta subestimado respecto a los determinados en este estudio.

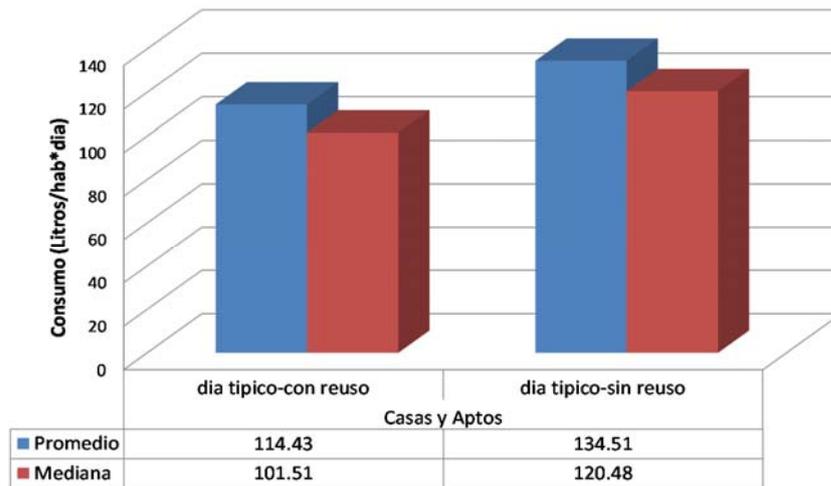
•Se pudo determinar en qué rango de caudales se consume la mayor parte del agua. Esta información se presenta mediante la curva patrón de consumos diarios, cuyo resultado muestra que la mayor cantidad de caudal consumido por un abonado ocurre entre los 120-750 L/hora ( $0.033L/s - 0.21L/s$ ). Entre los 0 L/h y los 750 L/h se consume en promedio el 86.2% del caudal total demandado. Esta información se presenta mediante el denominado patrón de consumos diarios, cuyo resultado para la ciudad de Bogotá se presenta a continuación.

Figura 8.- Patrón de consumo promedio diario Usuarios residenciales ciudad de Bogotá.



• Las costumbres de re-uso de agua están tomando un papel importante para los usuarios, impactan positivamente en los objetivos de uso eficiente de agua y reducción del caudal per cápita, el caudal de consumo neto de un habitante que re-usa se reduce aproximadamente entre un 15-25%.

Figura 9.- Consumo residencial promedio neto diario en Lts/habitante-día para un día típico de la semana discriminado en función del re-uso de agua.



Fuente: Autor

• El Método de Hunter Unal, propuesto por la Universidad Nacional de Colombia para el cálculo del Caudal Máximo Probable en edificaciones es el que más se ajusta a las condiciones propias de consumo instantáneo de agua de la población de la ciudad de Bogotá, sin embargo, al aplicar este método a un tamaño muestral representativo de 1233 usuarios de tipo residencial, se encontró que del total de la muestra, el método genera caudales ligeramente superiores a los medidos para aproximadamente el 50-55% de la población, mientras que para el restante 45% los caudales calculados son ligeramente menores a los medidos; esta situación puede causar en el diseño de redes internas de edificaciones, que durante eventos de consumos pico simultáneos, principalmente en edificaciones multifamiliares como son los conjuntos de apartamentos (cada vez más en auge debido a la necesidad de un crecimiento demográfico acelerado y la falta de zonas para albergar dicho crecimiento) puedan encontrarse subdimensionadas en función a las solicitudes de caudal de la población.

Es necesario continuar con el estudio, calibración y validación del Método de cálculo de Hunter Unal a la luz de los datos de éste y futuros estudios de caudales de la población, a fin de depurar el Método, ampliando los estudios igualmente a otras ciudades que presenten diferentes condiciones climáticas y costumbres, así como la ampliación de este tipo de estudios a otros usos como son las edificaciones de tipo Institucional, Comercial e Industrial, para los que es de esperarse que se requiera definir métodos particulares de cálculo de los caudales máximos instantáneos en función a las condiciones propias de cada tipo de uso.

De los 9 métodos estudiados, en función a los resultados obtenidos, se concluye que únicamente el Método Racional y el Método de Hunter Unal presentan resultados acordes a los encontrados en campo, y por lo cual son adecuados para ser empleados en la determinación del caudal máximo probable para el diseño de redes internas de edificaciones de uso residencial tipo viviendas unifamiliares.

## REFERENCIAS

Acero, M.C. (2009). *Tesis de maestría Revisión crítica de lo métodos de diseño de abastecimiento de agua potable al interior de edificaciones*. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Ambienta. Bogotá.

Arregui, F. (1998). *Tesis Doctoral Propuesta de una Metodología Para el Análisis y Gestión del Parque de Contadores de Agua en un Abastecimiento*. Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Valencia España.

Castro, N.Y. y J.E. Garzón (2004) *Tesis de Pregrado Evaluación de Métodos para el Cálculo de Caudales Máximos Probables Instantáneos en Edificios de Diferente Tipo*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería Civil y Agrícola. Bogotá.

EAAB. (2011). *Determinación de patrones y perfiles de consumo de usuarios residenciales en las zonas 1, 2, 3, 4 y 5 del acueducto de Bogotá*. EAAB-Dirección de Ingeniería Especializada.

Granados, J. (2002). *Redes Hidráulicas y Sanitarias en Edificios*. Editorial UNIBIBLOS. Bogotá.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. (2004). *Norma NTC 1500 Código Colombiano de Fontanería*.

Ministerio de Desarrollo Económico, Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000*. Bogotá.

Ortiz, R.O. (2007). *Tesis de Maestría Estudio de los Caudales Máximos Instantáneos en Edificaciones*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Sección Académica de Hidráulica. Bogotá.

Palau, C.V. (2005) *Tesis Doctoral Aportaciones a la gestión de los sistemas de medición de caudal en redes de distribución de agua a presión*. Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Valencia España.

Pancobo, F.J. (2001) *Caudales de cálculo en las instalaciones de distribución de agua*. © Francisco J. PancorboFloristán. Barcelona.

## Capítulo 5. Valoración económica en la sectorización de redes de abastecimiento de agua potable

*Enrique Campbell (1), Joaquín Izquierdo (2), Rafael Pérez-García (3), Amilkar Ilaya-Ayza (4)*

(1-4) Universitat Politècnica de València (España) {encamgo1, jizquier, rperez, amilay}@upv.es

---

**RESUMEN.** La sectorización de Redes de Abastecimiento de Agua Potable (RDAP) es una de las técnicas más empleadas para mejorar la gestión en las mismas. En general, las metodologías de sectorización existentes se han limitado al estudio del impacto de su implementación sobre la reducción de fugas de fondo. Esto conlleva al problema de dejar por fuera la valoración de la capacidad aumentada para detectar nuevas fugas y no permitir justificar, adecuadamente, la inversión necesaria. En este trabajo se plantea este problema y se establece una metodología para optimizar el diseño de sectores. Para tal fin, se hace una innovadora combinación del concepto del Nivel Económico de Fugas a Corto Plazo (NEFCP), con un método de optimización no-determinístico, basado en algoritmos genéticos + simulación Monte Carlo. A manera de ejemplo, se implementa la metodología sobre una red de 246 km de longitud de tubería, reportando un beneficio económico neto de 72,397 \$/año.

**ABSTRACT.** Water Supply Networks (WSN) sectorization is one of the most used techniques to enhance their management. In general, the existing methodologies for sectorization are limited to the assessment of the impact of its implementation over the reduction of background leakage, underestimating the increased capacity to detect new leakage events and undermining the appropriate investment substantiation. In this work, we raise this issue and put in place a methodology to optimize the sectors' design. To this end, we carry out a novel combination of the concept of Short Run Economic Leakage Level (SRELL) with a nondeterministic optimization method based on genetic algorithms + Monte Carlo simulation. As an example, the methodology is implemented over a 246 km of pipe length WSN, reporting a net economic benefit of 72,397 \$/year.

---

Palabras clave: sectorización, algoritmos genéticos, simulación Monte Carlo

Keywords: sectorization, genetic algorithms, Monte Carlo simulation

## INTRODUCCIÓN

La sectorización de las RDAP se puede describir como una técnica orientada a mejorar el control operativo de las mismas, incluyendo gestión de fugas, presiones, y monitoreo de la calidad del agua. La misma consiste en demarcar zonas que queden parcialmente aisladas del resto de la red. El aislamiento de las mismas se hace, ya sea, mediante la instalación de válvulas (cerradas), o mediante el corte de tuberías. Luego, cada sector es alimentado por líneas equipadas con un caudalímetro que permite el monitoreo permanente del caudal entrante. Cuando las RDAP son sectorizadas, se espera que sus operadores se beneficien de una serie de ventajas, incluyendo, además de las ya mencionadas: la facilitación de actividades de reparación, y generación de turnos de abastecimiento en ciudades operando con suministro intermitente. En contraposición a estas ventajas, la implementación de la técnica, también implica algunas desventajas, tales como: la inversión económica que se tiene que hacer en la compra e instalación, tanto de válvulas de límite de sector, así como de los caudalímetros que se deben ubicar en la(s) línea de alimentación de cada sector. Por otra parte, al cerrar algunas de las líneas, la extensión de tubería por donde circula el caudal de la red, que a su vez, responde a la demanda, se ve reducida, lo cual se traduce en mayor fricción y consecuentemente, en mayores pérdidas de energía, que pueden conllevar a una reducción excesiva de la presión. Si bien una reducción en la presión puede afectar positivamente a las operaciones de las RDAP, ya que menores presiones implican menores caudales de fugas, también puede conducir al desabastecimiento parcial y/o temporal.

Un buen esquema de sectorización debe balancear los aspectos negativos y positivos anteriormente descritos, mediante la óptima ubicación tanto de las válvulas de cierre, así como de las líneas de alimentación (por ende, de los caudalímetros). Como se puede intuir, el número de posibles esquemas puede llegar a ser considerablemente grande, en función del número de tuberías y el nivel de mallado de la red. De ahí que sea de gran importancia el empleo de técnicas matemáticas y computacionales cuando se aborda este problema.

En dependencia de la topología de la red en que se esté trabajando, su sectorización puede ser conducida de dos maneras distintas: (1) cuando la red cuenta con muchas fuentes, y estas se encuentran dentro de su mallado, los sectores pueden ser establecidos alrededor de las mismas; (2) cuando el número de fuentes es limitado y/o estas se encuentran fuera del mallado, es de esperar que las redes dependan de una red de conducción principal (o red troncal). Este trabajo está orientado al segundo caso. Para lograr identificar la red de conducción principal, se hace uso de un método propuesto por Campbell *et al.* (2015), en el cual se combina el concepto de Caminos más Cortos, propio de la Teoría de Grafos, con la simulación hidráulica en EPANET.

Una vez establecida la red de conducción principal, la misma se segrega de la red de distribución, con el fin de evitar que las tuberías de la primera se incluyan dentro de la sectorización. Esto permite conservar la flexibilidad de todo el sistema de abastecimiento y, además, reduce el presupuesto que se debe invertir en la compra de caudalímetros y válvulas de límite de sector.

Sobre las tuberías de la red de distribución, se implementa el algoritmo Multinivel de detección de comunidades en redes sociales propuesto por Blondel *et al.* (2008), con el cual, se revela una partición de la red de distribución en módulos. Los módulos resultantes se fusionan recursivamente, hasta llegar a una partición en donde, cada uno de los sectores, satisfaga ciertos requerimientos preestablecidos.

A continuación se deben definir las entradas y las fronteras de cada uno de los sectores, para lo cual se hace uso tanto de los conceptos de Nivel Económico de Fugas a Corto Plazo (NEFCP) y de Nivel Económico de Fugas no Reportadas (NEFNR), que luego, en conjunto con los costes asociados a la instalación de nuevas válvulas de cierre y caudalímetros, se integran dentro de una función objetivo a maximizar a través de algoritmos genéticos + simulación Monte Carlo. La simulación Monte Carlo es empleada para poder gestionar la incertidumbre alrededor de la detección de nuevos eventos de fugas.

En las subsiguientes secciones se hace una descripción detallada de cada uno de los pasos anteriormente mencionados y finalmente se muestra el ejemplo de implementación.

## **DEFINICIÓN DE SECTORES MEDIANTE LA TEORÍA DE GRAFOS Y LA TEORÍA DE REDES SOCIALES**

Los grafos son estructuras constituidas, topológicamente, por nudos y enlaces. La Teoría de Grafos, es una rama de las matemáticas que se dedica al estudio de estas estructuras. La topología de un grafo coincide con la de una RDAP, lo que permite representar a las mismas como grafos y a partir de ahí, implementar algoritmos propios de la mencionada teoría. Como ya se ha mencionado, en este trabajo se emplea una adaptación del concepto de Caminos más Cortos, para generar un ranking de tuberías en una RDAP, en función de su papel en el abastecimiento de toda la red. El método parte de una simulación hidráulica de la red en el escenario más crítico, mediante la cual se obtienen los caudales que circulan por cada una de las tuberías y su dirección. A continuación, mediante un método matricial, se calcula, para cada una de las tuberías, la cantidad de otras tuberías a las que puede acceder, siendo este valor el Valor Acumulado de Caminos más Cortos (VACMC). Para cada tubería, se multiplica el respectivo VACMC por el caudal circulante. Las tuberías con valores más altos y menos frecuentes, corresponden a las tuberías de la red de conducción principal y las tuberías con valores menores y muy frecuentes, corresponden a las tuberías de la red de distribución. Diferentes estrategias pueden ser seguidas para definir el alcance de la red de conducción principal. Por ejemplo, se podrían incluir dentro de la red de conducción principal, sólo aquellas tuberías que de ser cerradas, causarían desabastecimiento total o parcial de la red, o, se pueden escoger las líneas en función de un interés urbanístico particular.

Una vez seleccionada la red de conducción principal, se procede a segregarse la misma de la red de distribución. La red de distribución resultante, se trata como una red social, que es un mallado de elementos intercomunicándose entre sí. Uno de los aspectos de mayor interés dentro del dominio del estudio de las redes sociales, es el relativo al clústering, o agrupación de elementos con máxima similitud entre sí, y máxima disimilitud con respecto a elementos en otros clústeres. Las técnicas de clústering pueden ser divididas en dos grandes grupos. Por un lado, están las técnicas de partición en las que el número y/o tamaño de los clústeres se encuentra definido a priori, y por otro lado, las técnicas en que tal definición no es posible. En el último caso, el número de subdivisiones debe obtenerse mediante una exploración de la estructura de la red. Las técnicas del segundo grupo son ampliamente conocidas como Técnicas de Detección de Comunidades en Redes Sociales.

Los algoritmos de detección de comunidades basados en la Teoría de Redes Sociales, detectan grupos de elementos conectados por un elemento de interacción, que puede ser subjetivo (e.g. comunicaciones por correo electrónico) o físico (e.g. tuberías). El conocido método Louvain (Blondel *et al.*, 2008), consiste en un algoritmo Multinivel, que lleva a cabo una aproximación de “fondocima”. Al inicio, a cada nodo  $i$  se le asigna una comunidad propia  $C$ . Iterativamente, el algoritmo va formando comunidades de vecinos  $i-j$ , con el objetivo de aumentar la conocida medida de calidad de partición de grafos llamada *Modularidad* (Newman, 2006). En el siguiente paso y a un nivel superior, se forma una nueva red de comunidades agregadas. Las aristas entre vértices pertenecientes a una misma comunidad forman lazos (parten y llegan al mismo vértice), y en el resto de los casos, el peso se adapta mediante la suma de los pesos de todas las líneas que servían de puente entre cada par de comunidades. Luego, el proceso se repite hasta que no se logra mayor ganancia en la medida de *Modularidad*. El algoritmo es clasificado como extremadamente rápido y capaz de trabajar sobre redes de hasta  $10^9$  aristas, en un tiempo razonable, con recursos computacionales normales (Fortunato, 2010).

La medida de *Modularidad*, de la que se hizo mención en el párrafo anterior, mide la fracción de las aristas de la red que conectan a los vértices de una misma comunidad menos el valor esperado de esta fracción, si las aristas fueran colocadas aleatoriamente. Los valores de *Modularidad* se encuentran en

el rango 0.0 - 1.0. Por lo general, los valores de *Modularidad* para redes reales se ubican en el rango 0.3 - 0.7 (Newman y Girvan, 2004).

Al implementar el algoritmo *Multinivel* en una RDAP, la partición de máxima *Modularidad*, puede generar comunidades extremadamente pequeñas, cuya implementación como sectores sería económicamente inviable, por lo cual, una vez obtenido el arreglo de comunidades con máxima *Modularidad*, las comunidades resultantes se fusionan recursivamente (ver pseudocódigo abajo) hasta lograr que todos los sectores cumplan con unos límites preestablecidos, que podrían ser, por ejemplo: longitud de tuberías, número de conexiones, diferencia de cota máxima, o una combinación de varias características.

Pseudocódigo

1. Se seleccionan todas las tuberías que separan comunidades y se introducen en un Set de Tuberías Candidatas (*STC*):

$$\text{dada } m \text{ si } NI_m \in C_i \text{ y } NF_m \in C_j \rightarrow m \in STC$$

2. Del *STC*, se extrae el subconjunto de tuberías  $stc_i$ , cuyas correspondientes comunidades no sobrepasen un límite preestablecido para una característica dada:

$$\text{dado } stc_i \subseteq STC, \text{ donde, para cada } m \text{ el } L_i \text{ y } L_j < L_{max}$$

$$\text{Para cada } m \text{ si } L_i + L_j < L_{max} \rightarrow i + j = \{i, j\}$$

3. Los pasos 1-2 se repiten hasta que no entre ninguna nueva tubería en el  $stc_i$ .

Aquí  $m$  denota tubería;  $NI_m$  denota nodo inicial de la tubería  $m$ ;  $NF_m$  denota nodo final de la tubería  $m$ ;  $C$  denota comunidad;  $L$  denota la característica que se emplea como criterio.

Es muy importante también establecer un límite inferior para la característica con que se define el tamaño de cada sector. Así, si al final del proceso quedan algunas comunidades con un valor inferior al mínimo, estas mismas son establecidas como minisectores (sin válvulas de cierre ni caudalímetro). Lo anterior sólo es aplicable en caso de que los minisectores no se puedan fusionar con otros sectores más grandes. En caso de que un minisector dado comparta tuberías con un sector que ha alcanzado el valor de característica máxima, el límite máximo se flexibiliza un poco para permitir la fusión de ambos. Por ejemplo, si la característica que se emplea como referencia es la longitud de tuberías (e.g. 30 km como límite máximo), la longitud máxima final que podría tener un sector dado, sería igual a la longitud máxima (30 km) + un valor menor que la longitud mínima de sectores (e.g. 4 km), es decir, un valor entre 30 km y 34 km.

Finalmente, se reacopla la red de conducción principal a la red de distribución, y las tuberías que conectan cada sector con la primera red son incluidas dentro del *STC*. Cada una de las tuberías dentro de este set puede ser definida ya sea como válvula de aislamiento de sector, o como entrada de sector. A continuación se describe el proceso de optimización mediante el cual se lleva a cabo dicha definición.

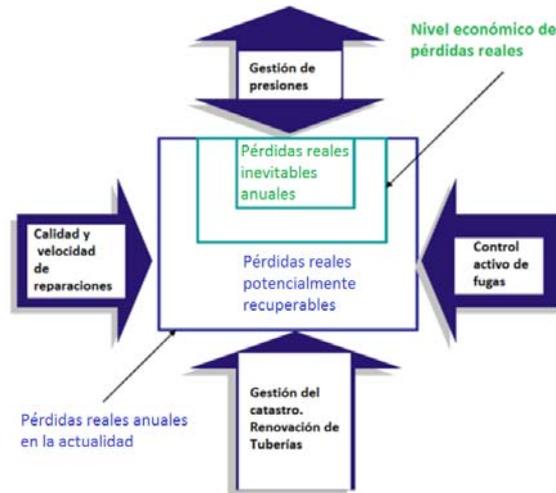
## OPTIMIZACIÓN DE LAS ENTRADAS DE LOS SECTORES

### Nivel Económico de Fugas a Corto Plazo

La Figura 1 es ampliamente utilizada para describir el abordaje de las pérdidas reales en las RDAP. En ella, se propone la gestión de pérdidas reales a través de cuatro componentes: (1) velocidad y calidad de reparaciones; (2) gestión de presiones; (3) control activo de fugas y (4) catastro y reemplazo de tuberías.

Entre el volumen inevitable de fugas (fugas de fondo) y el volumen total de fugas, existe un nivel económico de gestión, que se corresponde al nivel en el que el coste de una nueva reparación excede al beneficio derivado de los ahorros.

Figura 1: Frentes de acción para la gestión económica de las pérdidas reales en una RDAP



Hace una década, Fantozzi y Lambert (2005) propusieron un método para estimar el NEFCP con base en una combinación del concepto BABE (acrónimo de "Burst and Background Estimates"), propuesto por la Iniciativa Nacional de Fugas de Reino Unido en el periodo 1990-1993 (Thornton *et al.*, 2008) y la teoría FAVAD (Acrónimo de "Fixed and Variable Area Discharge") (May, 1994). Un resultado muy importante que se deriva de esta estimación, es el NEFNR, el cual corresponde al volumen de fugas no reportadas que es viable dejar ocurrir en el lapso de un año.

De acuerdo a la teoría FAVAD (Ecuación 1), la variación de caudal que sale de una fuga en una tubería depende de la variación de la presión en la misma elevada a una exponente ( $N_1$ ), el cual, a su vez, varía de acuerdo a las características de la rotura en donde se produce la fuga.

$$\frac{Q^1}{Q^0} = \left( \frac{P^1}{P^0} \right)^{N_1} \quad (1)$$

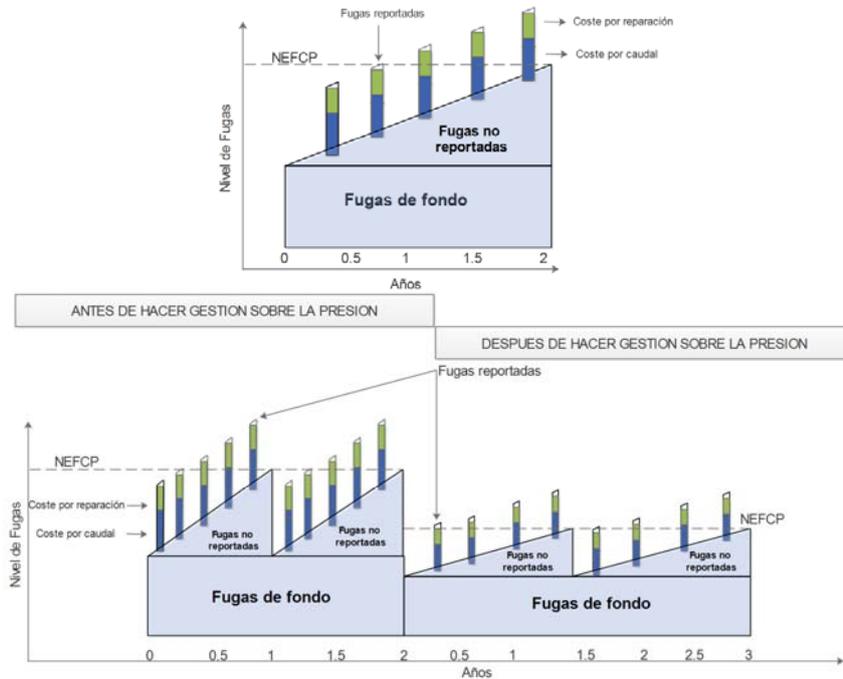
donde las variables  $Q$  indican caudales de fugas antes y después de la variación de la presión  $P$ .

El método para estimar el NEFCP, parte de hacer una división de los caudales de fugas de acuerdo al concepto BABE, tal y como se muestra en la Figura 2(a). En la misma figura se puede observar que, iniciando en un tiempo cero, las fugas de fondo se mantienen constante a lo largo del tiempo; las fugas reportadas se van presentando y reparando (barras verticales); en tanto, las fugas no reportadas, van aumentando paulatinamente hasta que llegan a un punto en que su coste se iguala al coste de inspeccionar toda la red. La pendiente de este aumento se conoce como Índice Natural de Aumento de Fugas (INAF o RR por las siglas de "Rate of Rise"). El promedio de estos tres componentes corresponde al NEFCP y se representa con la línea punteada (horizontal) en la misma figura.

Es importante tener en cuenta que las fugas reportadas, tienen un componente de coste asociado al caudal que se pierde a través de ellas y un componente de coste asociado a la reparación de la tubería. Cuanto más extenso sea el período de notificación y reparación, mayor será el componte de coste asociado al caudal que se fuga, mientras que el componente asociado a la reparación se mantiene

invariable. En el caso del primero, en redes con un nivel bajo de control de pérdidas, es de esperar que este componente sea mayor que en redes con mayor control de pérdidas (e.g. redes sectorizadas).

Figura 2: (a: arriba) Concepto BABE. (b: abajo) Efecto de la reducción de presión sobre el NEFCP



El método de estimación del NEFCP incluye una ecuación (2) para calcular la Frecuencia Óptima de Inspección (*FOI*) de las RDAP, con base en tres componentes, propios de cada RDAP:

- *CI*: Coste de una intervención -sin incluir los costes de reparación-( $\$$ )
- *CW*: Coste variable del agua ( $\$/\text{m}^3$ )
- *INAF* ( $\text{m}^3/\text{día/año}$ )

El valor de *INAF* se obtiene mediante la comparación del caudal mínimo nocturno, justo antes de efectuar la reparación de todas las fugas no reportadas y reportadas, con el mismo parámetro al menos 1 año más tarde. Luego se divide la variación del caudal mínimo nocturno expresada en  $\text{m}^3/\text{día}$ , por la cantidad de años en que se realizó la evaluación, obteniendo un valor expresado en unidades de  $\text{m}^3/\text{día/año}$ .

$$FOI (\text{meses}) = \sqrt{\frac{0.789 \times CI}{CW \times INAF}} \quad (2)$$

De esta ecuación se obtiene un valor en meses, a partir del cual se puede calcular el porcentaje de la red que debe ser inspeccionado anualmente *PI*.

$$PI(\%/año) = 100 \times 12/FOI \quad (3)$$

Y a partir de ahí, también se puede calcular el presupuesto del que se debe disponer cada año para tal fin.

$$PAI (\$/año) = PI \times CI \quad (4)$$

donde *PAI* corresponde al presupuesto anual de inspección.

Al dividir el *PAI* entre el *CW*, se obtiene el *NEFNR* (5).

$$NEFNR (m^3/año) = PAI/CW \quad (5)$$

El método de cálculo anteriormente presentado se puede emplear para predecir los beneficios de la gestión de la presión en una RDAP. Siguiendo el principio de la teoría FAVAD, al reducir la presión de la red, es de esperar una reducción del caudal de fugas (de fondo, no reportadas detectables y reportadas), tal y como se observa en la Figura 2(b). En la misma figura se puede observar que al reducir la presión, se disminuye el *INAF*, se extiende el período necesario para realizar una inspección completa (que implica una reducción del *PI* que se debe ejecutar) de la red y por tanto se reduce el *PAI*. Como consecuencia de todo ello, se reduce el NEFCP y el NEFNR.

### **Beneficio de la Reducción de Presión sobre la Aparición de Nuevas Roturas y sobre el Caudal de Consumo Doméstico**

#### Reducción en la frecuencia de aparición de nuevas roturas

Además del beneficio de reducción de fugas, existen otros beneficios que se pueden obtener de gestionar (reducir) la presión en una RDAP: reducción de aparición de nuevas roturas, reducción del consumo doméstico interno y externo.

En el año 2006, se planteó el enfoque con el que actualmente se aborda la predicción en la reducción de roturas (Thornton y Lambert, 2006). Dicho enfoque, se basa en datos (relación entre variación de presión y reducción de roturas) obtenidos en 112 acueductos de 10 países distintos. En concreto, se establecen tres constantes que se multiplican por la variación máxima de la presión, para obtener Factores de Reducción de roturas, tal y como se plantea en la Ecuación 6.

$$r' = r * FR \quad (6)$$

donde  $r'$  corresponde a la cantidad de roturas una vez reducida la presión;  $r$  corresponde a la cantidad de roturas iniciales y  $FR$  al Factor de Reducción medio, máximo o mínimo, los cuales se calculan multiplicando el porcentaje de variación de la presión máxima por 1.4; 2.8 ó 0.7, respectivamente.

De acuerdo al "Modelo Conceptual" propuesto por Thornton y Lambert (2007), sólo se pueden esperar reducciones significativas de la frecuencia de roturas, si la frecuencia de roturas actual es significativamente superior a un valor de Frecuencia Inicial de Roturas obtenido con base en el concepto de Pérdidas Reales Inevitables (o UARL por la siglas en inglés de "Unavoidable Annual Real Losses") descrito en Lambert *et al.* (1999).

#### Reducción del caudal de consumo doméstico

El consumo doméstico, tanto interno (para labores domésticas) como externo (irrigación de jardines), también se ve afectado por la variación de la presión. Esta variación se representa mediante una modificación de la ecuación FAVAD (7), en la que los términos de caudal ahora se refieren a consumos domésticos (internos y externos) y el exponente se denota con  $N_3$ . Para consumo externo, un valor de  $N_3$  igual a 0.5 es usualmente apropiado, en tanto que, para consumo residencial interno, se recomienda un valor de 0.1, al menos que la mayor parte de las conexiones cuenten con cisterna (tanque o aljibe) privada, en cuyo caso el valor sería 0.

$$\frac{Q^0}{Q^1} = \left( \frac{P^0}{P^1} \right)^{N_3} \quad (7)$$

Donde las variables  $Q$  indican caudales de consumo doméstico (interno y externo) inicial y posterior a la variación de la presión  $P$ .

### **Gestión de Pérdidas en Redes de Abastecimiento de Agua Potable Mediante Sectorización**

De lo expuesto hasta este punto, se puede concluir que una reducción de la presión se traduce en un beneficio económico debido a:

- Una disminución del caudal de fugas de fondo
- Una disminución del caudal de fugas reportadas
- Una disminución del caudal de fugas detectables no reportadas
- Una disminución del número de roturas reportadas y no reportadas
- Una disminución del consumo doméstico (tanto interno como externo)

Según la configuración final de la sectorización, el consumo energético podría aumentar o disminuir. Si el aumento de pérdidas de carga que genera la sectorización no es excesivo, es de esperar que el consumo energético disminuya, debido a la reducción del caudal de fugas.

A fin de disminuir la presión en las RDAP, se pueden emplear válvulas reductoras de presión, implementar sectores, o emplear válvulas reductoras de presión en sectores. El emplear válvulas reductoras de presión en combinación con sectores resultará, evidentemente, una opción más cara.

En términos generales, la sectorización no está concebida para reducir presiones, sino, para generar un mejor control de las fugas. No obstante, al sectorizar, inevitablemente se reduce un porcentaje de la presión, al menos en la red de distribución. Esto es válido sólo en el caso que se cierren tuberías. En caso de que todos los sectores se delimiten con caudalímetros, es de esperar que la presión no varíe. La idea acá propuesta, es contabilizar el beneficio que genera el sectorizar una red como consecuencia de la reducción de la presión y del mayor control con que se cuenta al poder monitorizar, permanentemente, los caudales que entran a cada uno de los sectores. Para ello, (1) primero se obtienen los valores de reducción de caudal derivados de la reducción de la presión (fugas de fondo, fugas reportadas, consumo doméstico) con base en la ecuación FAVAD y se calcula el NEFNR; (2) a continuación, se distribuye el caudal asociado a fugas reportadas y el NEFNR entre cada uno de los sectores, con base en los criterios técnicos de los operarios de la red; (3) en función de la longitud de tubería y la cantidad de entradas de cada sector, se estima un porcentaje de detección de eventos de fugas (detección inmediata y reparación); (4) se actualiza el valor de caudal de fugas reportadas y el NEFNR.

Los beneficios se suman, para obtener el beneficio bruto anual. A este valor se le resta un coste de penalización asociado a los nudos en donde no se logra satisfacer el criterio de presión mínima, más un porcentaje del coste de inversión y un coste de mantenimiento anual de los equipos que sean instalados. Dado que los beneficios brutos se calculan en términos anuales, el coste de inversión se multiplica por un factor de amortización (Ecuación 8), obteniendo, así, el porcentaje de la inversión que se debe cubrir cada año.

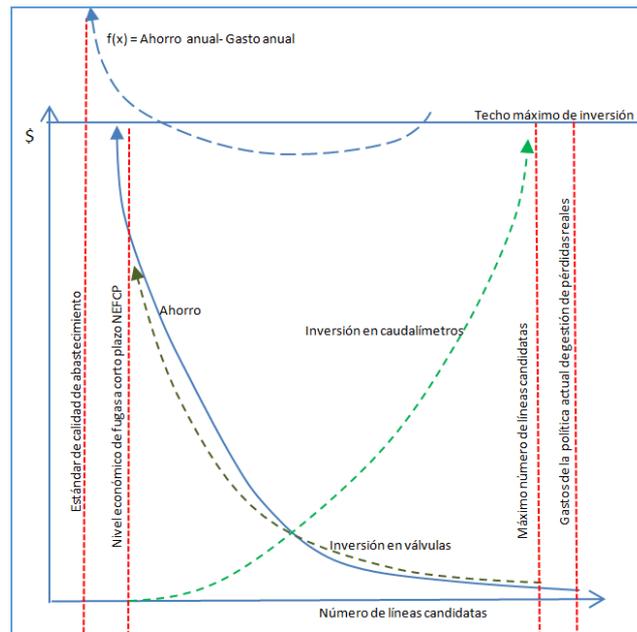
$$FA = \frac{(1+r)^T \times r}{(1+r)^T - r} \quad (8)$$

donde  $FA$  es el Factor de Amortización;  $r$  es la tasa de descuento anual en % y  $T$  es el tiempo de vida de los activos (en este caso: caudalímetros y válvulas).

Para calcular el valor de la energía, se multiplica el consumo energético de cada hora (en kWh) en que se emplea bombeo, por el coste de la tarifa energética a esa hora (\$/kWh). Luego se suma el valor de cada hora para obtener el consumo energético de cada día. Este valor diario se transforma a términos anuales y se agrega al beneficio bruto, aunque tal y como se explicará más adelante, también puede ser agregado a los gastos, en dependencia del esquema final de sectorización.

En la Figura 3 se puede ver, gráficamente, la relación de los beneficios por reducción de pérdidas físicas y la inversión en la compra de válvulas y caudalímetros. La línea más alta corresponde al beneficio neto anual (beneficio bruto anual - gasto anual), la cual no debe cruzar nunca el límite de estándar de abastecimiento establecido. También, es importante hacer notar, cómo la curva de ahorro cruza la línea de NEFCP, lo cual está asociado a los beneficios adicionales que tiene la gestión de presiones mediante la sectorización, más allá de únicamente reducir la presión.

Figura 3: Relaciones entre costes y beneficios de la sectorización



### Función Objetivo

En una RDAP de cientos de kilómetros, el número de tuberías que se pueden cerrar o establecer como entradas de sector, puede resultar muy elevado, y el número de posibles combinaciones entradas/válvulas de cierre, puede llegar a ser muy extenso. Cuantas más entradas tenga un sector dado, menor es el impacto negativo sobre la presión de sus nudos, pero más difícil se hace la detección de eventos de fugas y, a su vez, mayor es la inversión que se debe de realizar en él, ya que el coste de instalación de caudalímetros es mayor que la instalación de válvulas de límite de sector. En este trabajo, se emplea un algoritmo genético, que, mediante la decisión del estado de las tuberías (variables de decisión), maximiza el beneficio económico de sectorizar una RDAP, minimizando el impacto negativo sobre la calidad del abastecimiento.

La Ecuación 9 muestra la función objetivo a maximizar.

$$\text{Max } f(x) = A + B + C + D + E + F + G \pm H - A' - B' - C' \quad (9)$$

s.a:  $\Delta I_r < \Delta I_r^{max}$ ;  $P_{min} < P_{min}^{req}$ ;  $0 < A + B < (A + B)^{max}$

- A: Ahorro derivado de la reducción de **fugas de fondo (volumen)** (\$/año)
- B: Ahorro derivado de la reducción de **fugas reportadas (volumen)** (\$/año)
- C: Ahorro derivado de disminuir la cantidad de tuberías **a reparar (roturas reportadas)** (\$/año)
- D: Ahorro derivado de disminuir la cantidad de tuberías **a reparar (roturas no reportadas)** (\$/año)
- E: Ahorro derivado de la reducción del **consumo doméstico interno (volumen)** (\$/año)

$F$ : Ahorro derivado de la reducción del **consumo doméstico externo (volumen)** (\$/año)

$G$ : Ahorro derivado de la reducción de **fugas no reportadas (volumen)** (\$/año)

$H$ : Ahorro/gasto derivado de reducir/aumentar el **consumo energético** (\$/año)

$A'$ : Coste amortizado de **válvulas y caudalímetros** (\$/año)

$B'$ : Coste de **indemnización por déficit de presión** (\$/año)

$C'$ : Coste de mantenimiento de válvulas y caudalímetros (\$/año)

$\Delta I_r$  y  $\Delta I_r^{req}$ : Variación del índice de resiliencia y variación máxima permitida del índice de resiliencia

$P_{min}$  y  $P_{min}^{req}$ : Presión mínima y presión mínima requerida

$A + B$  y  $(A + B)^{max}$ : presupuesto para compra de válvulas y caudalímetros y techo de presupuesto para compra de válvulas y caudalímetros.

### Simulación Monte Carlo para Lidar con Incertidumbres en la Optimización

Tal y como se explicó anteriormente, la gestión de la presión mediante la sectorización trae como ventaja el aumento de la capacidad para detectar nuevos eventos de fugas en la medida que van ocurriendo. La capacidad de detectar y localizar nuevos eventos de fugas, dependerá de dos características de cada sector: la longitud de tubería; el número de entradas y además, de la capacidad técnica del operador de agua. Cuanto más grande sea un sector dado y más entradas tenga, más difícil resultará la detección y localización de un nuevo evento. En la Tabla 1 se muestran, a manera de ejemplo, algunos porcentajes de detección esperados en función del tamaño de los sectores y del número de entradas.

Tabla 1: Porcentajes de detección de eventos de fugas en función de la longitud y número de entradas de cada sector

Tamaño del sector (km de tubería)	Cantidad de entradas		Porcentaje de detección
0-10	0	1	50 %
	2	3	40 %
	4	5	20 %
	6	7	5 %
	8	9	5 %

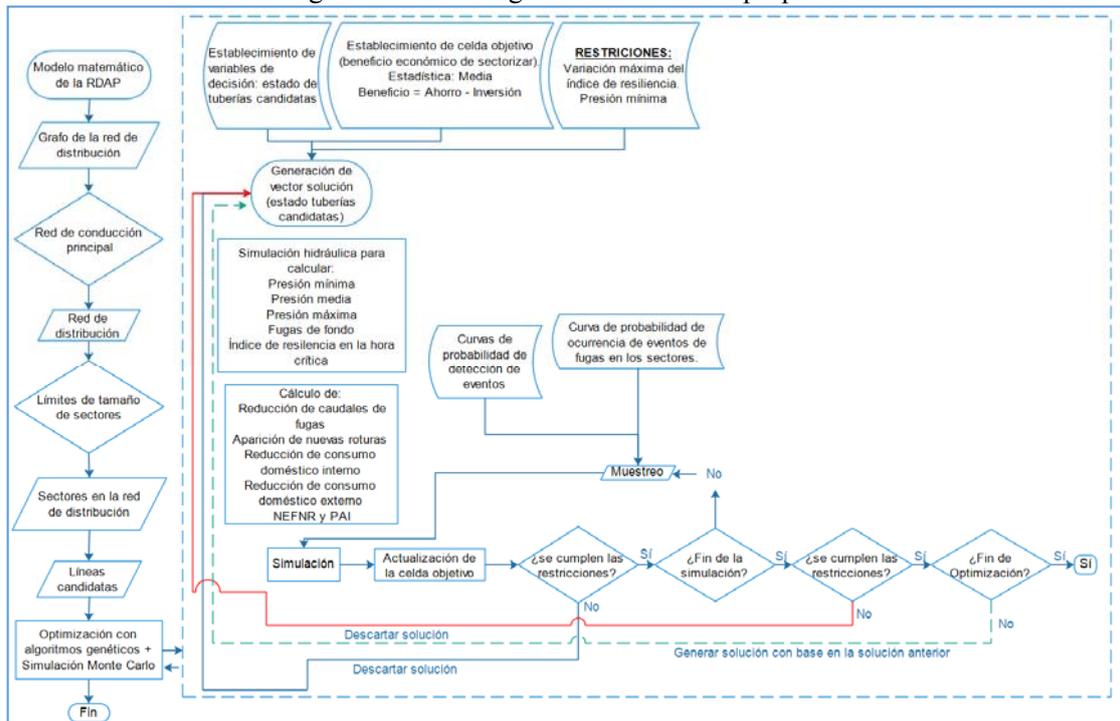
Los valores de la Tabla 1 pueden ser establecidos como valores únicos (valores fijos), y luego ser empleados en un modelo clásico de optimización. Es decir, en cada iteración, se determina un único volumen de caudal de fugas controlado derivado de la sectorización y se actualiza la celda objetivo. No obstante, es evidente que un valor de porcentaje de predicción contiene un alto grado de incertidumbre, con lo cual, este puede ser representado con un rango de valores probabilísticos. Dicho rango se puede definir mediante curvas de probabilidad (o mediante una ecuación que describa la densidad de probabilidades).

Dentro de la variedad de curvas de distribución de probabilidades, se puede utilizar la distribución "triangular" por ejemplo. Para construir este tipo de curva, sólo se necesita: un valor mínimo esperado; un valor máximo esperado y la moda. Este tipo de curvas, a pesar de carecer de precisión, tiene la ventaja de ser útiles cuando se carece de datos (debido al alto coste de su recolección), pero se puede intuir la relación entre los mismos.

Una vez modificada la presión, es de esperar que los nuevos caudales de fugas esperados se distribuyan de manera distinta entre los distintos sectores (en sectores ubicados en las zonas más antiguas y/o con menos mantenimiento, es de esperar una frecuencia de aparición de fugas mayor, que en sectores ubicados en zonas más nuevas y/o con mayor grado de mantenimiento). La asignación del porcentaje de fugas esperado en cada sector, debe ser realizada por el personal técnico de la empresa que opera la red.

Una vez establecida la curva de probabilidad de detección de cada uno de los sectores, se procede a realizar la optimización; sin embargo, a diferencia de la optimización clásica, en cada iteración, se aplica el método Monte Carlo. En este método de simulación, se realiza una simulación de valores probabilísticos muestreados de manera netamente aleatoria, a partir de las curvas de probabilidades establecidas. Para cada iteración se re-computa el beneficio total, y al final se actualiza la celda objetivo con el valor medio de todas las iteraciones (también pueden ser empleadas otras medidas estadísticas). Las soluciones en las que el resultado de la simulación cumplen con las restricciones establecidas se marcan como válidas, y el resultado final de las mismas se usa como retroalimentación para generar nuevas soluciones, en tanto que las soluciones en que la simulación no permita cumplir las restricciones son descartadas. El número de iteraciones de la simulación Monte Carlo puede ser muy amplio; cuanto más grande es este número, mayor grado de precisión en los resultados se obtiene.

Figura 4: Metodología de sectorización propuesta



## EJEMPLO DE IMPLEMENTACIÓN

Para ejemplificar la metodología, esta se aplica en una fracción (246 km de longitud de tubería, 4351 nudos, 4391 tuberías y tres bombes) de la RDAP de la ciudad de Managua, Nicaragua. En la red en cuestión, primero se identificó la red de conducción principal, luego se definió un conjunto de sectores con longitud de tubería entre 3 y 34 km. Una vez definidos los sectores, se estableció para cada uno de ellos, un conjunto de tuberías candidatas (47 en total), que podían ser seleccionadas ya sea como entradas o como límites de sector. El resultado que se obtuvo incluyó la definición de un total de 21 sectores, seis de ellos con una única posible entrada y los restantes, con un set de entre 2-4 tuberías candidatas. La máxima diferencia de cota permitida entre los nodos de cada sector fue fijada en 20 metros.

En la Tabla 2 se presentan los precios de válvulas y caudalímetros, en función de su diámetro, que fueron empleados como referencia.

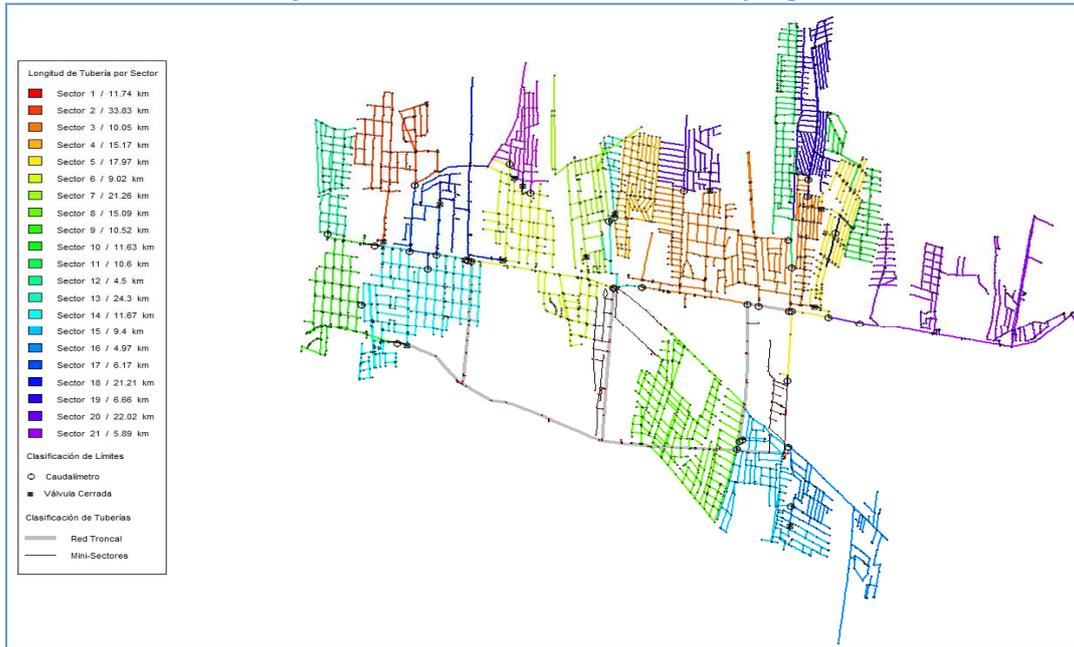
Tabla 2: Tabla de coste de válvulas y caudalímetros

Diámetro (mm)	75	100	150	200	250	300	400	500	600	900
Caudalímetros (\$)	5625	7500	11250	15000	18750	22500	30000	35625	39375	50000
Válvulas (\$)	2250	3000	4500	6000	7500	9000	12000	14250	15750	20000

Para calcular el factor de amortización, se empleó una tasa de interés anual equivalente al 12.0% y se consideró una vida útil de 10 años, tanto para válvulas como para caudalímetros. El coste de mantenimiento fue establecido en un valor equivalente al 50.0% del porcentaje de la inversión que se debe cubrir cada año.

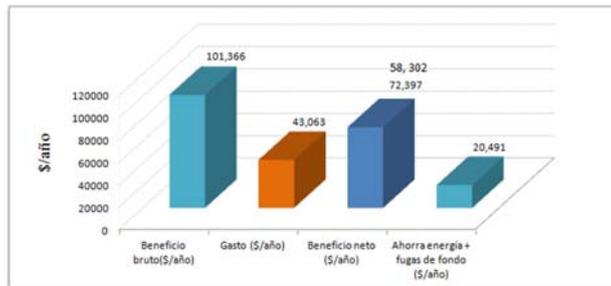
La Figura 5 muestra los sectores resultantes y la asignación de válvulas y caudalímetros.

Figura 5: Sectores encontrados en la red ejemplo



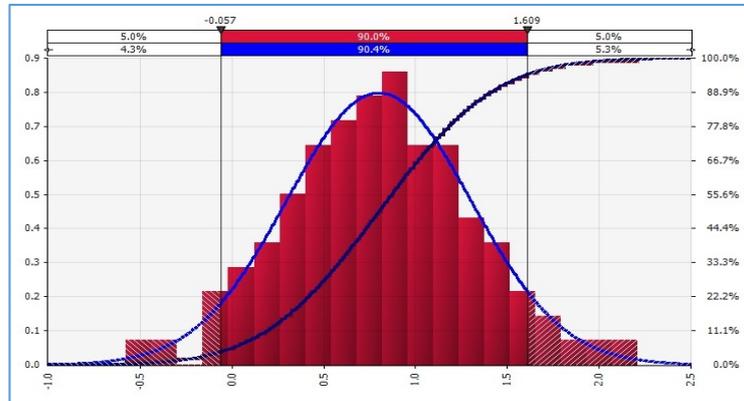
El proceso de optimización de las entradas dejó como resultado un total de 35 caudalímetros y 12 válvulas de cierre. Tal y como se puede ver en la Figura 6, el beneficio neto anual (ahorro - gasto) alcanza 72,397 \$/año, de acuerdo a la última simulación Monte Carlo ejecutada (si se tiene en cuenta únicamente la diferencia entre beneficio bruto - gasto, el beneficio neto es 58,302 \$/año). Nótese, que si sólo se tomara como referencia el beneficio derivado del ahorro de energía y del ahorro en reducción de caudal de fugas de fondo, el proyecto sería económicamente inviable.

Figura 6: Comparación de beneficios anuales con gastos anuales



En la Figura 7 se muestra la simulación de los valores probabilísticos para el porcentaje de detección de eventos de fugas en un sector.

Figura 7: Histograma y frecuencia acumulada del porcentaje de caudal a detectar en un sector



El proceso de detección de comunidades fue llevado a cabo mediante el paquete Igraph (Csardi y Nepusz, 2006) en el software R y la optimización mediante la aplicación RiskOptimizer<sup>®</sup> de la empresa Palisade. La detección de comunidades se lleva a cabo en aproximadamente 5 min en tanto la optimización + simulación Monte Carlo, se ejecuta en 8 minutos en un ordenador con procesador Intel(R) Core TM i7 @2.5 GHz.

## CONCLUSIONES

En el presente trabajo, abordamos un tema de gran relevancia en la actualidad, cómo lo es el análisis del valor, en términos económicos, que tiene el implementar sectores en RDAP. Para ello, presentamos un desarrollo metodológico que, basado en conceptos propuestos por miembros de la IWA, permite explorar el beneficio de la sectorización, más allá de únicamente contabilizar el ahorro que genera la reducción del caudal de fugas de fondo, que es el único criterio económico que se ha empleado hasta ahora en las metodologías de sectorización existentes. Tal y como se muestra en el ejemplo de implementación, el tener en cuenta beneficios tales como: ahorro por reducción del caudal de fugas no reportadas; ahorro por reducción del caudal de fugas reportadas; ahorro por la reducción de las tuberías a reparar (fugas reportadas y no reportadas) y ahorro en el caudal de consumo doméstico (interno y externo), cambia significativamente el balance Ahorro - Inversión de la implementación de la sectorización. El trabajo también aporta la integración de novedosos conceptos al campo de la sectorización de RDAP, tales como la Detección de Comunidades en Redes Sociales y la simulación Monte Carlo. El primero permite detectar sectores con base en la topología de la red, lo que es muy importante en redes que dependen de una red de conducción principal. La fusión recursiva de comunidades, presentada en este trabajo, permite adaptar los resultados del algoritmo multinivel de detección de comunidades al problema de la sectorización y, así, obtener sectores con características preestablecidas. En tanto, mediante la simulación Monte Carlo, logramos integrar la incertidumbre intrínseca a la predicción de detección de nuevos eventos de fugas dentro del proceso de optimización de las entradas de los sectores. Esperamos que la presente investigación provea nuevas guías a los investigadores y profesionales involucrados en el campo de la sectorización de las RDAP.

## Referencias

- Blondel, V., Guillaume, J., Lambiotte, R., & Lefebvre, E. (2008). Fast unfolding of communities in large networks. *Journal of Statistical Mechanics: Theory and Experiment*, 10. doi:10.1080/1573062X.2013.768681
- Campbell, E., Izquierdo, J., Ilaya-Ayza, A., Pérez-García, R., & Tavera, M. (2015). A Flexible Methodology to Sectorize Water Supply Networks Based on Social Network Theory Concepts and on Multi-objective Optimization. *Journal of Hydroinformatics* (accepted).
- Csardi, G., & Nepusz, T. (2006). The Igraph software package for complex network research. *InterJournal, Complex Systems*.
- Fantozzi, M., & Lambert, A. (2005). Recent advances in calculating economic intervention frequency for active leakage control, and implications for calculation of economic leakage levels. *Water Science and Technology: Water Supply*, 5(6), pp. 263-271
- Fortunato, S. (2010). Community detection in graphs. *Physics Reports*, 486, pp.75-174, 2010. doi: 10.1016/j.physrep.2009.11.002
- Lambert, A., Brown, T., Takizawa, M., & Weimer, D. (1999). A review of performance indicators for real losses from water supply systems. *AQUA*, 48(6)
- May, J. (1994). Leakage, pressure and control. In *BICS International Conference on Leakage Control Investigation in Underground Assets*, London, UK
- Newman, M., & Girvan, M. (2004). Finding and evaluating community structure in networks. *Physical Review E*, 69(2). doi: 10.1103/physreve.69.026113
- Newman, M. (2006). Finding community structure in networks using the eigenvectors of matrices. *Physical Review E*, 74(3). doi: 10.1103/Phys-RevE.74.036104
- RiskOptimizer® <http://www.palisade.com/riskoptimizer/>
- Thornton, J., & Lambert, A. (2006). Recent advances in understanding pressure: burst frequency relationships. update note (PowerPoint) for water loss task force members, 2006. From [thornton@water-audit.com](mailto:thornton@water-audit.com)
- Thornton, J., & Lambert, A. (2007). Pressure management extends infrastructure life and reduces unnecessary energy costs. In *Proc. IWA Conference Water Loss*, Bucharest, Rumania
- Thornton, J., Sturm, R., & Kunkel, G. (2008). *Water Loss Control*. McGraw-Hill

## Capítulo 6. Determinación del consumo de agua potable en una instalación universitaria

*Benjamin Lara Ledesma (1), Anavel Calderón García (2), Sonia Tatiana Sánchez Quispe (3)*

(1) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) blarale@hotmail.com

(2) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) antara\_inc@live.com.mx

(3) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) soniatsq@hotmail.com

---

**RESUMEN.** La dotación de agua es un parámetro que sirve para determinar los caudales que deberán considerarse en el diseño de una instalación hidráulica, ya sea para una casa-habitación, edificio para cualquier uso o, en este caso, para una unidad académica. Se tiene el dato de la dotación que debe de ser suministrada a una institución académica, pero estos valores fueron determinados hace varios años y con el avance de la tecnología se cuenta con muebles de baño que consumen poca agua, de ello se desprende el presente estudio que consiste en determinar el consumo en el edificio donde está ubicada la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, y con ello calcular el consumo que se tiene en la Facultad, y compararlo con las dotaciones sugeridas. Como un producto agregado se podrá determinar si existen fugas de agua o fallos en la instalación.

**ABSTRACT.** The water endowment is a parameter that serves to determine the flows that will have to be considered in the design of a hydraulic installation, already be for a house-room, building for any use or, in this case, for an academic unit. There is had the information of the endowment that must be supplied an academic institution, but these values were determined several years ago and with the advance of the technology one tells him with furniture of bath that they consume few water, with it there parts the present study that consists of determining the consumption in the building where there is located the Facultad de Ingeniería Civil of the Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, and with it to calculate the consumption that is had in the Facultad, and to compare it with the suggested endowments. Since there will be able to decide an added product if there exist escapes of water or failures in the installation.

---

Palabras clave: agua potable, consumo, contadores de agua, dotación.

Keywords: drinking water, consumption, water meters, endowment.

## INTRODUCCIÓN

El agua que utiliza la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en Ciudad Universitaria, proviene de un pozo profundo ubicado dentro de ella. La operación del pozo está a cargo del Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Morelia (OOAPAS). La Universidad paga el consumo de electricidad del pozo y con ello queda exenta del pago del servicio de agua potable. El consumo de agua no es medido en Ciudad Universitaria, por ello el OOAPAS quiere cobrar el servicio. Los cálculos del consumo de agua se han hecho con los datos de las dotaciones recomendadas para edificios que albergan instituciones académicas. Los valores recomendados son excesivos, por ello se realiza esta investigación, con el objeto de determinar el consumo real en un edificio específico de Ciudad Universitaria.

Para llevar agua a una población, se diseña una red de distribución, y aunque ésta se diseña tomando en cuenta una población a futuro, llegará el año en que ésta no sea suficiente, por lo que se calcula para las nuevas zonas que no cuentan con los servicios. Un parámetro importante para esto es la dotación de agua, la cual nos da una idea del consumo de agua en dicha población. En la actualidad estas dotaciones están en manuales, en donde se pueden consultar y que, al parecer, están muy cerca a la realidad.

La dotación para distintos tipos de edificios, también, ya está en manuales, pero no sabemos que tan bien estén estos datos, ya que son desde 1993 y en la actualidad se siguen utilizando a pesar de los grandes cambios que ha habido en el ámbito de la tecnología. Ya está reglamentado que se utilicen dispositivos ahorradores de agua en los muebles sanitarios para el menor consumo de agua.

Así es como en este tema se decide determinar el consumo de agua en la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Con ello se tiene el consumo y se puede comparar con los valores ya establecidos en manuales utilizados comúnmente para la implementación de las instalaciones hidráulicas en este tipo de edificios. Como un producto agregado se podrá determinar si existen fugas o fallos en la instalación.

## ANTECEDENTES

Existen tres grandes grupos para la clasificación de los contadores de agua (Ruiz, 2001): los contadores de velocidad, los contadores volumétricos y los contadores de riego.

- a) Contadores de velocidad. Estos tienen una turbina, la cual es girada por el impacto que produce uno o varios chorros de agua. Para registrar el volumen que circula en el contador, acumulan el número de vueltas que da la turbina;
- b) Contadores volumétricos. Este tipo de contadores llenan y vacían una cámara de un volumen conocido, y es de esta forma es como se lleva el registro del volumen; y,

c) Contadores de riego. Los contadores de riego son contadores de velocidad.

Dentro de los contadores de velocidad existe una subclasificación: contadores de velocidad de chorro único y los contares de chorro múltiple.

### Contadores de chorro único

Básicamente el funcionamiento de un contador de chorro único consiste que un único chorro incida tangencialmente sobre la turbina. La velocidad de giro de la turbina está relacionada con la velocidad de incidencia del chorro.

### Contadores de chorro múltiple

Los contadores de agua de chorro múltiple se utilizan en la medición de consumo doméstico, su funcionamiento es similar al de los contadores de chorro único, la única diferencia es que el agua golpea a la turbina en toda la periferia de esta. Esta diferencia permite un mejor funcionamiento del contador, así mismo mejor comportamiento frente a caudales bajos.

El contador de agua instalado para esta investigación es un contador de velocidad de chorro múltiple, mostrado en la Figura 1.

Figura 1. Contador de agua utilizado en la investigación



Fuente: primer autor

Los muebles sanitarios utilizados en la Facultad de Ingeniería Civil son ahorradores de agua que normalmente en dichas instalaciones así como en diversos edificios de un uso público y dependencias de gobierno se utilizan.

El edificio de la Facultad de Ingeniería Civil que es donde se realizó esta investigación, se cuenta con dos baños: uno para mujeres con tres sanitarios con fluxómetro y tres lavabos ahorradores de agua; y el de hombres, con ocho sanitarios, cinco lavabos ahorradores de agua y diez mingitorios con fluxómetro; Figura 2. Los sanitarios son de cinco litros por descarga y los lavabos tienen llaves ahorradoras de 1.9 litros por minuto (Catálogo Helvex, 2013).

Figura 2. Mobiliario sanitario de la Facultad de Ingeniería Civil



Fuente: primer autor

El número de sanitarios está dispuesto en varios reglamentos, de acuerdo para el uso del edificio y el número de personas que vayan a utilizarlo, como se muestra en Tabla 1, de las normas técnicas complementarias para el proyecto arquitectónico del Distrito Federal, 1993.

Tabla 1. Número de muebles sanitarios que deben tener las diferentes edificaciones

<b>Tipología</b>	<b>Magnitud</b>	<b>Excusados</b>	<b>Lavabos</b>	<b>Regaderas</b>
<i>Administración y servicios financieros</i>				
Oficinas de cualquier tipo	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
<i>Hospitales y servicios de salud y asistencia</i>				
Salas de espera	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Cuartos de camas	Hasta 10 camas	1	1	1
	De 11 a 25 camas	3	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
Empleados	Hasta 25 empleados	2	2	0
	De 26 a 50 empleados	3	2	0
	De 51 a 75 empleados	4	2	0
	De 76 a 100 empleados	5	3	0
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	0
<i>Educación e investigación</i>				
Educación preescolar, básica y media básica, media superior y superior	Cada 50 alumnos	2	2	0
	Hasta 75 alumnos	3	2	0
	De 76 a 150 slumnos	4	2	0
	Cada 75 adicionales o fracción	2	2	0
Institutos de investigación	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
<i>Exhibiciones e información</i>				
Museos y centros de información	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	1	1	0
<i>Instituciones religiosas</i>				
Lugares de culto, (templos, iglesias y sinagogas)	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0

Fuente: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1993

## DOTACIONES RECOMENDADAS

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2007, ha publicado una serie de manuales y normas de diferentes temas relacionados con el agua, para su consulta. En el manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, se encuentran las dotaciones de agua recomendadas, ver Tabla 2.

Tabla 2. Consumos para usos públicos

Tipo de instalación	Consumo de agua
<i>Salud:</i>	
Hospitales, clínicas y centros de salud	800 litros/cama/día (a, b)
Orfanatorios y asilos	300 litros/huésped/día (a)
<i>Educación y cultura:</i>	
Educación elemental	20 litros/alumno/turno (a, b)
Educación media y superior	25 litros/alumno/turno (a, b)
<i>Recreación:</i>	
Alimentos y bebidas	12 litros/comida (a, b)
Entretenimiento (teatros públicos)	6 litros/asiento/día (a, b)
Recreación social (deportivos municipales)	25 litros/asistente/día (a)
Deportes al aire libre, con baño y vestidores	150 litros/asistente/día (a)
Estadios	10 litros/asiento/día (a)
<i>Seguridad:</i>	
Cuarteles	150 litros/persona/día (a)
Reclusorios	150 litros/interno/día (a)
<i>Comunicaciones y transporte:</i>	
Estaciones de transporte	10 litros/pasajero/día
Estacionamientos	2 litros/m <sup>2</sup> /día
<i>Espacios abiertos:</i>	
Jardines y parques	5 litros/m <sup>2</sup> /día
Nota: a) Las necesidades de riego se consideran por separado a razón de 5 litros/m <sup>2</sup> /día b) Las necesidades generadas por empleados o trabajadores se consideran por separado a razón de 100 litros/trabajador/día	

Fuente: Comisión Nacional del agua, 2007

Al igual que la CONAGUA, se encuentra el Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (INIFED), 2011, donde también publica normas y especificaciones para estudios, proyectos, construcción e instalaciones, donde se encuentra una tabla de dotaciones recomendadas que se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Dotaciones recomendadas por el INIFED

<b>Tipo de edificios</b>		<b>Dotación mínima recomendable</b>
Habitacional		150 litros/habitante/día
Oficinas		70 litros/empleado/día o 20 litros/m <sup>2</sup> de área rentable
Auditorios		51 litros/espectador/función
Escuelas	Nivel elemental	40 litros/alumno/día
	Nivel básico	50 litros/alumno/día
	Nivel medio y superior	60 litros/alumno/día
Cafeterías		15 a 30 litros/comensal
Lavanderías		40 litros/kilogramo de ropa seca
Riego de jardines		31 litros/m <sup>2</sup> /día

Fuente: Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa, 2011

## CÁLCULO DEL CONSUMO

El contador se colocó en donde está la toma de agua para el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil; ésta cuenta con una cisterna de tres metros de largo por dos metros de ancho y dos metros de altura. Los datos que se obtenían eran las lecturas del contador y la altura de la lámina de agua en la cisterna cuando no estaba a su máxima capacidad.

La Facultad de Ingeniería Civil cuenta con 1 628 alumnos inscritos, nueve empleados de personal administrativo, cuatro personas de limpieza y 200 profesores. Para el cálculo de la dotación sólo se tomarán en cuenta los alumnos, ya que en los manuales de CONAGUA y del INIFED mencionan que el volumen consumido por personal no se cuenta dentro del cálculo.

La dotación de agua se determina para cada año dentro del periodo de diseño, de la manera siguiente: la demanda en metros cúbicos por día se divide entre el número total de habitantes de la zona en estudio, en el año considerado, y finalmente, se multiplica por mil para obtener la dotación de agua en litros/habitante/día. Esto es cuando se realiza el diseño de una red de distribución de agua potable. Para nuestro caso lo haremos semana por semana, tomaremos los volúmenes acumulados restando el último volumen con el primero para obtener el volumen utilizado en ese tiempo, después lo dividiremos entre los días transcurridos de una fecha a la otra y entre el número de alumnos con los que cuenta la Facultad actualmente; los datos se obtendrán en  $m^3$ /alumno/día por lo que los convertiremos a litros/alumno/día.

Es importante mencionar que la toma de agua no es directa a los muebles sanitarios, sino que se encuentra una cisterna, por lo que esto se tomó en cuenta. Cuando el volumen inicial se tomaba y la cisterna estaba llena y al tomar el segundo volumen y la cisterna se encontraba llena, el volumen que se toma es sólo el de la resta del segundo menos el inicial, pero cuando la cisterna en el segundo volumen no estaba llena, se calculó lo que le faltaba y esto se suma a la resta del segundo volumen más el inicial, ya que este volumen faltante también fue consumido.

Los volúmenes de fin de semana se tomaron para determinar la existencia de fugas por lo que también se compararon los volúmenes obtenidos.

En la Tabla 4 se muestran los datos obtenidos para llevar a cabo el presente trabajo de investigación.

Tabla 4. Datos obtenidos en la investigación

<b>Día</b>	<b>Fecha</b>	<b>Hora</b>	<b>Volumen acumulado (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Profundidad del agua en la cisterna (m)</b>
Viernes	22/08/2014	18:00	29.81	1.92
Lunes	25/08/2014	06:40	31.69	2.00
Viernes	29/08/2014	20:50	65.20	1.56
Martes	02/09/2014	06:40	70.15	2.00
Viernes	05/09/2014	20:00	99.31	2.00
Lunes	08/09/2014	06:47	101.09	2.00
Jueves	11/09/2014	20:25	138.93	1.93
Lunes	22/09/2014	06:30	160.32	2.00
Viernes	26/09/2014	20:30	195.06	1.95
Lunes	29/09/2014	06:30	195.49	2.00
Viernes	03/10/2014	20:30	220.52	1.91
Lunes	06/10/2014	06:50	221.16	2.00
Viernes	10/10/2014	20:30	256.01	1.79
Lunes	13/10/2014	06:50	257.35	2.00
Viernes	17/10/2014	20:20	282.62	1.83
Lunes	20/10/2014	06:40	283.82	2.00
Viernes	24/10/2014	21:00	301.59	1.96
Lunes	27/10/2014	06:35	301.98	2.00
Lunes	03/11/2014	06:50	310.58	2.00
Lunes	10/11/2014	07:10	328.47	2.00
Viernes	14/11/2014	09:00	358.41	1.95
Lunes	01/12/2014	06:56	407.89	2.00
Lunes	15/12/2014	07:47	436.48	2.00
Jueves	18/12/2014	21:07	443.06	2.00
Jueves	08/01/2015	07:10	447.95	1.96
Viernes	27/03/2015	11:30	802.73	2.00
Lunes	13/04/2015	10:15	809.36	2.00

Fuente: primer autor

Para el cálculo del consumo se tomaron 14 horas por día ya que en los manuales y reglamentos normalmente se toma por turnos; lo que nosotros tomamos fue el número de horas que se trabaja en la Facultad de 7:00 am a 9:00 pm. Con los datos de la Tabla 4, se obtuvo un consumo de 6.59 litros por alumno y por día.

## CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo es el de obtener el dato del consumo de agua para compararlo con los valores de dotación proporcionados en los reglamentos. Como ya se mencionó anteriormente, se eligieron dos manuales que son muy usados, uno por ser de la CONAGUA, que se encarga de reglamentar y llevar acabo todas las obras hidráulicas, e INIFED que se encarga de reglamentar la construcción de las escuelas federales del país.

Entonces, si atisbamos los datos que se calcularon con los que se marcan en los reglamentos ya mencionados, claramente se ve una gran diferencia. Tenemos un consumo promedio de 6.59 litros/alumno/día y si lo comparamos con el primer manual, que es el de la CONAGUA marca que, para educación media y superior, deben ser 25 litros/alumno/turno, por lo que en la Facultad de Ingeniería Civil tenemos dos turnos, entonces serían 50 litros/alumno/día. Sería un poco más de siete veces lo que se consume hasta ahora, lo que se concluye que la dotación recomendada es muy alta. Por lo que respecta al INIFED, éste señala que deben ser de 60 litros/alumno/día lo que es más grande, sería nueve veces más de lo que se consume.

Una explicación del valor del consumo obtenido es por el tipo de muebles sanitarios, como se mencionó éstos tienen fluxómetro de cinco litros por descarga y los lavabos tienen llaves ahorradoras de 1.9 litros por minuto. En el supuesto que un alumno utiliza una vez al día el sanitario y un minuto el lavabo se tendría un consumo de 6.9 litros/alumno/día, suponiendo que todos fueran al baño todos los días, lo que no es así.

Como se contabilizó el agua durante los fines de semana y durante el periodo vacacional, se pudo determinar las pérdidas de agua, que resultaron ser de 0.00443 l/s, que al día resultan de 383 litros y al año 140 mil litros. Que resultaría el consumo de dos personas al año, suponiendo en una dotación aproximada a 200 litros/persona/día. De aquí resulta la importancia de buscar en donde están ubicadas las fugas y repararlas.

## REFERENCIAS

Asamblea Legislativa del Distrito Federal (1993). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicado en el Diario Oficial de la Federación. Recuperado de [http://www.sinfra.oaxaca.gob.mx/informacion/REGLAMENTO\\_DE\\_CONSTRUCCION\\_PARA\\_EL\\_D.F.pdf](http://www.sinfra.oaxaca.gob.mx/informacion/REGLAMENTO_DE_CONSTRUCCION_PARA_EL_D.F.pdf).

Catálogo institucional Helvex de productos y dispositivos ahorradores de agua (2013). Recuperado de <http://www.helvex.com/catalogos/catalogo%20Institucional%202013.pdf>.

Comisión Nacional del Agua (2007). Manual de agua potable alcantarillado y saneamiento. Datos básicos. Recuperado de <http://sasmropolitano.net/wp-content/uploads/2015/02/02.-DATOS-BASICOS-CNA-TABLAS-DE-DOTACION-PARA-CALCULO-DE-DERECHOS.pdf>.

Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (2011). Normas y especificaciones para estudios, proyectos, construcción e instalaciones. Volumen 5. Tomo II. Recuperado de [http://i.guerrero.gob.mx/uploads/2011/09/Volumen\\_5\\_Tomo\\_II\\_Instalaciones\\_Hidrosanitarias.pdf](http://i.guerrero.gob.mx/uploads/2011/09/Volumen_5_Tomo_II_Instalaciones_Hidrosanitarias.pdf).

Ruiz A.A. (2001). Medidores de velocidad (hélice, turbina y molinete). Serie autodidáctica de medición del agua. Subdirección General de Administración del Agua (CONAGUA) y Coordinación de Tecnología Hidráulica (IMTA). México, D.F.

## Capítulo 7. Políticas públicas para el fortalecimiento de las áreas comerciales de organismos operadores

*Gómez L., Luis, López H. Ramón, García R. Julián, Llaguno G. Oscar, Morales M. Ana L. y Ramírez R. Humberto.*

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) lgomez@tlaloc.imta.mx, rlopez@tlaloc.imta.mx, garciareyesjulian@gmail.com, oscar\_llaguno@tlaloc.imta.mx, lmorales@tlaloc.imta.mx, humberto\_ramirez@tlaloc.imta.mx.

---

**RESUMEN.** El desarrollo de los organismos operadores requiere de grandes inversiones para lograr y mantener, de manera fiable y adecuada, la cobertura de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento que ofrecen. El reto al que se enfrentan, es la falta de esquemas alternativos de inversión. En el marco del Programa Nacional Hídrico [PNH (2012-2018)] en materia de agua, el gobierno federal a través de la CONAGUA ha implementado programas que permiten a los organismos operadores obtener apoyos financieros para mejorar su infraestructura, y por lo tanto mejorar su eficiencia física.

Además de estos programas, como ejemplo de políticas públicas, se presenta el Programa de Modernización de las Áreas Comerciales de los Organismos Operadores de Agua, diseñado y financiado por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS) mediante recursos del Fondo Apoyo a los Municipios “FAM”. En este trabajo se analizaron los resultados de 21 organismos operadores en la búsqueda de fortalecimiento de sus ingresos mediante diversas acciones ejecutables con impacto sobre la eficiencia comercial al mejorar la facturación, recaudación, padrón de usuarios, micro medición, calidad de la atención y los servicios, etc.

**ABSTRACT.** The development of public water utilities requires great investments to achieve and maintain a reliable and adequate manner, the coverage of drinking water and wastewater they offer. The challenge they face is lack of alternative investment schemes. Under the Hydric [PNH (2012-2018)] National Program frame, the federal government through the National Water Commission has implemented programs that allow public water utilities to obtain financial support to improve their infrastructure, and therefore improving their physical efficiency.

In addition to these programs, as an example of public policy, it is presented the Program for Modernization of Commercial Divisions of water utilities, designed and funded by the National Bank of Public Works and Services (BANOBRAS) using resources from the Fund to Support Municipalities (FAM). In this paper the results of 21 public water utilities is analyzed in order of seeking the strengthening of their income through various executable actions with impact on commercial efficiency to improve billing, collection, user registry, measurement, quality of care and services.

---

**Palabras clave:** Programas de desarrollo, FAM, eficiencia comercial.

**Keywords:** Development programs, FAM, trade efficiency.

## INTRODUCCIÓN

El desarrollo de los Organismos operadores de México esta intrínsecamente relacionado a la calidad de los servicios de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento que ofertan, lo cual incide directamente en la salud y bienestar de los habitantes al disponer de agua en cantidad suficiente y calidad adecuada.

El Programa Nacional Hídrico 2012-2018 (PNH 2012-2018) establece como prioridad principal incrementar el acceso y calidad de los servicios de agua a fin de elevar el nivel de vida de la sociedad. Para ello, se planteó incrementar la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado en las comunidades de México mediante inversiones con recursos compartidos (federales, estatales, municipales y del sector privado) en infraestructura hidráulica. De esta forma, el Gobierno Federal, a través de la CONAGUA, en coordinación con los otros niveles de gobierno y el sector privado realizan inversiones regidas por reglas de operación y disposiciones administrativas incluidas en el presupuesto de egresos de la federación a través de diferentes programas:

- Programa de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento en Zonas Urbanas (APAZU)
- Programa para la Construcción y Rehabilitación de Sistemas de Agua Potable y Saneamiento en Zonas Rurales (PROSSAPYS).
- Programa de Agua Limpia (PAL).
- Programa para la Modernización de los Organismos Operadores de Agua (PROMAGUA).
- Programa de Devolución de Derechos (PRODDER).
- Programa de Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento del Valle de México.
- Programa Federal de Saneamiento de Aguas Residuales (PROSANEAR).
- Programa de Tratamiento de Aguas Residuales (PROTAR).

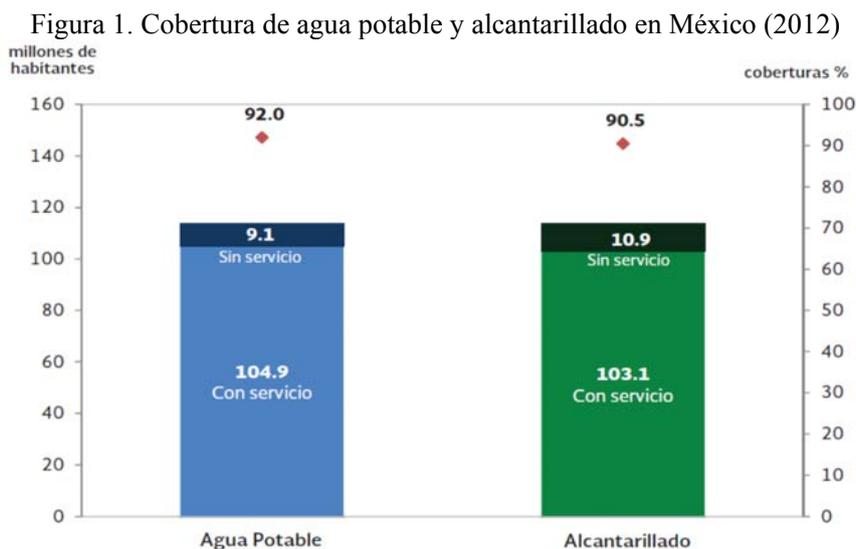
De igual forma, a través del Programa de Modernización de las Áreas Comerciales de los Organismos Operadores de Agua (PMCOOA), el gobierno federal instrumenta políticas públicas en apoyo a los organismos operadores de México. Este programa iniciado en el año 2009, diseñado, coordinado y apoyado por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS) tiene como objetivo principal el fortalecimiento de los organismos operadores para el incremento de sus ingresos propios mediante acciones ejecutables en las áreas comerciales, con potencial de impacto sobre la eficiencia comercial, al mejorar la facturación, recaudación, padrón de usuarios, micro medición, calidad de la atención y los servicios, etc. La fuente de recursos está constituida por un fideicomiso denominado “Fondo de Apoyo a Municipios” (FAM) aprobado el 31 de julio de 2013.

En este trabajo se presenta el análisis de acciones identificadas con impacto en las áreas comerciales en la búsqueda de fortalecimiento de 21 organismos operadores incorporados al programa. Algunas de ellas están orientadas hacia la capacitación y organización, modernización del sistema comercial y actualización de padrón de usuarios, cobranza - toma de lecturas y sistema pago, equipo de cómputo, impresión, cámaras fotográficas, digitalización y software, servidores, página web, protección y almacenamiento de datos, mobiliario, remodelación y ampliación de espacios, vehículos, medición, equipo e infraestructura, cultura del agua y estudio de grabación, estudios y proyectos y radio comunicación.

## ESTADÍSTICA BÁSICA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.

### Coberturas de agua y alcantarillado

De acuerdo con las metas planteadas en el Programa Nacional Hídrico 2007-2012, a través de inversiones canalizadas en acciones de los gobiernos Federal, Estatal y Municipal para el año 2012 se alcanzó la cobertura del 92% y 90.5% de los servicios de agua potable y alcantarillado respectivamente.



FUENTE: Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, 2013.

En materia de agua potable desde el año 1990 al año 2012, se ha logrado reducir el rezago en 13.6 puntos porcentuales; sin embargo, en población, al 31 de diciembre de 2012 se registró 9.1 millones de habitantes sin agua potable (1,820,000 familias considerando un hacinamiento de 5 hab/familia).

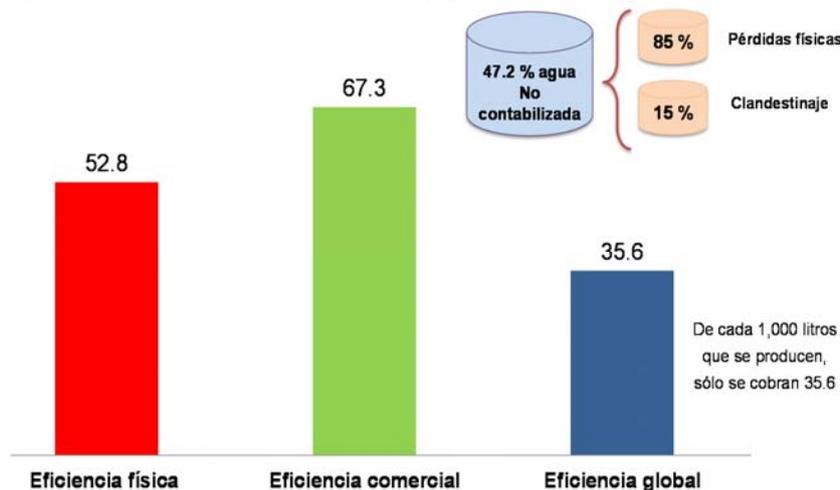


FUENTE: Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, 2013.

### Eficiencia física, eficiencia comercial y eficiencia global

En México la eficiencia global de los Organismos Operadores es de las más bajas a nivel internacional. Tomando una muestra de 180 organismos operadores con una población mayor a 15,000 habitantes se estimó para el año 2012 una eficiencia global del 35.6%.

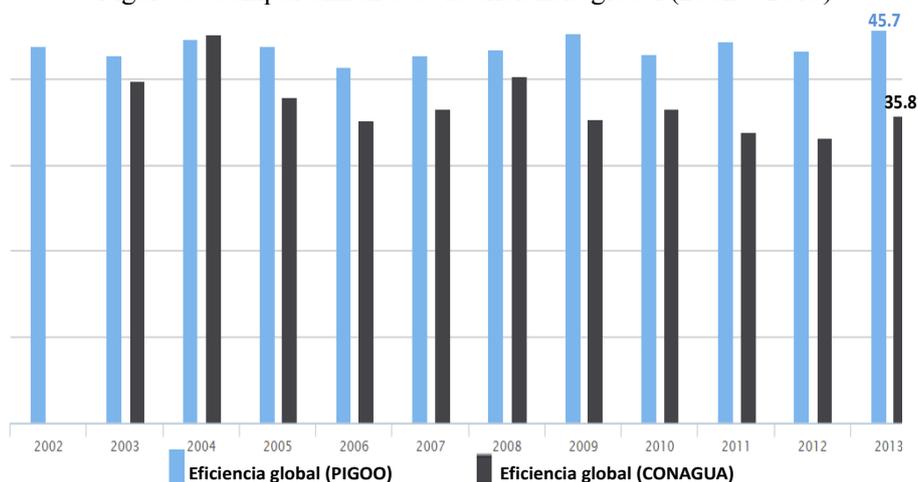
Figura 3. Eficiencia física, comercial y global de los organismos operadores



FUENTE: IMTA, 2015. Elaboración propia con datos del libro Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, 2013.

Según una muestra de 47 organismos operadores incluidos en el Programa de Indicadores de Gestión de los Organismos Operadores (PIGOO, 2015) coordinado por el Instituto Mexicano de tecnología del Agua, el comportamiento de la eficiencia global en el periodo (2002-2013) se muestra en la figura 4.

Figura 4. Comportamiento de la eficiencia global (2002 – 2013)

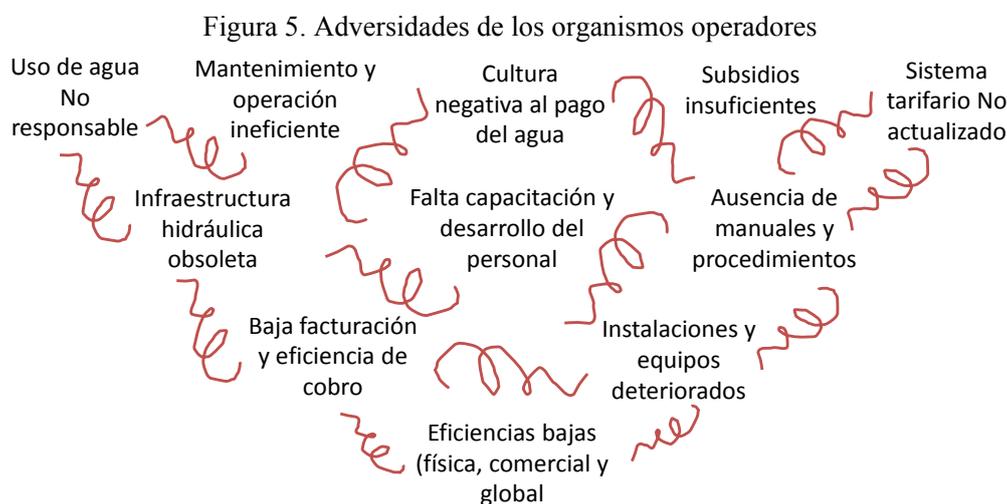


FUENTE: Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores, PIGOO, 2015

Ante este escenario, de baja eficiencia global, resulta necesario desarrollar infraestructura hidráulica y mecanismos de autosuficiencia financiera, mediante programas y acciones que impulsen el incremento de la eficiencia física, eficiencia comercial y eficiencia global de los organismos operadores.

### **Círculo vicioso y adversidades en los organismos operadores**

Los Organismos Operadores de los Servicios de Agua, alcantarillado y Saneamiento presentan deficiencias significativas para el cumplimiento adecuado de sus objetivos. Entre los factores, incluso interrelacionados algunos de ellos, y de los cuales se desprende diversas problemáticas se presentan los siguientes.



Bajo este panorama de adversidades los retos a los que se enfrentan los organismos operadores no son menores, se debe buscar continuidad entre las diferentes administraciones, mejorar las eficiencias, planeación y organización; en el ámbito financiero diseñar mecanismos tarifarios y de subsidios a fin de administrar y aplicar estos recursos en la ampliación, operación y mantenimiento de la infraestructura hidráulica.

Es importante hacer mención de una alternativa de organización que los organismos operadores pueden aplicar basada en cuatro elementos: clientes y usuarios, procesos internos, actividad financiera y aprendizaje y profesionalización, todos rodeando a la estrategia que permita atender cada factor de adversidad a la que se enfrenta el organismo operador.

### **BASES DEL PROGRAMA DE MODERNIZACIÓN DE LAS ÁREAS COMERCIALES DE LOS ORGANISMOS OPERADORES DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.**

El día 12 de noviembre de 2013 fue firmado el Convenio Marco del Programa celebrado entre el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos “BANOBRAS” y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua “IMTA” para la elaboración de los diagnósticos, proyectos ejecutivos, supervisión y emisión de los dictámenes técnicos de cumplimiento de acciones. La aplicación de este programa para organismos operadores es de alcance nacional y susceptible de beneficio a recursos no recuperables del FAM, conforme a las disposiciones:

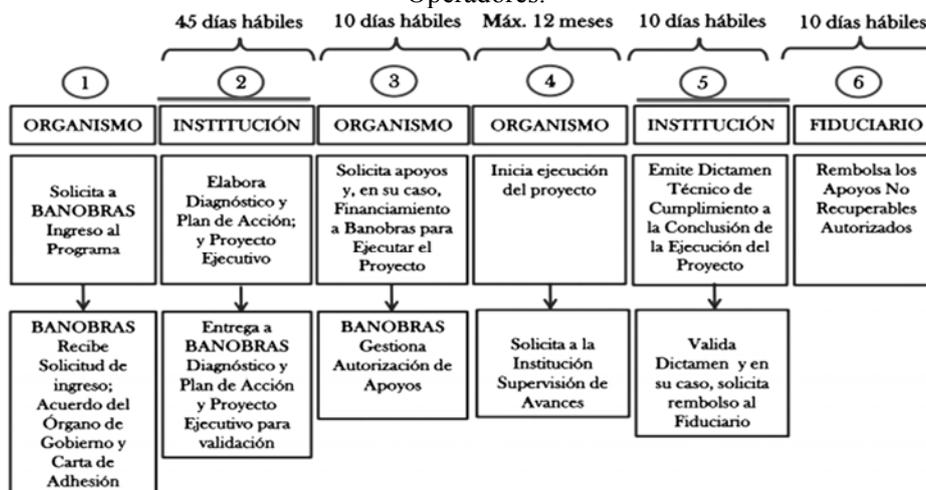
- Organismos que inicien su administración (1<sup>er</sup> año) con un mínimo de 15,000 tomas.
- Enviar a la Subdirección de Asistencia Técnica y Financiera de Banobras (SATF), o a las Delegaciones Estatales los siguientes documentos:
- Solicitud de ingreso al programa firmada por el funcionario facultado.
- Acuerdo del Órgano de Gobierno que autoriza el ingreso al programa
- Carta de Adhesión al Convenio Marco del Programa

Los apoyos que ofrece el programa son los siguientes:

1. 100% del costo por la elaboración del diagnóstico, Plan de acción y Proyecto ejecutivo
2. Reembolso al Organismo Operador del 40% del costo total de inversión por la ejecución del proyecto o hasta 10 mdp como máximo.
3. Financiamiento por parte de BANOBRAS para la ejecución del proyecto (acciones)
4. Asistencia Técnica en el proceso de ejecución (acciones).
5. Elaboración del diagnóstico del área comercial, plan de acciones y proyecto ejecutivo

El programa está conformado por 6 etapas, de las cuales, el IMTA tiene una participación muy importante en la etapa 2 y etapa 5.

Figura 6. Etapas del programa de Modernización de las áreas comerciales de los Organismos Operadores.



FUENTE: BANOBRAS, 2013.

Durante la etapa dos –“diagnósticos, plan de acción y proyecto ejecutivo”, de acuerdo a la Guía para elaborar el diagnóstico de OOA emitido por BANOBRAS, el diagnóstico para cada Organismo Operador debe contener los siguientes puntos: Introducción, descripción general del municipio, descripción del Organismo Operador y área comercial, normatividad y procedimientos, equipamiento e infraestructura informática, instalaciones y mobiliario, áreas de atención al público, padrón de usuarios-toma de lecturas de consumos reparto de recibos, diagnóstico de medidores, facturación de los servicios, validación de lecturas y captura, procesamiento y análisis de datos, recaudación y cobranza, sistema de recaudación, cultura del agua e imagen institucional; y para la elaboración del proyecto ejecutivo: Antecedentes, resultados del diagnóstico y plan de acción (descripción de acciones validas por el Organismo Operador), resumen de costos, programa de ejecución, beneficios, incremento anual en la recaudación, mejora en la prestación de servicios, indicadores de rentabilidad, Valor Presente Neto, Tasa Interna de Rentabilidad y Periodo de Recuperación de la Inversión.

En la etapa 5, cada acción es supervisada, verificada y validada con las evidencias, informes y documentos comprobatorios, cuyos resultados dan pie a la elaboración de un dictamen que permite aprobar el beneficio para cada organismo operador de obtener recursos no recuperables del FAM, vía reembolso, de hasta el 40% de la inversión total autorizada por la ejecución del proyecto de modernización del área comercial o hasta 10 millones de pesos como máximo, IVA incluido en ambos casos. El Organismo debe someter ante el Comité Técnico del Fideicomiso, a través de la SATF, la solicitud de autorización de recursos no recuperables en la modalidad de reembolso a la conclusión de la ejecución de las acciones incluidas en el proyecto.

## RESULTADOS

Se analizaron los resultados de 21 organismos operadores participantes en el programa con una cobertura de presencia en 11 estados de la República Mexicana.

Tabla 1. Proyectos a nivel nacional

No	ESTADO/PROYECTOS		%
1	Chihuahua	2	10%
2	Estado de México	7	33%
3	Baja California Sur	3	14%
4	Baja California	1	5%
5	Puebla	1	5%
6	Morelos	1	5%
7	Colima	1	5%
8	Hidalgo	1	5%
9	Coahuila	1	5%
10	Veracruz	2	10%
11	Tamaulipas	1	5%
<b>TOTAL</b>		<b>21</b>	<b>100%</b>

Figura 7. Ubicación geográfica de los organismos operadores



Tabla 2. Organismos Operadores

JMAS, CHIHUAHUA	Junta municipal de agua y saneamiento de Chihuahua, Chihuahua	CAPDAM MANZANILLO, COL	Dirección comercial de la Comisión de agua potable drenaje y alcantarillado de Manzanillo, Colima.
JMAS DELICIAS	Junta Municipal de Agua y Saneamiento de Delicias, Chihuahua	COMAPA CD. VICTORIA, TAM	Organismo Operador Comisión Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Municipio de Victoria, Tamaulipas
OOMSAPAL-LORETO, BCS	Organismo Operador Municipal del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Loreto	ODAPAS-CHALCO, MEX	Organismo descentralizado de agua potable, alcantarillado y saneamiento del municipio de Chalco, Estado de México
OOMSAPAS-LOS CABOS, BCS	Organismo Operador Municipal del Sistema de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Los Cabos, B.C.S.	SOSAPACH CHOLULA, PUE	Sistema operador de servicios de agua potable y alcantarillado del municipio de San Pedro Cholula, Puebla

OPDAPAS-METEPEC	Organismo Público Descentralizado de Agua Potable y Alcantarillado del Municipio de Metepec, Estado de México	OPDM TLALNEPANTLA, MEX	Organismo Público Descentralizado para la Prestación de los Servicios de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Municipio de Tlalnepantla de Baz
SAH-HUIXQUILUCAN, MEX	Organismo Público Descentralizado "Sistema Aguas de Huixquilucan" Estado de México.	SIMAS SABINAS, COAH	Sistema Municipal de Agua y Saneamiento de Sabinas, Coahuila
OAPAS NAUCALPAN, MEX	Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Municipio de Naucalpan Estado de México.	OOMSAPAS SANTA ROSALÍA MULEGE, BCS	Organismo Operador Municipal del Sistema de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Mulegé, B.C.S.
OPDAPAS-SAN MATEO ATENCO, MEX	Organismo Operador Municipal del Sistema de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de San Mateo Atenco	SAPAC CUERNAVACA, MOR	Sistema de agua potable y alcantarillado del municipio de Cuernavaca, Morelos
OPDAPAS-LERMA, MEX	Organismo Público Descentralizado de Agua Potable, Alcantarillado de Lerma, Estado De México	CAAMT TULANCINGO, HIDALGO	Comisión de Agua y Alcantarillado del Municipio de Tulancingo de Bravo, Hidalgo
CESPM MEXICALI, BC	Comisión Estatal de Servicios Públicos de Mexicali, Baja California	CMAS XALAPA, VER	Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Xalapa, Veracruz
		BOCA DEL RÍO Y MEDELLÍN, VER	Sistema de agua y saneamiento metropolitano de Veracruz

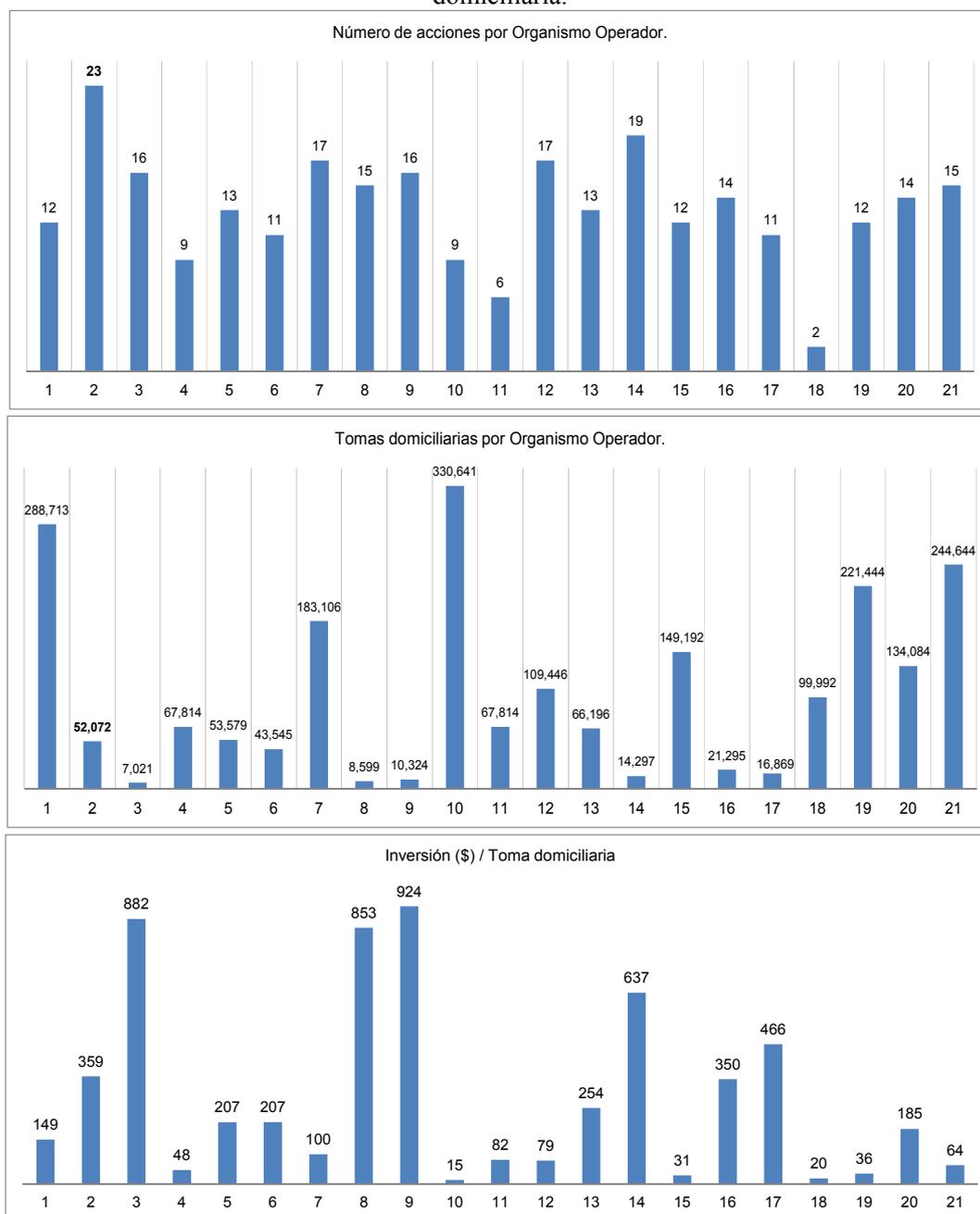
Se identificaron 276 acciones integradas en 37 rubros conceptualizadas a priori por cada organismo operador. Posteriormente se clasificaron en 13 categorías, teniendo la siguiente frecuencia y porcentaje de la inversión.

Tabla 3. Acciones identificadas

ACCIONES IDENTIFICADAS		Número	(%)	% f(inversión total)
1	CAPACITACIÓN Y ORGANIZACIÓN	37	13.4%	3.8%
2	SISTEMA COMERCIAL Y ACTUALIZACIÓN DE PADRÓN DE USUARIOS	16	5.8%	15.8%
3	COBRANZA - TOMA DE LECTURAS Y SISTEMA PAGO	33	11.9%	6.9%
4	EQUIPO DE CÓMPUTO , IMPRESIÓN, CÁMARAS FOTOGRÁFICAS, DIGITALIZACIÓN Y SOFTWARE	45	16.3%	4.1%
5	SERVIDORES, PÁGINA WEB, PROTECCIÓN Y ALMACENAMIENTO DE DATOS	17	6.1%	1.0%
6	MOBILIARIO	12	4.3%	1.1%
7	REMODELACIÓN Y AMPLIACIÓN DE ESPACIOS	14	5.0%	6.1%
8	VEHÍCULOS	20	7.2%	2.7%
9	MEDICIÓN	51	18.4%	51.3%
10	EQUIPO E INFRAESTRUCTURA	7	2.5%	2.5%
11	CULTURA DEL AGUA Y ESTUDIO DE GRABACIÓN	15	5.4%	1.3%
12	ESTUDIOS Y PROYECTOS	5	1.8%	2.9%
13	RADIO COMUNICACIÓN	4	1.4%	0.5%
<b>TOTAL</b>		<b>276</b>	<b>100.0%</b>	<b>100.0%</b>

Se destaca la necesidad de implementar en algunos organismos operadores más de 20 acciones.

Figura 8. Número de acciones, Número de toma domiciliaria e inversión propuesta por toma domiciliaria.



No	Organismo Operador	Año	No	Organismo Operador	Año	No	Organismo Operador	Año
1	JMAS, CHIHUAHUA	2012	8	OPDAPAS-SAN MATEO ATENCO, MEX	2014	15	OPDM TLALNEPANTLA, MEX	2014
2	JMAS DELICIAS	2012	9	OPDAPAS-LERMA, MEX	2014	16	SIMAS SABINAS, COAH	2014
3	OOMSAPAL-LORETO, BCS	2013	10	CESPM MEXICALI, BC	2014	17	OOMSAPAS SANTA ROSALÍA MULEGE, BCS	2014
4	OOMSAPAS-LOS CABOS, BCS	2013	11	CAPDAM MANZANILLO, COL	2014	18	SAPAC CUERNAVACA, MOR	2014
5	OPDAPAS-METEPEC	2014	12	COMAPA CD. VICTORIA, TAM	2014	19	CAAMT TULANCINGO, HIDALGO	2014
6	SAH-HUIXQUILUCAN, MEX	2013	13	ODAPAS-CHALCO, MEX	2014	20	CMAS XALAPA, VER	2014
7	OAPAS NAUCALPAN, MEX	2013	14	SOSAPACH CHOLULA, PUE	2014	21	BOCA DEL RÍO Y MEDELLÍN, VER	2015

Año: Año de ejecución del diagnóstico y proyecto ejecutivo

Acciones identificadas que están orientadas al fortalecimiento de los organismos operadores con inversiones promedio de \$283/toma alcanzando propuestas de inversión de hasta \$900 por toma domiciliaria.

Tabla 4. Resumen de resultados

Proyectos analizados	21
Acciones identificadas	276
Número mayor de acciones por Organismo operador.	23
Número mayor de acciones por concepto	51(medición)
Acciones con mayor frecuencia	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Medición</li> <li>• Equipo de cómputo , impresión, cámaras fotográficas, digitalización y software</li> <li>• Capacitación y organización</li> <li>• Cobranza - toma de lecturas y sistema pago</li> </ul>
Acciones con mayor inversión	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Medición</li> <li>• Sistema comercial y actualización de padrón de usuarios</li> <li>• Cobranza - toma de Lecturas y sistema pago</li> <li>• Remodelación y ampliación de espacios</li> </ul>
Inversión máxima Organismo operador	\$42,948,781
Inversión mínima Organismo operador.	\$2,000,167
Universo de usuarios beneficiarios (toma domiciliaria en los 21 Organismo operador)	\$2,190,687
Promedio de toma domiciliarias	\$104,318



Ilustración 1. Ejemplo de acciones implementadas

## CONCLUSIONES

El Programa de Modernización de las Áreas Comerciales de los Organismos Operadores de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento:

- a) Constituye una alternativa viable para mejorar la eficiencia comercial de los organismos operadores de agua a través de la modernización de sus áreas comerciales, con impacto e incidencia en los procesos de medición, administración y control de usuarios, facturación y recaudación.
- b) Se suma a los programas de las políticas públicas instrumentadas por el gobierno federal para apoyar a los organismos operadores, buscando su fortalecimiento y rentabilidad.
- c) Se encuentra en etapa inicial, es oportuno realizar ajustes para que todos los organismos que se incorporen cumplan las acciones y operaciones necesarias a fin de concluir en tiempo y forma y recibir los reembolsos correspondientes.
- d) Se debe consolidar a nivel nacional, existe un amplio potencial de aplicación en cientos de organismos, hay retos y necesidades de incrementar las eficiencias comerciales y eficiencias de cobro.
- e) Se ve afectado considerablemente por los cambios de administración, estructura orgánica y falta de continuidad en la planeación a nivel municipal.
- f) Identifica como la acción con mayor frecuencia y porcentaje de inversión a la medición.

## Referencias

Informes: Diagnósticos y proyectos ejecutivos de modernización del área comercial del Organismo Operador Municipal del Sistema de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. IMTA, 2013-2015. Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CONAGUA, México, 2013. Manual de operación y procedimientos del Programa de Mejoramiento de Eficiencias de Organismos Operadores, CONAGUA, México, 2010.

Banobras, ANEXO 1. Lineamientos Específicos OOA FAM.

Banobras, ANEXO 3. Guía para elaborar el diagnóstico de OOA

Banobras, ANEXO 4. Guía para elaborar el proyecto ejecutivo de OOA

Banobras, ANEXO 5. Guía para realizar la supervisión técnica

Guía para Organismo Operadores de Agua. Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C.

Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS) [www.banobras.gob.mx](http://www.banobras.gob.mx)

Página Web del Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS) [www.banobras.gob.mx](http://www.banobras.gob.mx)

## **Capítulo 8. Gestión para el manejo de la provisión de agua subterránea en ambientes de dunas costeras con aprovechamiento turístico estacional. El Caso de la Ciudad Balnearia de Villa Gesell**

*Sandra L. Flores (1), Oscar Coriale (2), José Casado (3)*

(1) Instituto Nacional del Agua (Argentina) ocoriale@ina.gob.ar

(2) Instituto Nacional del Agua (Argentina) jcasado@ina.gob.ar

(3) Instituto Nacional del Agua (Argentina) sflores@ina.gob.ar

---

**RESUMEN.** El suministro de agua potable de origen subterráneo, en ambientes de dunas costeras con aprovechamiento turístico de carácter estacional, como es el caso de la localidad balnearia de Villa Gesell, plantea el desafío y la necesidad de cubrir la demanda incrementada de servicio por afluencia de población durante los meses de verano sin ocasionar tensión en la capacidad hidráulica instalada del sistema y/o en el acuífero que le proporciona sustento. El objetivo de la presente investigación consistirá en demostrar, mediante una evaluación de la oferta y la demanda y dadas las interrelaciones físicas, biológicas y socioeconómicas, el impacto ambiental y deterioro que un manejo que ignore esta situación, puede ocasionar sobre la calidad natural del acuífero y sobre la disponibilidad de agua potable en el corto y mediano plazo.

**ABSTRACT.** The supply of drinking water from underground sources, in environments of coastal dunes with tourist use of seasonal, as is the case of the seaside town of Villa Gesell, poses the challenge and the need to cover the increased demand for service population influx during the summer months without causing tension in the installed system and / or the aquifer that provides hydraulic sustenance capacity. The objective of this research will be to demonstrate, through an assessment of supply and demand and given the physical, biologic and socioeconomic relationships, environmental impact and damage that a management that ignores this situation may have on the natural quality of the aquifer and the availability of drinking water in the short and medium term.

---

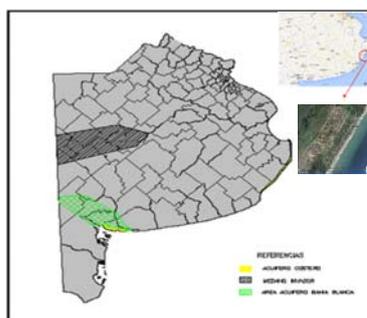
Palabras clave: agua subterránea, oferta (disponibilidad), demanda, capacidad instalada de servicio, calidad natural del acuífero.

Keywords: groundwater, supply (availability), demand, service installed capacity, natural quality aquifer.

## INTRODUCCIÓN

El municipio de Villa Gesell está ubicado sobre la costa atlántica de la provincia de Buenos Aires, en un tramo paralelo a la misma de, aproximadamente, 41km con dirección nor- noroeste y un ancho promedio de 3 km entre las latitudes 37° 10' y 37° 31' Sur y longitudes entre 56° 51' y 57° 10' Oeste (Fig.1).

Fig. 1- Localización del acuífero



Fuente: Elaboración Propia

El modelo conceptual está constituido, desde el punto de vista físico natural, por un cordón medanoso y una línea de ribera marítima por el este mientras que hacia el oeste se desarrolla una planicie pre-litoral que se relaciona con la llanura pampeana, localizada más al oeste, a través de una ruptura de pendiente de unos 2 m de desnivel a favor de la llanura pampeana (Fig.2).

Fig. 2 -Mapa Geomorfológico del Municipio de Villa Gesell

Fuente: Ferreiro (1986)



Comprende la porción de la región litoral marítima, entre el océano Atlántico y la llanura pampeana. Para conocer su funcionamiento en relación con los recursos hídricos, describiremos varias grandes unidades de medio físico, dispuestas paralelamente a la costa atlántica, de acuerdo con la siguiente secuencia:

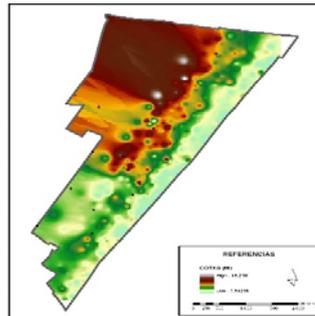
- Planicie de explayamiento aluvial pampeano
- Planicie palustre pre-litoral (bañado)
- Cordones palustres
- Planicie aluvial de arroyo chico
- Planicie aluvio – coluvial
- Cordón de dunas o médanos litorales
- Línea de ribera litoral marítima

En superficie, el cordón de dunas o médanos litorales es la unidad geomorfológica más importante,

ocupando por completo la región estudiada, además de la línea de ribera. El cordón arenoso de origen eólico litoral está constituido casi en su totalidad por dunas vivas, de arenas amarillentas de edad reciente (Ferreiro, 1986). La línea de ribera está conformada por una angosta playa de no más de 100 mts. de desarrollo al Este del cordón medanoso.

Observando el modelo digital de elevaciones, podemos apreciar un gradiente NW – SE, desde las máximas alturas que alcanzan los 15 m sobre el nivel del mar descendiendo hasta un mínimo de alrededor de 3 m, superpuesto al general W-E. (Fig.3)

Fig 3- Modelo Digital de elevaciones del municipio de Va. Gesell



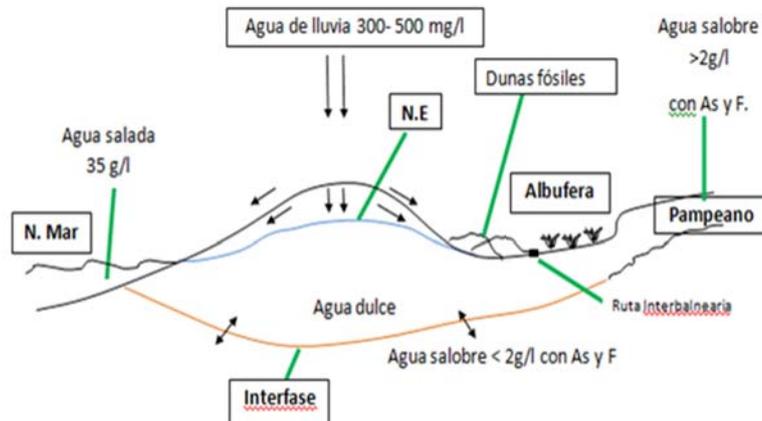
Fuente: Coriale, Flores ,Silva, Calabrò, Valdes, Santacapita, (2014)

Hidrogeomorfológicamente es un ambiente de barjanes, médanos en forma de medialuna, que descargan el agua pluvial simultáneamente hacia el mar y hacia el continente (albufera). (fig. )

El drenaje local puede caracterizarse diciendo que el área estudiada recibe una pluviosidad total anual de alrededor de 900 mm que cae, especialmente, durante el periodo invernal y discurre por el terreno de acuerdo con el siguiente esquema:

- Área de infiltración predominante: cordón de médanos o dunas litorales.
- Áreas de transferencia lateral de excedentes de infiltración: planicie aluvio- coluvial y línea de ribera.
- Áreas de escurrimiento superficial predominante: no encauzado (planicie palustre prelitoral) y encauzado (planicie aluvial de río Chico). (Fig 4)

Fig 4 – Modelo de Drenaje local



Fuente : Coriale, Flores , et al. (2014)

En profundidad, el subsuelo de la región se integra por sedimentos producto de intrusiones marinas de edad pliocena y pleistocena. Estos acontecimientos han afectado no sólo el subsuelo de la franja medanosa, sino que también se extienden hacia el interior del continente, marcando la antigua línea de costa. (Ferreiro, 1987)

El conocimiento de la geología, reviste fundamental importancia para interpretar más acabadamente la dinámica del agua subterránea y calcular las reservas del recurso.

Para poder alcanzar estos objetivos, se ejecutó un estudio de geoelectrica que permitió describir la geometría del área acuífera en base a la resistividad, apoyada mediante un perfil transversal a la duna de pozos de estudio –explotación, que posibilita además definir las características hidrolíticas del subsuelo.

En base a estos antecedentes y con el objeto de garantizar el equilibrio químico y dinámico de este acuífero, desarrollado en ambiente de dunas costeras con recarga única pluvial y con límites laterales tales como 35 g/l en el mar y superior a 2 g/l con arsénico y flúor en aguas continentales, se plantea el diseño de obras de captación de profundidad no mayor a 30 /40 mts y área filtrante para un *caudal máximo* de 30 m<sup>3</sup>/h.

## **OBJETIVO**

El objetivo principal de este trabajo consistió en verificar las condiciones de explotación anual y el planteo de recomendaciones para la mitigación del deterioro a partir de los análisis derivados del trabajo de campo que probaron el descenso en los niveles freáticos lo cual pone en tensión la estabilidad del sistema por el riesgo cierto de salinización del acuífero explotado para el suministro.

## **METODOLOGÍA**

Para cumplir con el objetivo propuesto se planteó la siguiente metodología de trabajo:

- A) Caracterización actual del sistema de sistema de provisión de agua potable en el acuífero de Villa Gesell
- B) Estimación de la oferta máxima recomendada de agua potable en función de la capacidad localmente instalada
- C) 1- Estimación de la demanda teórica para la población estable.

2- Estimación de la demanda teórica para la población incrementada con afluencia turística

## **CARACTERIZACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE PROVISIÓN DE AGUA POTABLE EN EL ACUÍFERO DE VILLA GESELL**

### **Evaluación de la red**

La red de provisión de agua potable geselina se encuentra integrada por una batería de 64 perforaciones de explotación, las cuales fueron objeto de relevamiento por parte del Instituto Nacional del Agua en colaboración con Obras Sanitarias y el municipio balneario. Se recopilaron, además antecedentes de cada pozo, dispersos entre empresas perforistas y otras instituciones, dado que en Obras Sanitarias de Villa Gesell no existía información básica disponible (perfilaje, perfiles de entubamiento, Q, niveles, etc.). Se verifico el estado de servicio electromecánico, y manifold de cada obra. El conocimiento proporcionado por este examen previo nos permitió comprender el estado del sistema de suministro de agua y del acuífero en el ejido urbano de la ciudad a fin de estimar las

disponibilidades y efectuar las recomendaciones pertinentes para asegurar la provisión de agua en el corto y mediano plazo. (Coriale, Flores, et. al. 2014)

### Trabajo de campo

El mismo fue realizado a través de tres campañas hidrogeológicas, totalizando 65 perforaciones visitadas, 64 de las cuales fueron objeto de reconocimiento ocular y registro de parámetros físicos y químicos. La restante no fue encontrada. El instrumental de campaña empleado consta de dos sondas para medir niveles de agua en las perforaciones, un GPS GARMIN que permite determinar las coordenadas geográficas de cada pozo, un tanque aforador para efectuar los ensayos de caudal, un conductivímetro electrónico a batería que posibilita medir conductividad, salinidad y sólidos disueltos totales de las muestras de agua tomadas en cada una de las locaciones. Además se utilizaron cintas reactivas para medir Ph, cintas métricas, cronómetros y cámaras fotográficas. La secuencia de tareas consistió en volcar en un mapa todas las localizaciones a visitar en el día para diseñar la logística que permitiese optimizar el tiempo en los desplazamientos entre perforaciones. Luego del arribo a la localización prevista, se busca la boca del pozo y se toman las coordenadas GPS. A continuación se procede a la remoción de la tapa y al ingreso de la sonda para medir niveles dinámico / estático según la bomba esté o no funcionando. Seguidamente se conecta una manguera a la "T" hasta el tanque aforador para efectuar el aforo de caudal y el ensayo de recuperación. Al mismo tiempo se toma la muestra de agua para medir salinidad y sólidos disueltos con el conductivímetro y PH con las cintas reactivas. Se registran todos los valores obtenidos en las fichas de campo diseñadas ad hoc, donde también se asienta el estado de la impulsión. La ficha correspondiente al estado electromecánico fue relevado entre campañas por personal contratado por el INA, residente en Gesell y de OSN del municipio. Para finalizar se toman fotografías de la perforación y de los tableros para documentar la condición en que se encuentran al momento de la inspección. . (Coriale, Flores, et. al. 2014)

### **Análisis de resultados**

#### Trabajo de gabinete

Consistió en volcar toda la información recopilada en tablas Excel para su integración en un SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA mediante el procedimiento de geocodificación de coordenadas geográficas procedentes del GPS, que debieron ser posteriormente proyectadas para su incorporación al mapa base municipal.

Por otro lado se procedió a la digitalización y georreferenciación de cotas procedentes de las memorias de obra de la Red de Colectores cloacales municipales realizada en el año 1985. Sobre esta base se confeccionó el modelo digital de elevaciones que proporcionó la información topográfica necesaria para acotar los niveles estáticos medidos en el campo. La única salvedad es que las cotas no cubren la totalidad del ejido urbano por lo cual, mediante el uso del software ARC-Gis y SURFER se ha aplicado el método de extrapolación para cubrir la información faltante. Cabe destacar que todas las cotas fueron referidas a cotas IGN (ex IGM) aplicando el factor de corrección presente en las memorias mencionadas.

Se reunió, asimismo, toda la información antecedente disponible, en especial la procedente de un relevamiento similar realizado por el INA en la década del '80, lo cual permitió conocer la evolución de la freaticimetría del acuífero por comparación con los datos obtenidos en la actualidad. Otros mapas fueron realizados en relación con los valores históricos de conductividad eléctrica. El análisis de ambas variables fue utilizado para diagnosticar el estado actual y prever el futuro aprovechamiento del acuífero de Villa Gesell. Se han confeccionado las monografías que corresponden a cada una de las

perforaciones, conteniendo la auditoría con el archivo fotográfico, las fichas de censo del estado de cada obra y la ficha electromecánica, además de información escaneada antecedente que incluye: perfiles de entubamiento e hidrogeológico así como perfilajes eléctricos. Esta información se pudo completar sólo para algunas de las perforaciones de explotación actuales.

Al cabo de nuestra inspección evaluatoria se notó, a simple vista, un gran deterioro de la obra civil de cada pozo de abastecimiento de agua potable, seguramente debido al tiempo que ha permanecido sin mantenimiento técnico. (Coriale, Flores, et. al. 2014)

### Modelado digital de la napa freática y de la conductividad

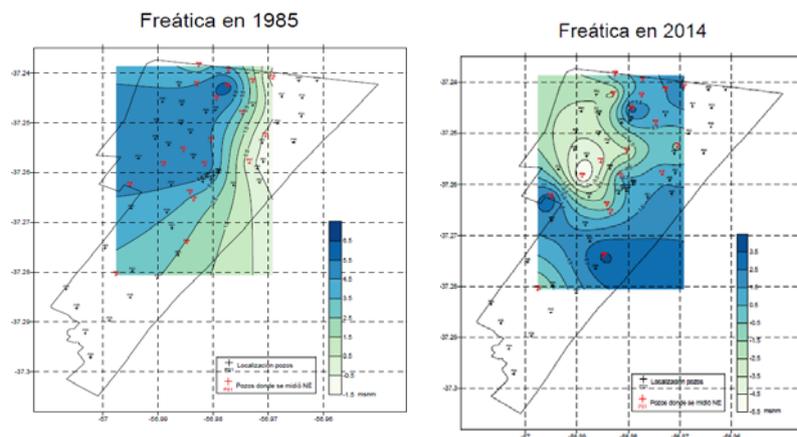
Durante la campaña se midieron niveles estáticos (NE) en 19 de los 64 pozos de la ciudad de Villa Gesell. Para acotar dichos niveles se utilizó información topográfica proveniente de la obra de colectores cloacales realizada por la Dirección Provincial de Obras Sanitarias que no cubría la totalidad de la superficie de la ciudad, por lo tanto parte de la información fue extrapolada utilizando software específico.

Se contó también con información de niveles freáticos del año 1985 lo que permitió comparar el estado inicial del acuífero al momento de la instalación de la red de agua con el estado actual del mismo 30 años después.

La ausencia de un registro histórico continuo impide determinar a ciencia cierta la evolución del acuífero, sin embargo, incluso con la poca información con que se cuenta, resulta posible advertir diferencias significativas entre ayer y hoy que comprometen la salud de aquel.

En el mapa que representa la freaticimetría en 1985, es posible reconocer una zona de recarga en el centro de la faja de médanos –zona más elevada del manto freático- y una disminución radial de los niveles a partir de ella. El gradiente más pronunciado se observa hacia el este en dirección a la costa. Este esquema responde al esperado para un acuífero libre costero en condiciones naturales.

Fig 5- Evolución de la Freaticimetría 1985- 2014



Fuente: Coriale, Flores, et. al. (2014)

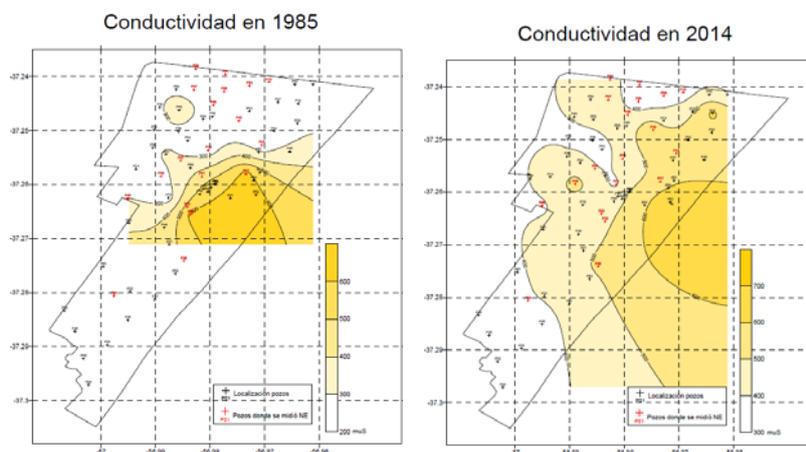
La situación normal cambia de forma clara en el mapa actual, donde se exponen los niveles obtenidos recientemente. La zona de recarga que se encontraba bien definida en 1985 hoy aparece “cortada” por un gran cono de depresión cuyos niveles están por debajo de la cota cero que representa el nivel del mar. Se observa además un descenso absoluto de los niveles siendo de 3 m el máximo nivel freaticimétrico actual mientras que en 1985 el máximo era de 5 m. (Fig. 5)

La caída general del manto freático y la existencia de una depresión por debajo del nivel del mar donde antes se encontraba la zona de recarga indican un cambio en el sentido de circulación del agua subterránea. En 1985 la descarga del acuífero se producía en la costa controlando el ingreso de agua salada al continente. Hoy día la freatimetría indica un flujo contrario según el cual el agua salada proveniente del mar ingresa en la faja de médanos salinizando el acuífero dulce.

Existe además un segundo factor de riesgo. El alivio de presión (caída de niveles) en el acuífero freático puede ocasionar el ascenso de aguas más profundas con alto contenido de sales y otros elementos que podrían resultar tóxicos.

Los valores históricos de conductividad eléctrica y los medidos en la reciente campaña soportan estas conclusiones. Se detectó un aumento promedio del 57% en la conductividad pasando un valor medio en 1985 de 322  $\mu\text{S}$  a 506  $\mu\text{S}$  en 2014. Los mapas de conductividad en 1985 y 2014 respectivamente muestran el corrimiento de las curvas de isoconductividad hacia el continente. (Fig. 6)

Fig. 6- Evolución de los valores de conductividad / salinidad 1985- 2014



Fuente: Coriale, Flores, et. al. (2014)

Dentro de este esquema el pozo N° 16 ubicado en la esquina de Calle 107 y Av. 12 arrojó un valor anormalmente alto de conductividad, 1400  $\mu\text{S}$ , aproximadamente un 200% mayor que el valor medio del acuífero. Esta anomalía es producto de algún problema particular del pozo pero podría estar vinculada con el esquema general antes planteado, por ejemplo que los caudales de extracción sean muy elevados, la depresión local grande y se produzca el ascenso de aguas profundas.

Esta leve salinización del acuífero no representa un peligro en el corto plazo ya que los valores de conductividad están todavía muy por debajo de los máximos tolerables para consumo humano ( $\approx 2500 \mu\text{S}$ ), sin embargo el riesgo de salinización del acuífero por ingesión de agua marina existe y debe ser atendido antes de que el proceso sea irreversible y afecte la vida de la población local. (Coriale, Flores, et. al. 2014)

#### D) Estimación del agua útil explotable.

El área urbanizada actual de Va. Gesell, cubre una superficie de unos 7 km en el sentido longitudinal y 2.5 km transversalmente, sumando hacia el nor-noreste y sur-sureste importantes extensiones de terreno medanoso no utilizado.

La población permanente se acerca a los 40.000 habitantes. Durante la época estival, se ve fuertemente incrementada ya que recibe en promedio unos 400.000 turistas.

El área de infiltración natural se ve disminuida en un 30% debido a la impermeabilización generada por el avance de la urbanización, lo que implica la transformación del volumen de infiltración en un aumento de la escorrentía.

En este ambiente de dunas costeras, la única fuente de recarga de los acuíferos subterráneos es el agua de lluvia por lo cual, lo antedicho, genera una disminución de la recarga en un 30%.

Conociendo el valor de precipitación promedio en Va. Gesell y la superficie de recarga se puede calcular el volumen teórico de agua infiltrada.

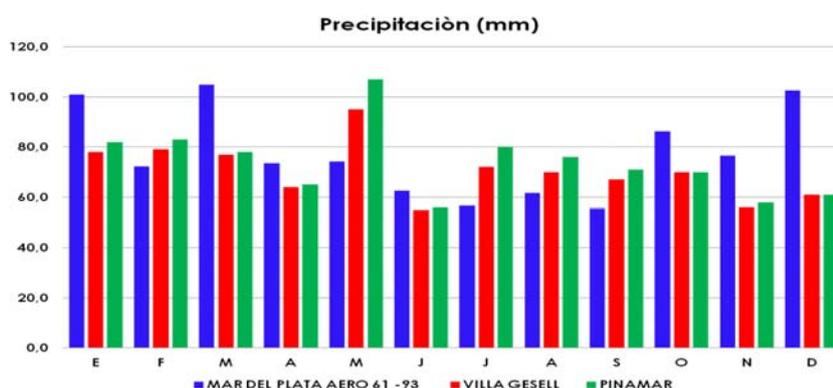
Tabla 1 Precipitación Media Mensual (mm) Localidades Balnearias Municipio De La Costa Período 1961 – 1993

Estación	Periodo	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
Mar del Plata Aero	61 -93	101,0	72,3	105,0	73,6	74,3	62,6	56,6	61,6	55,6	86,2	76,5	102,6	928,0
Villa Gesell		78,0	79,0	77,0	64,0	95,0	55,0	72,0	70,0	67,0	70,0	56,0	61,0	844,0
Pinamar		82,0	83,0	78,0	65,0	107,0	56,0	80,0	76,0	71,0	70,0	58,0	61,0	887,0

Fuente: <http://es.climate-data.org/location/143103/> ; <http://es.climate-data.org/location/764093/>

El valor de precipitación media anual de la ciudad de Villa Gesell, construido en base a promedios mensuales de una serie de 30 años, es de 850 mm, siendo el más bajo de las localidades balnearias del Municipio de la Costa con datos registrados. (Tabla 1). Las mismas se distribuyen más o menos uniformemente, presentando un máximo promedio durante el mes de Mayo y valores bajos en Noviembre y Diciembre con un mínimo promedio en el mes de Junio. (Fig 7)

Fig. 7 Precipitación Media Mensual Localidades Balnearias Municipio de la Costa Período 1961 – 1993



Fuente: Tabla 1

El cálculo de infiltración se efectuará en base al Método de José García y Ofelia M. E. de García (en García – García, 1984) En este análisis se considera principalmente la porosidad absoluta y la retención específica del sedimento, siendo en este caso del 40% y del 17%, respectivamente, para una

arena fina. Si partimos de la premisa que durante el evento la evapotranspiración es cero, la retención específica es restada del agua total insumida para obtener el valor de la recarga.

Sabiendo además que en el Partido de Villa Gesell, la superficie del área urbana es de 20 km<sup>2</sup>, de la cual el área edificada /impermeabilizada es de 6 km<sup>2</sup>, equivalente al 30% de la superficie total, tenemos que la superficie del área de recarga útil representa el 70% restante (14 km<sup>2</sup>)

Tabla 2–Área de Recarga Útil en Función de la Superficie Impermeabilizada

<b>Superficie del área urbana</b>	20 km <sup>2</sup>	100%
<b>Superficie del área interferida</b>	6 km <sup>2</sup>	30%
<b>Superficie del área de recarga útil</b>	14 km <sup>2</sup>	70%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3–Total Teórico de Agua Infiltrada en Función de la Precipitación Media Anual

<b>Precipitación media anual</b>	850 mm
<b>Total teórico de agua infiltrada</b>	340 mm

Fuente: Elaboración propia

Podemos calcular la recarga:

Tabla 4–Capacidad de campo en función de las características del Acuífero de Va. Gesell y de la superficie edificada

<b>Espesor medio no saturado</b>	6 m
<b>Porosidad efectiva</b>	0.4
<b>Volumen de material no saturado</b>	a) 20 km <sup>2</sup> x 6 = 120 Hm <sup>3</sup> b) 14 km <sup>2</sup> x 6m = 84 Hm <sup>3</sup>
<b>Capacidad de campo</b>	a) 48 Hm <sup>3</sup> b) 33.6 Hm <sup>3</sup>
<b>Retención específica 17%</b>	a) 8.16 Hm <sup>3</sup> b) 5.71 Hm <sup>3</sup>

Fuente: Elaboración propia

Llegado a este punto, contamos con todas las variables necesarias para el cálculo de la infiltración que fueron sistematizados en la siguiente tabla:

Tabla 5 Total de Agua Insumida (HM<sup>3</sup>) para distintos niveles de impermeabilización

A	B	C	D	E	F	G	H	I
Área de estudio Km <sup>2</sup>	Precip. mm	Espesor no sat. m	Vol no sat. Hm <sup>3</sup>	Porosidad Absoluta Hm <sup>3</sup> (40% de D)	Retención específica Hm <sup>3</sup> (17% de E)	Porosidad Efectiva Hm <sup>3</sup> (E-F)	P Área de estudio Hm <sup>3</sup>	Total agua insumida Hm <sup>3</sup>
20	850	6	120	48	8,16	39,84	17	6,8
14	850	6	84	33,6	5,71	27,89	11,9	4,76
6	850	6	36	14,4	2,45	12	5,1	2,04

Fuente: Elaboración propia

El volumen de agua explotable resulta:

Tabla 6 Agua Útil Explotable

Indicador	Medida
Superficie área urbana	20 km <sup>2</sup>
Espesor medio del acuífero	40 m
Volumen total del acuífero	800 hm <sup>3</sup>
Contenido de agua (40%)	320 hm <sup>3</sup>
Retención específica	55 hm <sup>3</sup>
Agua útil - explotable	265 <sup>3</sup>

Fuente: Elaboración propia

### ESTIMACIÓN DE LA OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE EN FUNCIÓN DE LA CAPACIDAD LOCALMENTE INSTALADA

#### Estimación de la oferta máxima recomendada de agua potable en función de la capacidad localmente instalada

La oferta actual de agua potable en el municipio de Villa Gesell está representada por una batería de 64 pozos de explotación, con una capacidad de producción teórica por perforación de 30 m<sup>3</sup>/h:

Así podemos estimar un:

- ✓ Caudal ½ teórico de producción diaria = 46080 m<sup>3</sup>/d
- ✓ Caudal ½ teórico de producción mensual = 1382400 m<sup>3</sup>/m
- ✓ Caudal ½ teórico de producción anual = 16.58 hm<sup>3</sup>/año

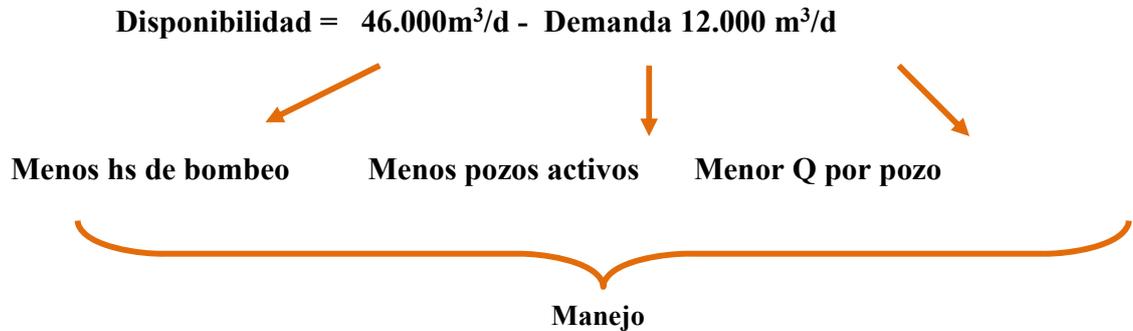
#### Estimación de la demanda teórica para la población estable de la villa turística

La población permanente de la localidad de Villa Gesell asciende a 40.000 hab. mientras que la afluencia de turismo durante los meses de verano multiplica esa cantidad por diez, obteniéndose un aporte estacional de 400.000 hab. agregados a la población estable.

En efecto la Demanda teórica de la población estable (40.000 hab.) se satisface con una dotación de 300 lts /hab/día. Esto equivale a un consumo permanente:

- ✓ Diario = 12.000 m<sup>3</sup>/d
- ✓ Mensual = 360.000 m<sup>3</sup>/mes
- ✓ Anual = 4,32 hm<sup>3</sup>/año

Esto plantea una situación sustentable que permite realizar un manejo adecuado del sistema, puesto que la demanda de Marzo a Diciembre es inferior a la disponibilidad.



#### **V-C- Estimación de la demanda teórica para la población incrementada con afluencia turística**

En el caso particular de los meses de mayor demanda (Enero–Febrero) puede determinarse la necesidad de una futura restructuración del sistema ya que resultaría insuficiente para este periodo, dicha insuficiencia puede estimarse mediante el planteamiento de las siguientes hipótesis:

- Cálculo de la dotación lts/día considerando el funcionamiento de 64 bombas de 30 m<sup>3</sup>/h cada una y una población de 400000 hab.

**Dotación: 30 m<sup>3</sup>/h x 64 x 24 hs/ 400000 hab = 0.11 m<sup>3</sup>/hab. /día= 110 lts/hab/día**

Lo que resulta un tercio de la dotación recomendada.

- Calculo de caudal por bomba para cumplir la dotación de 300 lts/hab/dia con 64 bombas funcionando durante 24 hs.

**Caudal: 0.3 m<sup>3</sup>/día x 400000 hab / 24 hrs x 64 = 78.12 m<sup>3</sup>/h**

Lo cual demuestra que se debe extraer más del 100% recomendado por bomba. Esto último resultaría por demás imposible dado que, cada perforación sólo puede bombear hasta un máximo de 30 m<sup>3</sup>/h, en coincidencia con el diseño de cada obra de captación ejecutada.

Como primera conclusión podemos decir que, en virtud de lo analizado, que el consumo de la población permanente equivale al 25% de la disponibilidad media anual del recurso. Durante los meses con afluencia turística la demanda supera ampliamente a la oferta, de acuerdo a la capacidad instalada.

Por otro lado según muestran los resultados en los meses de mayor afluencia, la demanda no podría ser sustentada lo cual, de acuerdo con datos proporcionados por operadores del servicio, más allá de establecer una menor dotación per cápita, toda el área de cobertura permanece servida durante las 24 hs lo que, en principio, haría suponer la existencia de fuentes de abastecimiento privadas (hoteles, residenciales, condominios, etc.) que complementan el servicio municipal.

Esta situación más allá de resultar beneficiosa desde el punto de visto de la satisfacción de la demanda, es sumamente riesgosa para mantener la estabilidad fisicoquímica e hidráulica del acuífero en producción.

Con un valor Global de explotación anual del servicio según los datos calculados:

- ✓ **Consumo teórico anual** = **3,60 Hm<sup>3</sup>/Año**
- ✓ **Consumo turístico (enero-febrero)** = **2,80 Hm<sup>3</sup>**
- ✓ **Global Consumo teórico** = **6,40 Hm<sup>3</sup>**

Como vemos desde el punto de vista estricto de la oferta y la demanda, el volumen de agua útil explotable del acuífero es de 265 hm<sup>3</sup> mientras que, el consumo teórico global, que incluye las necesidades de la población estable y la transitoria en los meses de verano, es de tan solo 6,40 hm<sup>3</sup>.

## **CONCLUSIONES**

El acuífero, que constituye el recurso natural que sustenta la explotación de agua para consumo humano, se desarrolla en ambiente de dunas costeras con recarga única pluvial y con límites laterales tales como 35 g/l en el mar y superior a 2 g/l con arsénico y flúor en aguas continentales.

La red de provisión de agua potable geselina se encuentra integrada por una batería de 64 perforaciones de explotación las que, con el objeto de garantizar el equilibrio químico y dinámico de este acuífero, fueron diseñadas como obras de captación de profundidad no mayor a 30 /40 mts y área filtrante para un caudal máximo de 30 m<sup>3</sup>/h.

La población estable del municipio de Va. Gesell (40.000 hab) se multiplica por diez durante la época estival llegando a alcanzar en promedio 400.000 hab.

La demanda de agua potable global anual teórica es de 6.40 Hm<sup>3</sup>/ año lo cual, no representaría un problema desde el punto de vista de la reserva de agua útil explotable, que es de 265 Hm<sup>3</sup>.

Lo anterior pone en evidencia que no se trata de un problema por falta de disponibilidad de agua sino de preservación de la calidad del recurso.

En efecto sí tenemos un problema de capacidad de abastecimiento, por un lado, un exceso de capacidad instalada para abastecer a la población estable durante los diez meses de temporada baja, lo cual posibilita un manejo adecuado. La situación se invierte en temporada estival debiendo entregar, de acuerdo con estimaciones propias, ya sea un 33% de la dotación diaria recomendada (110 lts./hab/día) o bien bombear 78.12 m<sup>3</sup>/h lo cual implicaría que se debe extraer más del 100% posible por bomba.

En el área de recarga del acuífero ya se nota la depresión en el nivel freático y el aumento en los valores de conductividad/salinidad (fig 5 y 6). que atentan contra la preservación de la calidad físico química del acuífero a mediano y largo plazo.

Luego de treinta años de producción continua se evidencian problemas de gestión en el manejo del servicio de provisión de agua potable, lo cual se verifica en el área mencionada.

## RECOMENDACIONES

- ❖ Auditorias periódicas del sistema a través de:
  - Censos hidrogeológicos e hidroquímicos estacionales
  - Controles de producción por obra:
    - Consumo energético
    - Mediciones de caudal
  
- ❖ Ampliación de la capacidad instalada del servicio
  - Ejecución de la obra de explotación
  - Ejecución de cisternas
  - Redes de impulsión
  - Redes de distribución
  
- ❖ Inventario de obras no declaradas.

## REFERENCIAS

Ferreiro, V. J., & Giraut, M. (1986) Mapa Geomorfológico del Área Urbanizada del Municipio de Villa Gesell. En Incyth, Centro de Hidrología Aplicada, Unidad Geología y Sedimentología, Ezeiza, Bs. As.

Ferreiro, V. J., (1987). Estudio Hidrogeológico Integral del Acuífero en el Área del Municipio de Villa Gesell. En Secretaria de Recursos Hídricos, Centro de Hidrología Aplicada, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell (INCYTH.), Caracterización Geomorfológica y Evaluación del Medio Físico (12 pp.), Ezeiza, Bs. As.

Hurtado, H. C., & Meleguer, E., & Werner, N. A. (1987) Prospección Hidrogeológica por Métodos Geoelectrónicos en el Acuífero Costero de Villa Gesell. Aplicación del programa cortes. En Secretaria de Recursos Hídricos, Centro de Hidrología Aplicada, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell Centro de Investigaciones Hidrológicas Ezeiza, Servicio de prospección Hidrogeológica, (INCYTH.), Caracterización Geomorfológica y Evaluación del Medio Físico (32 pp.), Ezeiza, Bs. As.

Felici, G. S. (1989) Perforación Villa Gesell 3. Informe Sedimentológico, Descripción y Curvas Granulométricas. En Secretaria de Recursos Hídricos, Centro de Hidrología Aplicada, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell , Centro de Investigaciones Hidrológicas Ezeiza, Unidad de prospección Hidrogeológica, Laboratorio de Sedimentología. Caracterización Geomorfológica y Evaluación del Medio Físico (INCYTH.), (22pp); Ezeiza.

Felici, G. S. (1989) Perforación Villa Gesell 2. Informe Sedimentológico, Descripción y Curvas Granulométricas. En Secretaria de Recursos Hídricos, Centro de Hidrología Aplicada, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell, Centro de Investigaciones Hidrológicas Ezeiza, Unidad de prospección Hidrogeológica, Laboratorio de

Sedimentología. Caracterización Geomorfológica y Evaluación del Medio Físico (INCYTH.), (29pp); Ezeiza.

Felici, G. S. (1989) Perforación Villa Gesell 1. Informe Sedimentológico, Descripción y Curvas Granulométricas. En Secretaria de Recursos Hídricos, Centro de Hidrología Aplicada, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell, Centro de Investigaciones Hidrológicas Ezeiza, Unidad de prospección Hidrogeológica, Laboratorio de Sedimentología. Caracterización Geomorfológica y Evaluación del Medio Físico (INCYTH.), (41pp); Ezeiza.

Luna, A. R. Interpretación Paleoambiental del Subsuelo de Villa Gesell, Provincia de Buenos Aires. En Secretaria de Recursos Hídricos, Centro de Hidrología Aplicada, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell, , Centro de Investigaciones Hidrológicas Ezeiza, Servicio de prospección Hidrogeológica, Sección Sedimentología, Caracterización Geomorfológica y Evaluación del Medio Físico (INCYTH.), (48pp); Ezeiza.

Coriale, A., & Nagy, M. A. & Amato, S. (1995) Perforaciones de Exploración y Explotación Villa Gesell N° 1, 2, 3 Y 4. Sedimentología, Perfilaje, Perfil de Entubamiento. En Presidencia de la Nación, Secretaria de Recursos Naturales y Ambiente Humano, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell . Informe (INCYTH.), (40 pp.), Ezeiza, Bs. As.

Coriale, A., & Nagy, M. A. & Arensburg. (1995) Perforaciones de Exploración y Explotación Villa Gesell N° 5, 6,7, 8, 9 y 10. Sedimentología, Perfilaje. Perfil de Entubamiento. Descripciones y Curvas Granulométricas. En Presidencia de la Nación, Secretaria de Recursos Naturales y Ambiente Humano, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, Convenio Incyth – Municipalidad de Villa Gesell. Informe (INCYTH.), (40 pp.), Ezeiza, Bs. As.

Coriale A., & Flores, S. L., & Silva, A., & Calabrò R., & Valdes, S. & Santacapita, M. (2014) Caracterización del estado actual del acuífero de Villa Gesell. Diagnóstico del servicio de agua potable. En Ministerio De Planificación Federal, Inversión Pública Y Servicios Secretaría De Obras Públicas Subsecretaría De Recursos Hídricos Instituto Nacional Del Agua, Dirección De Servicios Hidrologicos, Convenio Ina – Municipalidad de Villa Gesell. (153 pp), Ina, Ezeiza.

Climate-data.org, (2015) Estadísticas Climatológicas Localidades Balnearias del Municipio De La Costa Período 1961 – 1993. Recuperado de <http://es.climate-data.org/location/143103/>, <http://es.climate-data.org/location/764093/>

## Sección 5

# Análisis de riesgo, vulnerabilidad y transitorios hidráulicos

## Capítulo 1. Control del fenómeno de separación de columna permitiendo el ingreso de aire

*Eduardo Rodal Canales (1), René Autrique Ruiz (2) y Alejandro Sánchez Huerta (3)*

(1 y 3) Universidad Nacional Autónoma de México (México) [erc@pumas.ii.unam.mx](mailto:erc@pumas.ii.unam.mx), [ash@pumas.ii.unam.mx](mailto:ash@pumas.ii.unam.mx)

(2) Policonductos (México) [rautrique@prodigy.net.mx](mailto:rautrique@prodigy.net.mx)

---

**RESUMEN.** Los efectos de depresión y de sobrepresión asociado al fenómeno conocido como separación de columna líquida pueden controlarse permitiendo el ingreso de aire a la tubería de conducción. El efecto benéfico del aire ingresado tiene a veces el inconveniente de su difícil eliminación de la tubería. En este trabajo se resume el comportamiento observado en experimentos realizados en modelos físicos, expresando los resultados mediante variables adimensionales, que describen al fenómeno de manera general, es decir, para todos los casos. Se propone instalar una cámara auxiliar, en el sitio en que ocurre la separación de columna, que pueda alojar el aire ingresado temporalmente, permitiendo el control de la depresión y de la sobrepresión, y evitando la entrada del aire a la tubería de conducción.

**ABSTRACT.** The low and high pressure effects associated with water column separation can be control by allowing the entrance of air to pipeline. The beneficial effect of incoming air can have the inconvenience of its difficult elimination from the pipeline. This paper summarizes the results of experiments made in physical models, expressed with dimensionless variables that describe the water column separation in general form, that is, for all possible cases. We propose the installation of an auxiliary chamber at the site of occurrence of the water column separation, able to store the incoming air, allowing the control of the low and high pressures, and avoiding the entrance of air to the pipeline.

---

Palabras clave: separación de columna, aire atrapado, flujo transitorio, golpe de ariete.

Keywords: water column separation, trapped air, hydraulic transient flow, water hammer.

## **INTRODUCCIÓN**

El fenómeno conocido como separación de columna líquida puede producirse en los sistemas de transporte de agua como consecuencia del golpe de ariete, si transitoriamente se alcanza la presión de vaporización en algún lugar de la conducción. Bajo estas condiciones, el agua líquida se convierte en vapor y da origen a la formación de una cavidad, que crece hasta alcanzar un volumen máximo, que posteriormente decrece hasta colapsar. Al colapso de la cavidad se le denomina reunión de columna. Debido a que la reunión de columna corresponde a la condensación del vapor de agua, la cavidad tiende a disminuir su volumen, dando origen a velocidades de retorno que al colapso producen sobrepresiones importantes, capaces de provocar la rotura de las tuberías. Si se permite transitoriamente el ingreso de aire, a través de una válvula de no retorno conectada a la atmósfera, la presión mínima será la presión atmosférica que rodea la conducción y se evitará la vaporización del agua. El aire ingresará hasta que la columna se detenga, y al presentarse la presión positiva la válvula de no retorno se cerrará, por lo que la columna provocará la compresión del aire que ingresó, y en consecuencia la disminución del volumen ocurrirá a una menor velocidad que la que se presenta en el colapso de la cavidad de vapor, limitando la aceleración de la reunión de columna y con esto disminuyendo considerablemente la sobrepresión alcanzada. En este trabajo se analizan experimentos que muestran bajo qué circunstancias el ingreso de aire, al como alternativa de la separación de columna, disminuye la sobrepresión de manera importante.

El trabajo resume experimentos que se realizaron en dos instalaciones similares, la primera ubicada en el Laboratorio de Hidromecánica, del Instituto de Ingeniería de la UNAM, y la segunda en la instalación de golpe de ariete de la empresa Policonductos, en San Luis Potosí.

En ambos casos la separación de columna se provocó de manera controlada mediante el cierre rápido de una válvula de mariposa (0.2 seg), instalada aguas arriba de la conducción, ubicada esta última entre dos tanques hidroneumáticos.

Durante los experimentos, se visualizó el fenómeno mediante video tomado directamente a través de un tramo de PVC transparente, colocado inmediatamente aguas abajo de la válvula de cierre rápido. En nuestros experimentos, la válvula de cierre se ubica al inicio de la conducción, generando directa e inmediatamente la onda de presión negativa, representando así de manera genuina, el comportamiento del fenómeno de separación de columna en un sistema de conducción.

## **DESARROLLO TEÓRICO**

En los casos en que no se permite ingreso de aire a la conducción se presentará, bajo determinadas condiciones, la separación de columna, generando una cavidad de vapor. El estudio de este fenómeno implica dos problemas principales, que son: el tamaño y duración de la cavidad de vapor de agua, y el cálculo de las presiones máximas y mínimas que ocurrirán por este efecto.

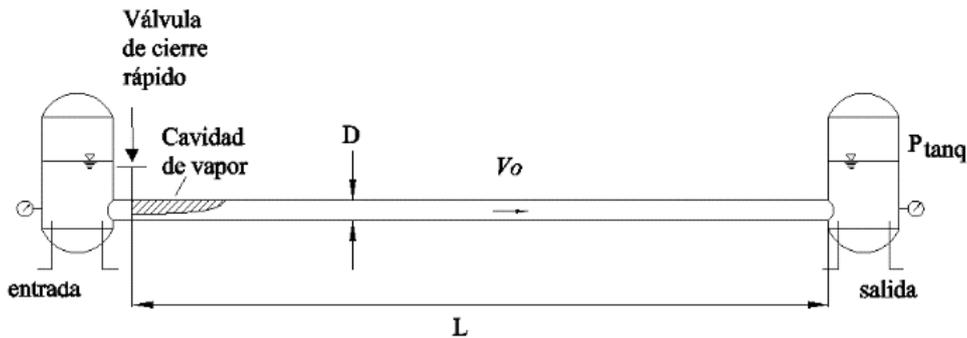


Figura 1. Esquema de la instalación utilizada.

Para el primer problema consideremos el esquema mostrado en la figura 1, en el que se ha formulado la hipótesis de que la cavidad se forma concentrada inmediatamente aguas abajo de la válvula. Durante la existencia de la cavidad, la presión permanece constante e igual a la presión de vapor del agua, como consecuencia del cierre brusco de la válvula en  $t = 0$ .

Aplicando la ecuación de cantidad de movimiento para la columna aguas abajo de la cavidad (incluyendo a la fricción), se puede escribir que:

$$[P_{vapor} - (P_{tanq} + \rho g v^2 F)] A = (\rho A L) \frac{dv}{dt} \quad (1)$$

Expresando las presiones como cargas, la ecuación toma la forma clásica de la ecuación dinámica para oscilación de masa, resultando la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{L}{g} \frac{dv}{dt} + H + Fv^2 = 0 \quad (2)$$

donde  $H$  representa  $(P_{tanq} + \Delta P_{fricc} + P_{atm} - P_{vap})/\gamma$  y  $F$  es el factor de fricción que corresponde a la conducción.

Jaeger (1977) planteó una aproximación a la solución de esta ecuación diferencial para el caso en que la cavidad está llena de vapor de agua ocupando un volumen concentrado. Integrando la ecuación se puede obtener el tiempo en el que la cavidad alcanza su máximo tamaño  $t_{crec}$ , y la longitud máxima de la cavidad, para los casos en que la fricción en la conducción es despreciable y cuando no lo es, por lo que tenemos:

Para  $F = 0$

$$t_{crec} = \frac{L}{g} \frac{v_0}{H} \quad (3)$$

$$dist \text{ máx} = \frac{1}{2} \frac{Lv_0}{gH} \quad (4)$$

Y para  $F \neq 0$

$$t_{crec} = \frac{L/g}{\sqrt{FH}} [\tan^{-1} (v_0 \sqrt{F/H})] \quad (5)$$

$$dist \text{ máx} = \frac{1}{2} \frac{L}{gF} \left[ \ln \left( \frac{F}{H} v_0^2 + 1 \right) \right] \quad (6)$$

El segundo problema, y el más importante desde el punto de vista del diseño, es el cálculo de las presiones máximas y mínimas presiones en la conducción.

Según la teoría clásica del golpe de ariete, la presión mínima será:

$$H_{min} = H_0 - \Delta h_j \quad (7)$$

donde  $\Delta h_j = c v_0/g$  es la sobrepresión de Joukowsky. La máxima presión, correspondiente al retorno de la onda positiva, asumiendo que no hay pérdida de energía, es:

$$H_{máx} = H_0 + \Delta h_j \quad (8)$$

De la ecuación (7), es claro que si la presión absoluta  $H_0$  es menor que la de Joukowsky, se alcanzará la presión de vaporización y se formará una cavidad, dando lugar al efecto de separación de columna.

La presión mínima no podrá alcanzar valores menores a la de vaporización, inclusive para transitorios de gran magnitud, donde  $\Delta h_j$  puede ser mucho mayor a  $H_0$ . Por tanto, la mínima presión de diseño queda determinada. Siguiendo la teoría clásica del golpe de ariete, podríamos esperar que la ecuación (8) definiera el valor máximo de la sobrepresión. Sin embargo, experimentos de laboratorio han mostrado que la presión puede alcanzar valores mayores (Martin, 1983; Carmona et al, 1987; Autrique et al, 2012).

En este último trabajo (Autrique et al, 2012) se presentó el análisis e interpretación del fenómeno de separación de columna con base en los parámetros adimensionales siguientes:

a. La magnitud del transitorio,  $M$ , que es el cociente entre la presión de Joukowsky y la presión absoluta inicial,  $H_0$ , aguas arriba de la válvula.

b. La máxima sobrepresión relativa  $\Delta H_r$ , que es el cociente entre la sobrepresión máxima  $\Delta H_{máx} = H_{máx} - H_0$  y la presión de Joukowsky. Para este efecto, en Wylie y Streeter (1993) [pag 194], citados por Bergant et al (2006), se establece que la sobrepresión máxima posible es  $\Delta H_{máx} = \Delta h_j + 2 H_0$ , la cual puede escribirse en forma adimensional como:

$$\Delta H_r = 1 + \frac{2 H_0}{\Delta h_j} = 1 + \frac{2}{M} \quad (9)$$

Esta expresión indica que la máxima sobrepresión teórica relativa es función únicamente de la magnitud del transitorio,  $M$ .

Para los casos en que se permite el ingreso de aire desde la atmósfera, a través de una válvula de no retorno, puede aplicarse este mismo análisis, considerando ahora que la presión que se instala en la cavidad será la presión atmosférica del lugar, si despreciamos las pérdidas por entrada en la válvula.

Durante el proceso de reunión de columna, la válvula de no retorno se cierra y el agua al regresar comprime al aire. Este es un efecto de oscilación de masa similar al que ocurre en una cámara de aire convencional para el control del transitorio hidráulico.

El volumen inicial del aire ingresado se puede estimar mediante la ecuación (6), redefiniendo  $H$  para el caso en que la cavidad se llene de aire a presión atmosférica. El volumen se obtendrá multiplicando el valor de la distancia máxima  $X_0$  por el área de sección del tubo  $A$ .

Para forzar a que en los experimentos la separación de columna se presentara en toda la sección transversal de la tubería, el dispositivo experimental se implementó con un tramo vertical aguas abajo de la válvula de mariposa. La figura 2(a) muestra el arreglo modificado y la 2(b) el detalle en el que se acota la extensión de la cavidad de aire ingresado  $X$ .

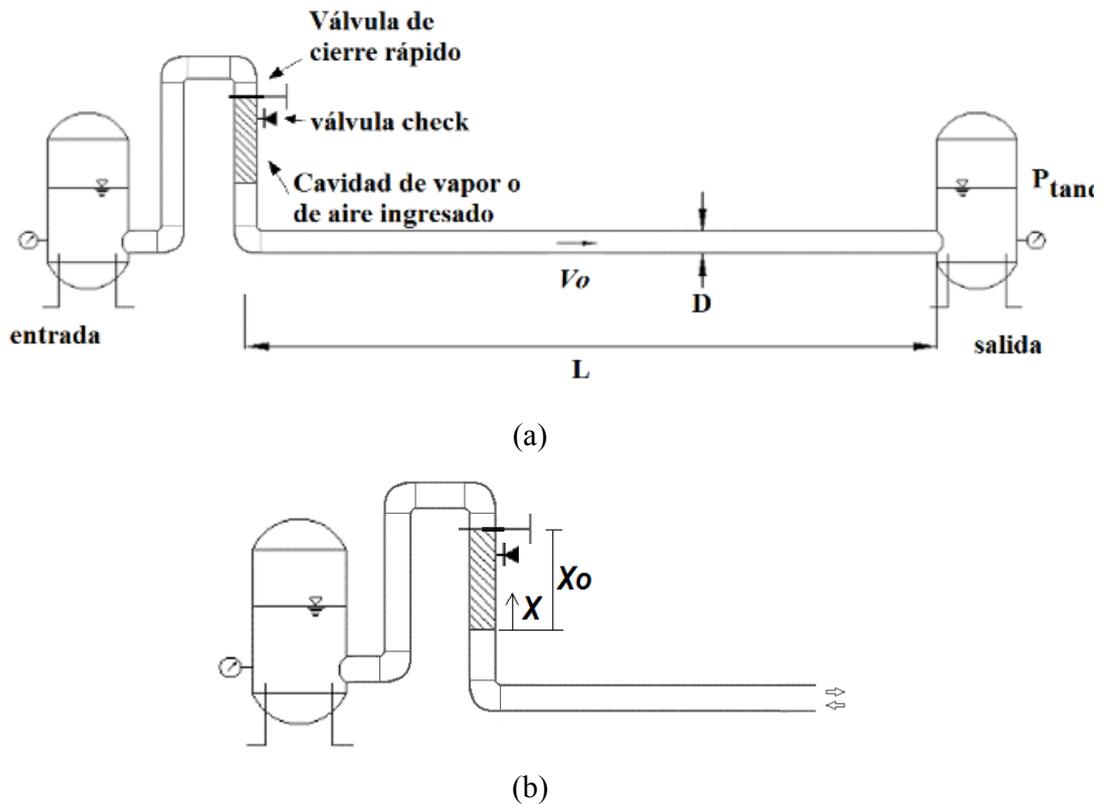


Figura 2. (a) Esquema de la instalación modificada con la incorporación de un tramo vertical, (b) detalle en el que se indica la extensión de la cavidad  $X$ .

Considerando que el cálculo se realice una vez que el aire entró y ha cerrado la válvula de no retorno, se puede plantear la expresión

$$\frac{dv}{dt} - \frac{g}{L} (h_{tanq} - h_{aire} - Fv^2) = 0 \quad (10)$$

donde  $h_{aire}$  es la presión absoluta del aire dentro de la cavidad. Aceptando que el aire se comprime siguiendo una ley politrópica:

$$h_{aire} V^k = h_{atm} V_0^k \quad (11)$$

Definiendo al volumen de aire como la longitud  $X$  de la cavidad por la sección del tubo:

$$V = (X_0 - X)A \quad (12)$$

Por lo que la ley de variación de la presión del aire será:

$$h_{aire} = \frac{h_{atm} X_0^k}{(X_0 - X)^k} \quad (13)$$

Sustituyendo la expresión anterior en la ecuación (8) resulta la ecuación diferencial:

$$\frac{dv}{dt} - \frac{g}{L} \left( h_{tanq} - \frac{h_{atm} X_0^k}{(X_0 - X)^k} - Fv|v| \right) = 0 \quad (14)$$

Que puede resolverse aplicando diferencias finitas.

El resultado de ingresar aire a la conducción es que la columna retorna por efecto de la presión del tanque a la salida, hasta comprimirlo y una vez que se detiene, el aire nuevamente la envía hacia el tanque de salida, dando de esta forma origen a un efecto de oscilación de masa entre el tanque y el aire atrapado.

Este proceso se atenúa porque en cada oscilación existe la disipación de energía por fricción contra las paredes de la tubería.

Este planteamiento corresponde a un modelo de columna rígida y no contempla la presencia de efectos elásticos, por lo que el comportamiento de ondas viajeras de presión, que pudieran propagarse entre el tanque aguas abajo y la cavidad, no están modelados.

## **INSTALACIONES EXPERIMENTALES EMPLEADAS**

Los experimentos se realizaron en dos instalaciones similares, la primera está ubicada en el laboratorio de Hidromecánica, del Instituto de Ingeniería de la UNAM y la segunda en la instalación de Golpe de ariete de la empresa Policonductos, en San Luis Potosí. Ambas consisten en circuitos cerrados de recirculación que cuentan con tuberías de 100 mm de diámetro interior, instaladas entre dos tanques hidroneumáticos de carga constante, colocados en sus extremos, y además tienen instalados tramos de PVC transparente aguas abajo de la válvula de mariposa para poder visualizar la cavidad de vapor o de aire durante el fenómeno transitorio. La longitud los circuitos ensayados se variaron desde 104m a 276m, lo que permitió afectar el tamaño y el tiempo de crecimiento de la cavidad. En ambas instalaciones se utilizó la misma marca y tipo de válvula de mariposa, esta es operada con un actuador neumático programable y el tiempo mínimo de cierre es de 0.2 seg. Para la instalación de la UNAM se midió una celeridad de 344 m/s (tubería de PVC RD26) y para la instalación de SLP se midió una celeridad de 852 m/s, (se manejó una combinación dos tramos de tuberías: PVC transparente (9 m) y acero (267 m). El cierre de la válvula siempre ocurrió en menos del tiempo de retorno de la onda de presión, por lo que se puede afirmar que en todos los experimentos la válvula produjo un transitorio por cierre rápido. En todos los casos, la separación de columna se provocó al inicio de la conducción.

Las condiciones iniciales de cada ensayo se fijaron mediante el ajuste de válvulas de operación manual, monitoreando la instalación mediante manómetros de Bourdon, ubicados al inicio y al final del circuito, el gasto se determinó con placa orificio.

La presión transitoria se registró mediante un transductor de presión acoplado a una tarjeta de adquisición de datos y se grabó en formato digital en una PC.

Mediante una escala colocada sobre el tubo transparente y el video de la pruebas se pudo observar directamente la evolución del crecimiento de las cavidades.

El gasto del circuito en la instalación de la UNAM está limitado a 11 l/s y en la de Policonductos a 20 l/s. La presión atmosférica local en ambos laboratorios se estimó en 8 mca.

El ingreso de aire en el modelo se realizó mediante válvula de no retorno de ½ pulgada de diámetro.



Figura 3. Fotografía de la instalación de Policonductos en SLP.



Figura 4. Fotografía de la instalación de Hidromecánica en la UNAM.

## RESULTADOS EXPERIMENTALES SIN CÁMARA DE AIRE

Los experimentos se realizaron por pares, con y sin ingreso de aire a la conducción, manteniendo condiciones de prueba similares. A partir de los registros se obtuvo el valor de  $\Delta H_r$  para cada caso. A manera de ejemplo se muestran registros obtenidos en las dos instalaciones utilizadas. Las figuras 7 y 9 muestran las trazas de presión obtenidas en los laboratorios de Hidromecánica en la UNAM y en Policonductos en SLP y las 8 y 10 muestran la evolución del aire ingresado. Las tablas 1 y 2 contienen las condiciones iniciales de dichas pruebas. Es posible observar que para la mayor celeridad en la instalación de Policonductos, respecto a la de la UNAM, el valor de  $\Delta h_j$  resulta mucho mayor, sin embargo, se observó que los resultados, en términos de las variables adimensionales  $\Delta H_r$  y  $M$ , para ambas instalaciones, son comparables.

Tabla 1 Registros 4 y 5 tomados el 030513 en la UNAM

Prueba	$P_{sal} / \gamma$ mca	$P_{ent} / \gamma$ mca	$Q$ l/s	$V_o$ m/s	$\Delta h_j$ mca	$H_o$ mca	$M$
4 (sin aire)	5	7	7.9	1.0	35	15	2.4
5 (con aire)	4	6	7.8	1.0	35	14	2.5

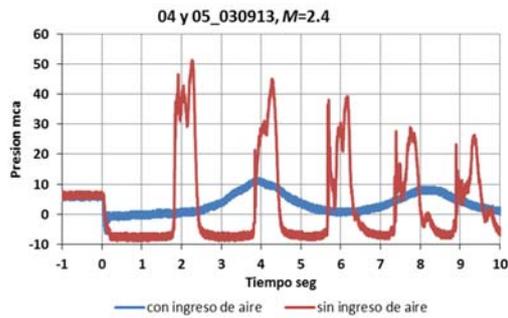


Figura 7. Mediciones de presión en la separación de columna con  $M = 2.4$  en Hidromecánica de la UNAM.

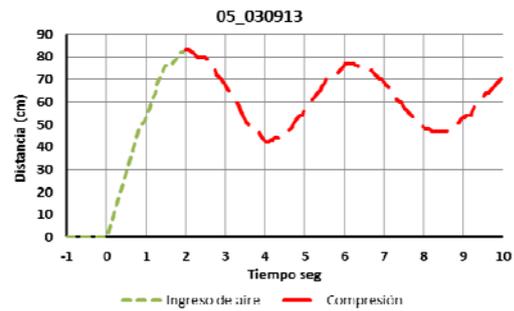


Figura 8. Longitud de la cavidad medida durante el transitorio permitiendo el ingreso de aire en la instalación de la UNAM.

Tabla 2 Registros 13 y 15 tomados el 250214 en SLP

Prueba	$P_{sal} / \gamma$ mca	$P_{ent} / \gamma$ mca	$Q$ l/s	$V_o$ m/s	$\Delta h_j$ mca	$H_o$ mca	$M$
13 (sin aire)	10	14	6	0.76	66	22	3.0
15 (con aire)	12	16	6.4	0.81	70	24	2.9

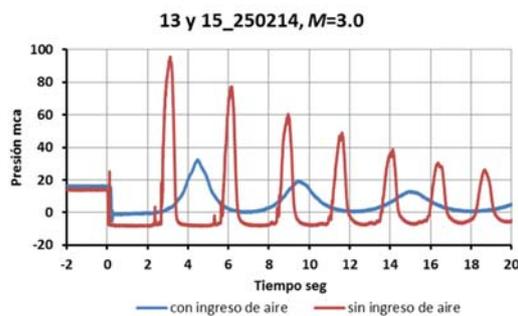


Figura 9. Mediciones de presión en la separación de columna con  $M = 3.0$  en San Luis Potosí.



Figura 10. Longitud de la cavidad aire medido durante el transitorio permitiendo el ingreso de aire en la instalación de San Luis Potosí.

En los ejemplos mostrados, la burbuja de aire nunca se comprime totalmente y como consecuencia, al final del transitorio, el aire queda dentro de la tubería.

De manera análoga a los ejemplos mostrados se llevaron a cabo experimentos para cubrir valores de  $M$  cercanos a 1, que corresponden a una separación de columna incipiente, hasta un máximo de 6.5, que corresponde a una separación de columna severa. La figura 11 resume los resultados obtenidos. El análisis de los resultados muestra que el permitir el ingreso de aire durante el efecto de separación de columna, es una forma de control de la sobrepresión transitoria si  $M$  es mayor a 2. La línea discontinua gruesa señala el valor teórico de  $\Delta H_r$ .

obtenido con la ecuación (9) y la línea discontinua fina señala el valor de la envolvente de las máximas presiones medidas obtenida a partir de los experimentos. La tabla 3 indica los valores aproximados obtenidos a partir de la curva envolvente experimental para el caso en que se permite la entrada de aire. La curva se muestra como la línea raya punto en la figura 11.

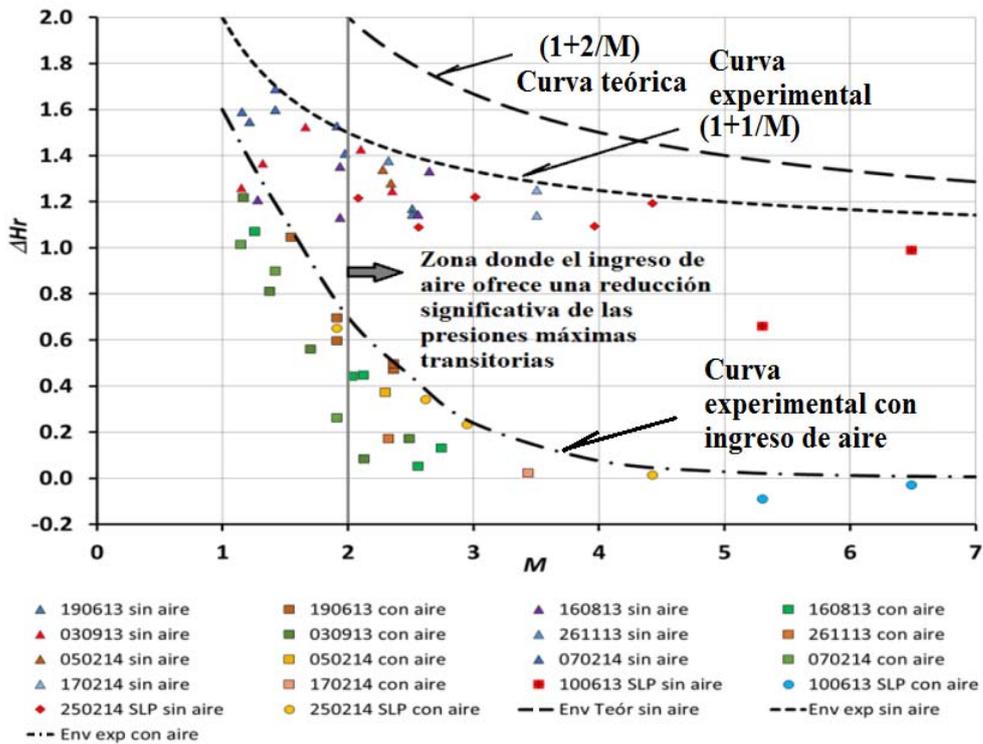


Figura 11. Comparación de mediciones de ensayos de separación de columna con y sin ingreso de aire.

Tabla 3 Valores de  $\Delta H_r$  en (%) para la separación de columna permitiendo la admisión de aire para distintos valores de  $M$  correspondientes a la curva envolvente

$M$	Cercanos a 1	1.5	2	3	4	6
$\Delta H_r$ (%)	140	112	77	24	7.6	1.3

## RESULTADOS EXPERIMENTALES SIN CÁMARA DE AIRE

En los casos en que se permite el ingreso de aire, existe una alternativa para salvar el inconveniente del aire que permanece en la tubería una vez concluido el transitorio, y que consiste en agregar a la tubería una pequeña cámara a través de la cual se permite el ingreso del aire, sin que este llegue a entrar a la conducción. Terminado el transitorio el aire se evacúa

de manera automática mediante una válvula expulsora que deja la cámara totalmente llena de agua para un próximo funcionamiento.

Esta alternativa se ensayó en el laboratorio de la UNAM. Se implementó una cámara auxiliar mediante un segmento de tubo de 0.127 m de diámetro interior por 1 m de longitud, dispuesto verticalmente. En la parte superior de la cámara se le colocó una válvula de no retorno de 19 mm de diámetro (½ pulgada) tipo columpio y su parte inferior se conectó directamente a la línea principal mediante una “Te” de 100 mm de diámetro. Las figuras 12a y 12b muestran respectivamente el esquema y la fotografía del arreglo ensayado.

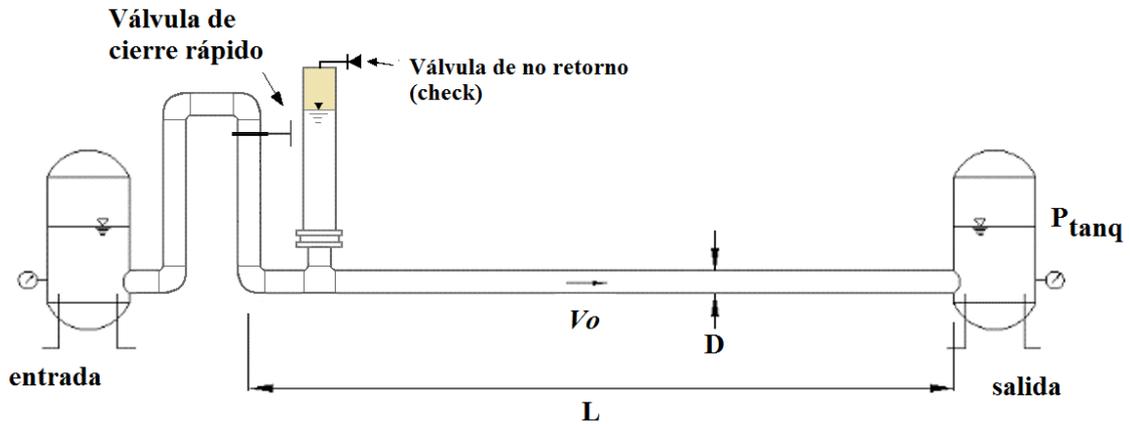


Figura 12a. Esquema del arreglo con la cámara auxiliar adicionada.



Figura 12b. Fotografía del arreglo con la cámara auxiliar adicionada.

La figura 13 corresponde a la misma información que la figura 11 solo que en esta se han añadido superpuestos los puntos medidos con la cámara auxiliar. En la gráfica se destacan por mostrarse con círculos de mayor tamaño. Las medidas se realizaron por pares correspondiendo a valores de  $M$  con la cámara auxiliar y sin esta.

Se observa que los resultados son equivalentes a los obtenidos en los casos en que no existía cámara de aire, por lo que se puede concluir que la separación de columna puede controlarse permitiendo el ingreso de aire, y sin que este llegue a la conducción.

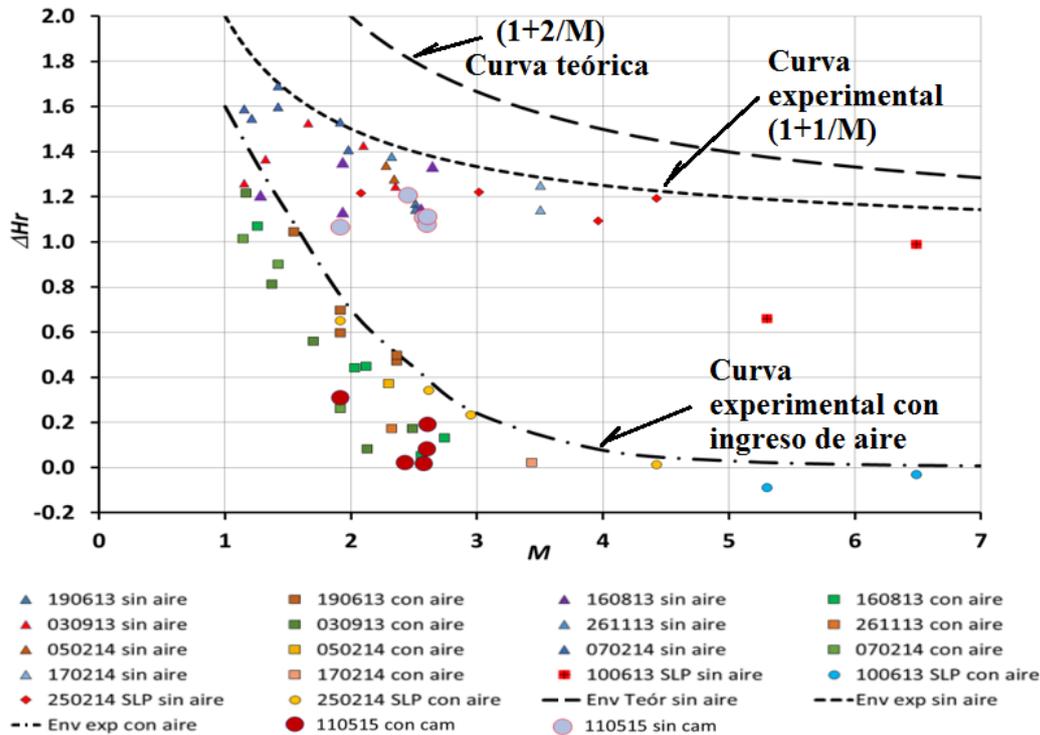


Figura 13. Comparación de mediciones de ensayos de separación de columna con y sin ingreso de aire agregando la cámara auxiliar (círculos de mayor diámetro).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO PRELIMINAR

1. La separación de columna es un fenómeno transitorio que puede explicarse y clasificarse usando tres parámetros adimensionales:  $M$ , la magnitud del transitorio, igual a  $\frac{c}{g} \frac{v_0}{H_0}$ ;  $\Delta H_r$ , la máxima sobrepresión relativa,  $\Delta H_{max}/\Delta h_j$ , y  $t_{cr} = t_{cav}/T$ , la duración relativa de la cavidad de vapor. El uso de estos parámetros puede extenderse para los casos en que se admita aire a la conducción durante las fases de depresión.

2. Para bajas magnitudes del transitorio  $M$  (cerca de 1), la cantidad de aire que puede ser ingresada es baja, y el ingreso de aire no ofrece ninguna reducción en la sobrepresión

transitoria registrada. El control de la sobrepresión es muy claro para valores de  $M$  mayores a 2 (Tabla 3).

3. Valores medianos y altos de  $M$ , asociados con velocidades del agua grandes y presiones de descarga bajas, favorecen la formación de cavidades de vapor grandes, y si se permite la entrada de aire, se verificarán reducciones significativas de la sobrepresión. Si bien es cierto que para estos valores de  $M$ , la separación de columna no causa sobrepresiones mayores a las de Joukowsky, admitiendo aire se logra disminuir la sobrepresión hasta en un 90% del valor que se registra sin aire.

4. Para una primera aproximación al análisis del transitorio para el diseño de un sistema de conducción, la figura 11 puede ser usada como referencia y la ecuación (4) o la (6) en caso de que podamos estimar la fricción, nos da una idea del volumen de aire que requiere ingresar. Este dato nos permite dimensionar el tamaño de la cámara auxiliar y tomar en cuenta los medios que se requerirán para expulsar el aire, una vez concluido el transitorio.

5. La cámara auxiliar propuesta es una solución que evita la entrada de aire a la tubería. Además, no requiere de compresor para su funcionamiento, ya que utiliza la misma energía del agua para introducir el aire. Este atributo permite colocarla en puntos distantes de la casa de máquinas, siempre y cuando se garantice el mantenimiento adecuado a las válvulas para su correcta operación.

## NOTACIÓN

$A$	Área de sección de la tubería, $m^2$
$c$	Celeridad, $m/s$
$D$	Diámetro exterior de la tubería, $m$
$dist\ máx$	Longitud de la cavidad (vapor o aire ingresado), $m$
$F$	Factor de fricción, $fL/(2gD)$ , $s^2/m$
$f$	Coefficiente de fricción de Darcy-Weisbach
$g$	Aceleración de la gravedad, $m/s^2$
$H$	Presión absoluta en la válvula, $m$
$H_0$	Presión inicial absoluta en la válvula, $mca$
$H_{max}$	Presión absoluta transitoria máxima, $mca$
$H_{aire}$	Presión absoluta del aire, $mca$
$H_{atm}$	Presión absoluta del aire inicial, $mca$

$h_{tanq}$	Presión en el tanque de salida, mca
$k$	Coeficiente politrópico del aire, igual 1.4
$L$	Longitud de la tubería en el modelo físico, m
$M$	Magnitud del transitorio, $(\Delta h_J / H_0)$
$P_{atm}$	Presión atmosférica local, $(mca \times \rho g)$
$P_{ent}$	Presión de entrada al circuito, $(mca \times \rho g)$
$P_{sal}$	Presión de salida del circuito, $(mca \times \rho g)$
$P_{tanq}$	Presión en el tanque, $(mca \times \rho g)$
$P_{vap}$	Presión de vaporización del agua, $(mca \times \rho g)$
$t_{cav}$	Tiempo de duración de la cavidad, s
$t_{cr}$	Tiempo relativo de la cavidad, $(t_{cav} / T)$
$t_{dev}$	Tiempo de crecimiento de la cavidad, s
$T$	Periodo de la línea, $(2L/c)$ , s
$v$	Velocidad del agua en la columna, m/s
$v_0$	Velocidad inicial, m/s
$X$	Longitud de la cavidad de aire ingresado, m
$\Delta P_{fricc}$	Pérdida por fricción, $(mca \times \rho g)$
$\Delta H_{max}$	Sobrepresión máxima transitoria, $(H_{max} - H_0)$ , m
$\Delta h_J$	Sobrepresión de Joukowsky, mca
$\Delta H_r$	Sobrepresión máxima relativa, $(\Delta H_{máx} / \Delta h_J)$
$\gamma$	Peso específico del agua, $(\rho g)$
$\rho$	Densidad del agua, $kg/m^3$

## Referencias

- Autrique, R., Rodal, E., Sánchez, A., y Carmona, L. (2012) “Physical Model Studies of Water Column Separation”, 26th IAHR Symposium on Hydraulic Machinery and Systems Tsinghua University, Beijing, China, August 19-23, 2012.
- Autrique, R., Rodal, E., Sánchez, A., y Carmona, L. (2012) “Estudio en modelo físico del fenómeno de separación de columna”, memorias del XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco Guerrero, México, Noviembre 2012.
- Autrique, R. y Rodal, E. (2013) “Laboratory studies of water column separation”, The 6<sup>th</sup> International Conference on Pumps and Fans with Compressors and Wind Turbines, Tsinghua University, Beijing, China, September 19-22, 2013.
- Anderson, A., Sandoval, R., and Arfaie, M. (1991) “Column separation behavior modes in a simple test rig”, Paper A1, IAHR Work Group on Hydraulic Transients with Water Column Separation, 9<sup>th</sup> and last Round Table, Valencia, Spain.
- Bergant, A., and Simpson, A. R. (1999) “Pipeline Column Separation Flow Regimes”. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Aug. 1999, pp 835-848.
- Bergant, A., Simpson, A. R., and Tijsseling, A. S. (2006) “Water hammer with column separation: A historical review”. *Journal of Fluids and Structures*, 22, pp 135-171.
- Carmona, R., Sánchez H., A., and Sánchez B., J. L. (1987) “Experimental relation between the highest transient pressure and the severity of the water column separation”, Paper D2, 8<sup>th</sup> International Round Table on Hydraulic Transients with Water Column Separation, IAHR, Madeira, Portugal.
- Ellis John (2008) *Pressure transients in water engineering. A guide to analysis and interpretation of behavior*. University of Glasgow, UK.
- Jaeger, Ch. (1977) *Fluid Transients in Hydroelectric Engineering Practice*. Blackie, London.
- Martin, C.S. (1983) “Experimental investigation of column separation with rapid closure of downstream valve”. 4<sup>th</sup> International Conference on Pressure Surges, BHRA Fluid Engineering.
- Rodal, E., Sánchez, A. y Autrique, R. (2014) “Estudio en modelo físico del fenómeno de separación de columna permitiendo el ingreso de aire”. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- Sánchez H., A. (1987) “Estudio experimental del fenómeno de separación de columna”, M. Eng. Thesis, UNAM, México.
- Wylie, E. B., and Streeter, V. L. (1993) *Fluid Transients in Systems*. Prentice Hall, New Jersey.

## Capítulo 2. Fiabilidad de sistema de riego a presión

*Carmen Lapo Pauta (1), Rafael Pérez-García, (2), Ricardo Aliod Sebastián (3), Joaquín Izquierdo (4)*

(1) Universidad Técnica Particular de Loja (Ecuador) cmlapo@utpl.edu.ec

(2 y 4) Universitat Politècnica de València (España) {rperez ; jizquier}@upv.es

(3) Universidad de Zaragoza (España) raliod@unizar.es

---

**RESUMEN.** En este trabajo se desarrollará una metodología para definir la robustez de redes presurizadas de riego, en función del número de fallos que se producen cuando las demandas varían ante cambios sobrevenidos durante la explotación, a través de la simulación de escenarios aleatorios, lo que permitirá evaluar la capacidad de adaptación de una red cualquiera. De este modo se evalúa la fiabilidad de la red y se definirá a partir de la implementación de parámetros estadísticos.

Se tomará redes de riego que se encuentren operando en el sector con diversas topologías y trazados, y será posible evaluar los resultados obtenidos por los diferentes procedimientos alternativos de diseño (turnos optimizados, turnos heurísticos) garantizando un cierto nivel de flexibilidad con una valoración económica óptima.

**ABSTRACT.** This paper presents a methodology will be developed to define the robustness of pressurized irrigation networks , depending on the number of failures that occur when demands to oversold changes during operation varies , through simulating random scenarios that will evaluate the ability of any adaptation of a network . This parameter will call network reliability and define the implementation of statistical parameters.

Irrigation networks that are operating in the sector, with various topologies and layouts, so will be assessed will be taken the results obtained by different alternative methods of design (optimized shifts, heuristic turns) guaranteeing a certain level of flexibility with optimal economic value.

---

Palabras clave: fiabilidad, robustez, fallo

Keywords: reliability, robustness, fault

## INTRODUCCIÓN

Los estudios realizados en Ecuador y en muchos países revelan que el viejo enfoque de riego centrado en el establecimiento de infraestructura está agotado, y demuestran la necesidad de promover el riego como medio para impulsar el desarrollo de la sociedad. (Foro Recurso hídrico, 2013). A través del Plan Nacional para el Buen Vivir, vigente desde el año 2013 hasta 2017, en el campo de la agricultura pretende, entre otros objetivos, un relativo nivel de autosuficiencia alimentaria, así como mejorar los niveles de productividad de la agricultura familiar y campesina.

Las tecnologías de riego mejoradas y las prácticas de ahorro de agua se convertirán en clave esencial para salvaguardar la producción agrícola en estas regiones, lo que conllevará la potenciación de la gestión de sistemas de riego.

Con estos antecedentes, se han implementado metodologías para el diseño óptimo de los sistemas de riego a presión funcionando con la modalidad por turnos, resultando más económicos (Lapo, 2012). Se plantea en esta ocasión determinar la fiabilidad o flexibilidad de las redes para soportar cambios en las demandas de los nudos de consumo, modificando su comportamiento a través de la variación de los turnos en forma aleatoria a través de la generación de escenarios de consumo aleatorio. Es posible obtener indicadores que incluyan el análisis de la presión en los nudos demandantes (Todini, 2000), (Di Nardo, et al. 2010), (Creaco, et al. 2014); en el caso de que fuera insuficiente en cualquier turno, no cumpliría con su presión de consigna. En este trabajo se considera el análisis de valores de rangos de velocidades permitidos, requisito para el buen funcionamiento de la red.

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Materiales

A continuación, se detallan los materiales que se ha empleado en el trabajo desarrollado.

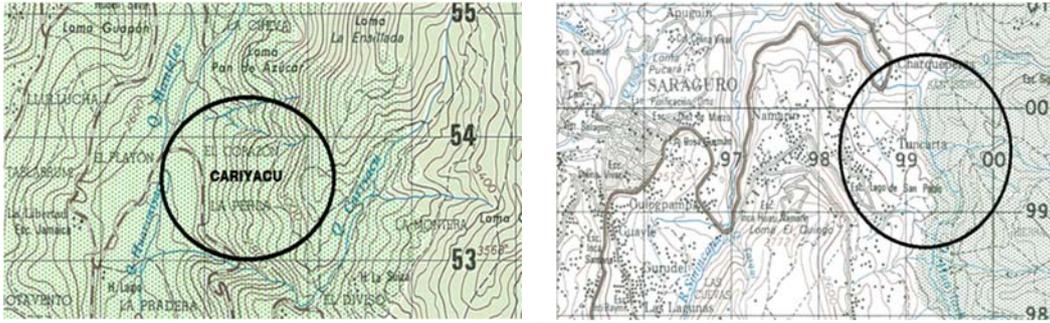
- Redes de riego presurizadas reales tomadas del sector geográfico de la investigación
- Software Evolver (Add-in de algoritmo genético para MS Excel)
- Software Risk Solver Platform
- Software Gestar 2014
- Software R Commander

### Metodología

El proceso que se ha ejecutado para obtener los resultados en la investigación se indica a continuación:

- *Definición del trazado y la topología de las redes de estudio:* En este apartado se realizó el trazado más conveniente de la red y se configura su topología. Para el presente trabajo se utilizaron redes de riego a presión de las localidades de Tuncarta y Cariyacu, que se encuentran localizadas en las coordenadas que se observa en la Figura 1.

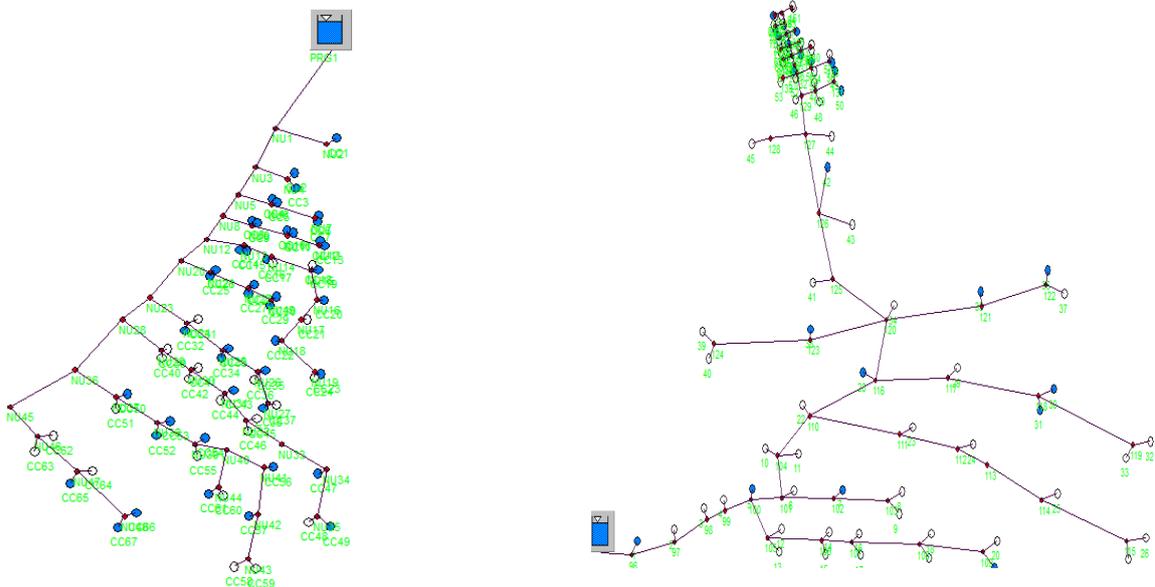
Figura 1. Ubicación de los sistemas de riego Cariyacu y Tuncarta



Fuente: Cartas topográficas del IGM (Ecuador)

Se presenta el trazado y la topología de las redes de estudio:

Figura 2. Topología de los sistema de riego Cariyacu y Tuncarta



Fuente: Autor

- *Cálculo de caudales de diseño en función del diseño agronómico*, en Tabla 1. se observa los datos de cada sistema de riego seleccionado para casos de estudio.

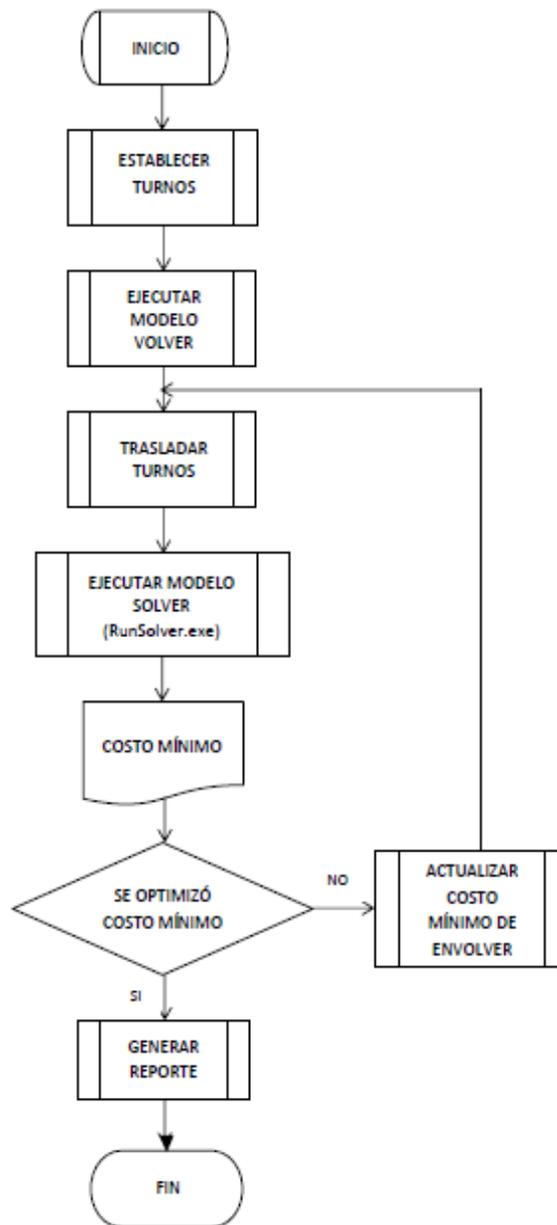
Tabla 1. Datos de sistema de riego seleccionados

Sistema de riego	Area de riego (ha)	Nro. turnos	Caudal ficticio continuo (l/s/ha)
Cariyacu	27.29	2	0.22
Tuncarta	114	3	0.46

Fuente: Autor

- *Diseño hidráulico óptimo de las dos redes seleccionadas*, mediante el proceso que se desarrolla para obtener la combinación óptima de turnos empleando software Risk Solver Platform y Evolver a partir de la metodología AGYPNL, como se observa en la Figura 3.

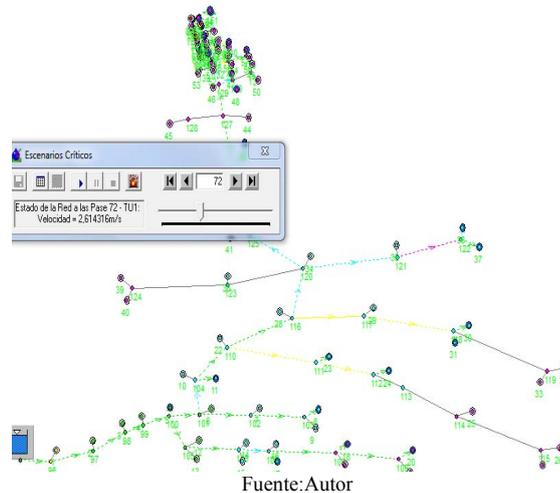
Figura 3. Diagrama de flujo de método híbrido para diseño óptimo



Fuente: Autor

- *Simulación de escenarios en software Gestar*, para obtener los fallos en las variables presión o velocidad que se produzcan en los nudos demandantes o en las líneas de la red por cada escenario generado.

Figura 4. Simulación de escenarios múltiples para red optimizada



- Con los datos que resultan de la simulación de escenarios se procedió a calcular la fiabilidad o robustez de las redes estudiadas por medio de 2 procedimientos:

- a) Probabilidad ponderada de fallo (ecuación 1), considerando únicamente 200 escenarios aleatorios.

$$P = \frac{tnf \times 100 + promtf \times tf}{tts} \quad (1)$$

Donde:

- P: probabilidad ponderada del sistema,
- Tnf: número de tuberías de la red que no fallan,
- Promtf: promedio de fiabilidad de fallo,
- Tf: número de tuberías de la red que fallan,
- Tts: número total de tuberías de la red.

- b) Simulación de múltiples escenarios aleatorios, y análisis estadístico aplicando la distribución de probabilidad binomial, que se ajusta a los requerimientos de este trabajo, en donde es posible que resulten dos posibles resultados: fallo o no fallo del cumplimiento de valores críticos de las variables hidráulicas en las redes de estudio.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Con la metodología detallada, obtenemos los resultados siguientes:

### Primer procedimiento:

En la Tabla 2, se presenta los resultados obtenidos por tubería de fallo, al generar 200 escenarios aleatorios:

Tabla 2. Listado de tuberías que fallan red Tuncarta

<b>Tuberías</b>	<b>Nro. fallos</b>	<b>Fallos (%)</b>	<b>Fiabilidad</b>
TuberíaTU1	13	6.5	93.5
TuberíaTU10	18	9.0	91
TuberíaTU12	4	2.0	98
TuberíaTU14	30	15.0	85
TuberíaTU15	24	12.0	88
TuberíaTU16	22	11.0	89
TuberíaTU17	29	14.5	85.5
TuberíaTU18	22	11.0	89
TuberíaTU19	22	11.0	89
TuberíaTU2	13	6.5	93.5
TuberíaTU20	22	11.0	89
TuberíaTU21	9	4.5	95.5
TuberíaTU22	27	13.5	86.5
TuberíaTU23	85	42.5	57.5
TuberíaTU24	27	13.5	86.5
TuberíaTU25	15	7.5	92.5
TuberíaTU26	9	4.5	95.5
TuberíaTU27	29	14.5	85.5
TuberíaTU28	5	2.5	97.5
TuberíaTU29	4	2.0	98
TuberíaTU3	13	6.5	93.5
TuberíaTU4	12	6	94
TuberíaTU5	4	2	98
TuberíaTU6	3	1.5	98.5
TuberíaTU7	12	6	94
TuberíaTU72	4	2	98
TuberíaTU75	4	2	98

Fuente: Autor

<b>Tuberías</b>	<b>Nro. Fallos</b>	<b>Fallos (%)</b>	<b>Fiabilidad</b>
TuberíaTU79	3	1.5	98.5
TuberíaTU8	33	16.5	83.5
TuberíaTU80	10	5	95
TuberíaTU82	53	26.5	73.5
TuberíaTU84	11	5.5	94.5
TuberíaTU86	40	20	80
TuberíaTU87	40	20	80
TuberíaTU89	2	1	99
TuberíaTU9	18	9	91
TuberíaTU91	62	31	69
TuberíaTU92	20	10	90
TuberíaTU94	38	19	81
TuberíaTU95	22	11	89
TuberíaTU97	37	18.5	81.5
TuberíaTU98	27	13.5	86.5

De igual manera en la Tabla 3, observamos los porcentajes de fallos que se obtienen cuando se generan 200 escenarios aleatorios en la red de Cariyacu:

Tabla 3. Listado de tuberías que fallan red Cariyacu

<b>Tuberías</b>	<b>Nro. Fallos</b>	<b>Fallos (%)</b>	<b>Fiabilidad</b>
TuberíaTU16	2	1	99
TuberíaTU18	13	6.5	93.5
TuberíaTU25	3	1.5	98.5
TuberíaTU26	10	5	95
TuberíaTU40	4	2	98
TuberíaTU31	1	0.5	99.5

Fuente: Autor

Resumiendo en la Tabla 4, obtenemos la probabilidad ponderada de fiabilidad de las redes en este orden.

Tabla 4. Probabilidad de fiabilidad ponderada de las redes de estudio

Sistema de riego	Nro. tuberías en sistema	Nro. tuberías que fallan	Nro. tuberías que no fallan	Probabilidad de fiabilidad ponderada de la red
Cariyacu	49	28	21	98.43
Tuncarta	56	42	14	91.99

Fuente: Autor

### Segundo Procedimiento

Otra modalidad que se implementa para establecer el número de fallos en las redes de estudio, es mediante la generación de múltiples escenarios aleatorios como se observa en la Tabla 5,

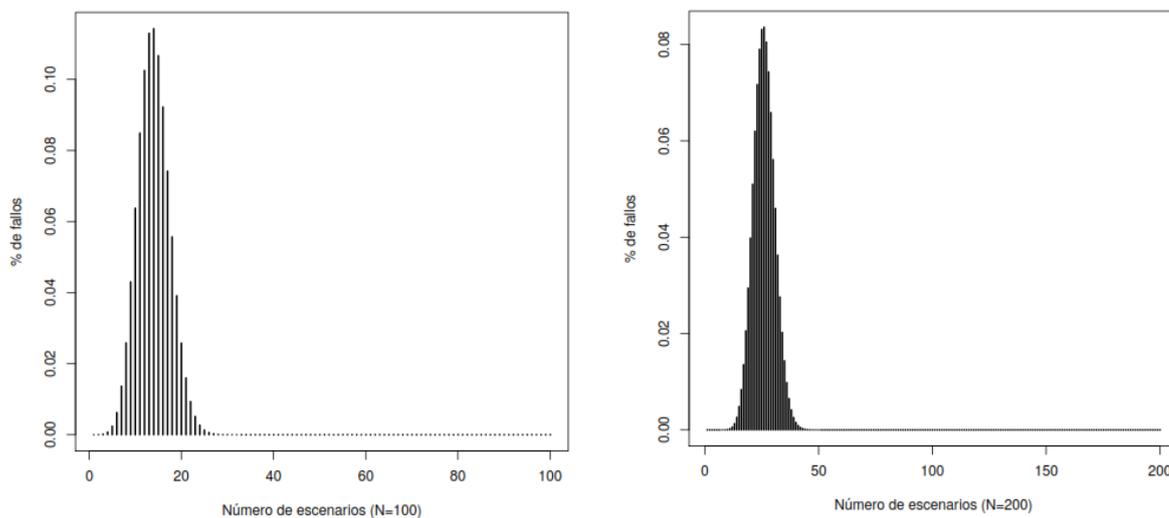
Tabla 5. Datos de fallos que se producen en la red Tuncarta

Número de escenarios	Fallos (%)	Fiabilidad (%)
100	14.00	86.00
200	13.00	87.00
300	11.60	88.40
400	10.61	89.39
500	12.31	87.69
600	10.38	89.62
700	13.12	86.88
800	10.88	89.12
900	11.73	88.27
1000	11.90	88.10
1200	12.38	87.62

Fuente: Autor

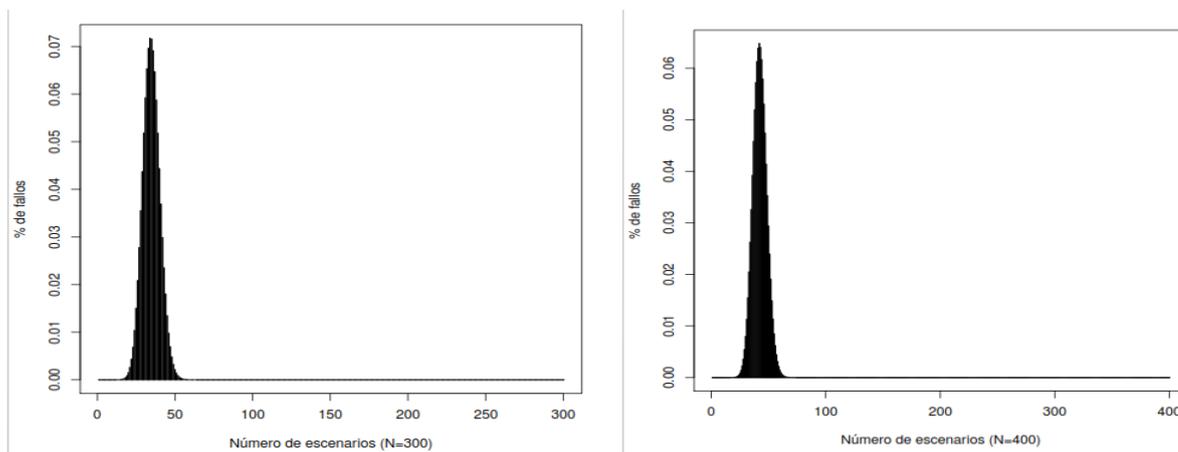
En las Figuras 5, 6, 7 realizamos la presentación de resultados obtenidos en los múltiples escenarios usando la función de distribución binomial, resultando las siguientes gráficas para la red de la comunidad de Tuncarta.

Figura 5. Porcentaje de fallos en 100 y 200 escenarios respectivamente



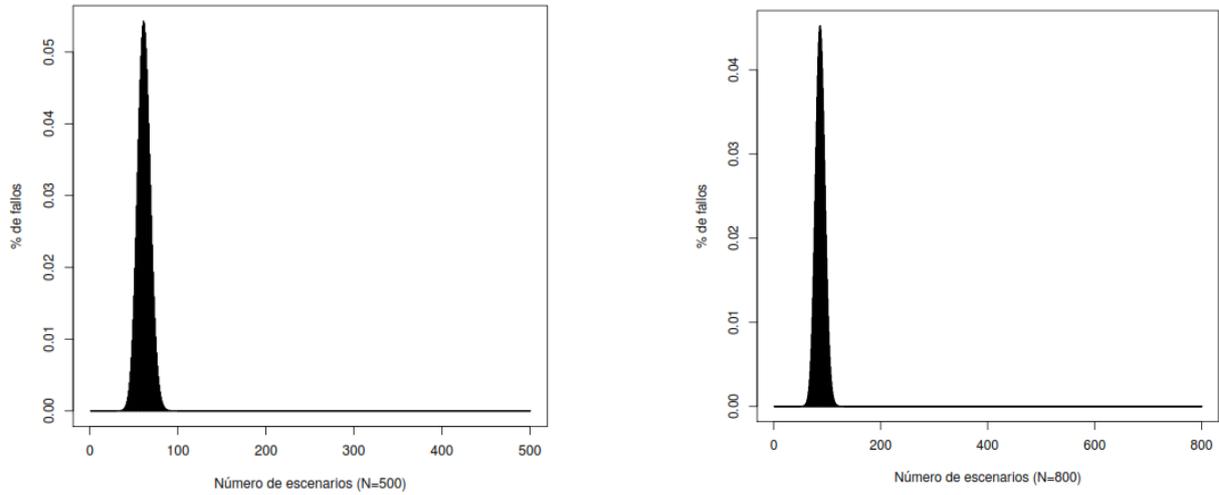
Fuente: Autor

Figura 6. Porcentaje de fallos en 300 y 400 escenarios respectivamente



Fuente: Autor

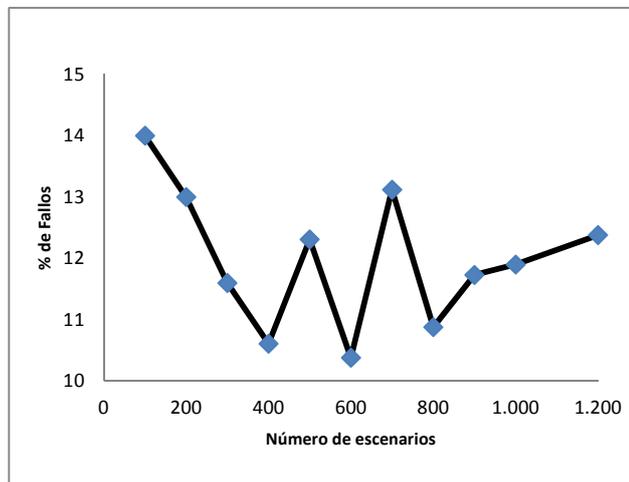
Figura 7. Porcentaje de fallos en 500 y 800 escenarios respectivamente



Fuente: Autor

Finalmente observamos en la Figura 8, la variación del porcentaje de fallos de la velocidad en las líneas de la red de Tuncarta con respecto a la simulación de escenarios múltiples.

Figura 8. Número de escenarios Vs. % de fallos



Fuente: Autor

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

En las redes diseñadas por medio del algoritmo híbrido PNLVAG, se produce fallo cuando en algunas de las líneas de la red no se cumple con los valores de velocidad que deben encontrarse en el rango de diseño adoptado, que en este caso es de 0,5 y 2.5 m/s.

Cuando se generan escenarios aleatorios, en los casos de las redes de Tuncarta y Cariyacu, observamos en la tabla 4, que la probabilidad ponderada de fiabilidad se encuentra en el rango de valores del 92 y 98 % respectivamente, para el caso de análisis de un solo escenario aleatorio (200); variando el resultado al realizar la simulación de múltiples escenarios, como se observa en la Tabla 5 en donde el porcentaje de fallos aumenta, disminuyendo por tanto el indicador que hemos denominado fiabilidad.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se han propuesto 2 métodos para el análisis de fallo en la redes de riego a presión. El primer procedimiento nos permite deducir que cuando se analiza el fallo por tubería en un solo escenario en este caso 200, no es un parámetro de la robustez de la red ya que no considera la variabilidad que se puede dar en el momento de la operación de la red.

En el segundo procedimiento, ya obtenemos un valor aproximado de la fiabilidad de la red, puesto que se han generado múltiples escenarios y se analiza el sistema en forma global, lo que nos permite concluir que las redes en estudio tienen un porcentaje de fallos entre 14 % y 10%, garantizando la robustez de la red ante modificaciones en los nudos de demanda o consumo.

## **REFERENCIAS**

Di Nardo, A., Greco, R., Santonastaso G.F., Di Natale, M. (2010). Resilience and Entropy indices for water supply network sectorization id district meter areas. 9<sup>th</sup> International Conference on Hydroinformatics HIC 2010, Tianjin, China.

Greco, R., Di Nardo, A., Santonastaso, G. (2012). Resilience and entropy as indices of robustness of water distribution networks, *Journal of Hydroinformatics*, Vol 14 No 3 pp 761–771. doi: 10.2166/hydro.2012.037

Lapo C. (2012). “Diseño óptimo de sistemas de riego a presión y su eficiencia hidro-energética”, (Tesis de Máster). Universidad Politécnica de Valencia. España

Todini, E. (2000) Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach, *Urban Water*, 2, 2000, pp. 115-122.

Mays, L.W. (2000) *Water Distribution Systems Handbook*. New York: McGraw-Hill.

Rossman, L.A. (2000) *EPANET2 Users Manual*. Cincinnati (OH): US E.P.A.

### Capítulo 3. Diseño hidráulico optimizado de un acueducto sustentable

*Vidrio Sahagún Cuauhtémoc Tonatiuh (1)*

(1) Universidad de Guadalajara (México) cuau\_visa@yahoo.com.mx

---

**RESUMEN.** Este proyecto parte de la identificación de un problema de diseño hidráulico en abastecimiento, conducción de agua y desaprovechamiento de energía verde; problema al que este proyecto coadyuva en su solución a partir de leyes, principios y relaciones en las que se basa la ciencia hidráulica y que sirven para evaluar pérdidas de energía, que al ser pérdidas provocan un impacto negativo desde la óptica de la sustentabilidad.

Se elaboran programas en lenguaje C++ para analizar lo que provocaría implementar una errática opción en términos de su impacto ambiental negativo. Se hacen cálculos para diversos materiales, accesorios y tamaños de tuberías, que también son útiles para la elección de la alternativa óptima del diseño hidráulico del problema que aquí se trabaja. Se hace el diseño considerando la prevención de daños del acueducto por cierres rápidos de válvulas en conocimiento de la importancia de un adecuado control del fenómeno.

**ABSTRACT.** This project is a part of a problem identification on the hydraulic design in water supply and waste water line green energy; problem that this project contributes to the solution from laws, principles and relationships that are based hydraulic science and serve to assess energy losses, which when losses cause a negative impact from the perspective of sustainability.

C ++ language programs are developed to analyze what would cause erratic choice implementation in terms of its negative environmental impact. Calculations for various materials, equipment and pipe sizes, which are also useful for the choice of optimal design alternative hydraulic problem here works are made. It is considering the design of the aqueduct preventing damage by rapid valve closures, knowing and being aware of the importance of proper monitoring of the phenomenon.

---

Palabras clave: Diseño, Optimización, Sustentabilidad, Golpe de Ariete.

## INTRODUCCIÓN

El presente estudio parte de la necesidad de analizar en detalle cuál es el diseño óptimo para un acueducto con objetivos de suministro de agua potable y generación de energía eléctrica por micro plantas generadoras de electricidad.

Este proyecto se realiza con pensamiento sostenible tomando como ejemplo un caso del municipio de Autlán de Navarro, Jalisco; teniendo el propósito característico de aprovechar la energía verde que la naturaleza obsequia a todos tomando en cuenta principios ecológicos

El proyecto considera el abastecimiento de agua potable teniendo como fuente el arroyo Manantlán, mediante la construcción de una presa con una altura de 1428 msnm y liberando un caudal de 110 litros/segundo. Estando los tanques distribuidores de Autlán a 978 msnm, se podrá aprovechar la energía potencial durante el trayecto a la población por medio de micro plantas de generación de energía eléctrica.

Se comprobó la sustentabilidad: se demostró la viabilidad económica mediante un estudio y plan de financiamiento, con inclusión de beneficio social puesto que ayudaría satisfacer y eliminar la carencia de agua potable en dicho municipio y finalmente con trascendencia en el contexto ambiental.

La esencia del proyecto ha sido probar el potencial del aprovechamiento de las micro corrientes de agua como puerta al desarrollo sustentable alrededor del mundo.

El siguiente paso que se está tomando es el actual estudio detallado del acueducto para optimizarlo y abatir las pérdidas de energía; esto para hacerlo apropiadamente eficiente y sustentable. Se busca encontrar la alternativa preferente de solución al problema planteado mediante la aplicación de leyes y principios de observancia en la hidráulica, también con el uso de correlaciones de precisión recomendada, que aseguren la confiabilidad suficiente para la construcción del acueducto buscando en todo momento la mejora en el proyecto.

Además el presente proyecto busca el amortiguar el efecto del golpe de ariete puesto que puede causar daños serios a tuberías y mecanismos hidráulicos, tales como rupturas, colapsos por vacío, etc., sin considerar otros efectos que también podrían generar costos humanos, materiales y financieros, incluyendo problemas sanitarios.

El nombre “golpe de ariete” proviene del sonido que generalmente acompaña al fenómeno, similar al ruido del martillo golpeando una tubería. Sin embargo, la magnitud del ruido no es equivalente a la magnitud de la onda de choque, ya que el sonido puede ser amortiguado mientras la onda de presión daña las instalaciones.

El estudio del golpe de ariete (conocido en inglés como “waterhammer”) ha sido tema de interés de reconocidos ingenieros, físicos y matemáticos desde hace mucho tiempo. El golpe de ariete ocurre en las tuberías cuando el estado de flujo permanente es perturbado mediante la modificación de la velocidad del flujo. En general, el cambio en la velocidad del flujo puede ser causado por la apertura o cierre repentino de válvulas, falla de mecanismos hidráulicos, partida / parada de bombas, etc.

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Optimización del Acueducto

Para abordar el problema planteado de buscar la optimización del acueducto para fines de abastecimiento de agua y generación de energía eléctrica de manera sustentable se recurrió al análisis de tuberías lisas y rugosas tomando en cuenta los materiales más empleados en la industria de la construcción por su factibilidad económica y su eficiencia probada a través de los años.

En este caso se tomó el Policloruro de Vinilo conocido popularmente como “PVC”, el Acero Comercial y el Acero al Carbón para efectos de comparación de su comportamiento.

Se toman en consideración tubos de diámetros nominales de 10, 12 y 14 pulgadas, cédula 40, por ser apropiados para los fines deseados en esta investigación: conducción de agua por gravedad, presiones medias.

En el proceso de encontrar el factor de fricción para cada material se recurrió a la correlación de Colebrook (la más aceptada por el “Hydraulic Institute” de los Estados Unidos).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3.7d} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right] \quad (1)$$

En la búsqueda del valor de la variable “f” que aquí representa el factor de fricción para flujo de agua en la tubería según su diámetro, rugosidad (dependiendo del material de la misma) y el número de Reynolds, se tiene que ejecutar una serie de iteraciones hasta lograr la convergencia de “f” en la aplicación de la correlación de Colebrook.

Para hacer más eficiente este proceso de cálculo, se optó por elaborar un programa para hacer las iteraciones de la manera más exacta y confiable posible y, en un futuro, poder utilizarlo para distintas condiciones en un nuevo diseño; este programa lo elaboré en lenguaje C++.

También se evaluaron las pérdidas de carga y energía por fricción y por cambios de dirección en accesorios (codos y válvulas). De esta manera podemos cubrir en su totalidad el análisis de las pérdidas de energía que se estudian desde el enfoque de la Ingeniería Civil: las pérdidas primarias y secundarias.

Se hicieron cálculos para conocer las pérdidas de carga en metros y en Pascales; valores de tasas de energía (potencia) y de cantidades de energía anualmente desperdiciada para el caso ejemplo del proyecto (aprovechamiento de micro corrientes de agua en el municipio de Autlán de Navarro, Jalisco).

Como el fin principal del estudio es optimizar el sistema para mejorar el medio ambiente y evitar el aumento (combatir) del efecto invernadero, aquí se hace un estudio de impacto ambiental. Evitar pérdidas de energía y optimizar el diseño de los acueductos podrá traducirse a un efecto de limpieza del aire en la atmósfera.

Dentro de éste se calculó la cantidad de aceite combustible  $C_{18}H_{38}$ , que es el combustóleo empleado en las plantas termoeléctricas, que habría que quemar para generar la energía eléctrica equivalente si se llegara a desperdiciar en nuestro sistema (cuando no se evita tal desperdicio). Se considera a las termoeléctricas en el estudio, porque representan alrededor del 70% de la generación de energéticos en el país.

Una vez calculada la cantidad de combustible a quemar para reemplazar a la energía desperdiciada, se obtuvo la cantidad de dióxido de carbono que se emitiría a la atmósfera durante su quema, lo cual aumentaría el efecto invernadero y por ende contribuiría al calentamiento global.

Con el propósito de comprender y visualizar el justo valor del impacto positivo de la optimización en el diseño hidráulico del acueducto, al minimizar con óptica de sustentabilidad las pérdidas de energía por la conducción de agua en tubería y accesorios de este proyecto, también podríamos traducirlas a árboles que serían necesarios para absorber del aire ambiente gases nocivos (emisiones de  $CO_2$  en plantas termoeléctricas) en cantidades equivalentes a energía desperdiciada por fricción y cambio de dirección durante la conducción por diseño errático del acueducto.

Otra forma de decirlo es: evitar pérdidas de energía y optimizar el diseño de los acueductos podría traducirse a un efecto de limpieza del aire en la atmósfera equivalente a la remoción de  $CO_2$  por una cierta cantidad de árboles plantados, gas dañino para la salud pública y atmósfera del planeta.

Como ésta investigación parte de un trabajo previo de propuesta de generación de energía verde y abastecimiento de agua potable para el municipio de Autlán de Navarro, Jalisco, México, se toman en cuenta árboles cuyo cultivo es viable y factible en dicha región, por sus características de suelo y clima.

Por ser el cítrico con mayor índice de absorción de dióxido de carbono, se toma en cuenta la planta de limón o limonero.

Para finalizar, con fundamento a los resultados obtenidos durante ésta investigación, se seleccionan los elementos más apropiados para la construcción del acueducto, cumpliendo con los 3 rubros de la sustentabilidad.

### **Prevención de daños por efecto de Golpe de Ariete**

El estudio del golpe de ariete (conocido en inglés como “waterhammer”) ha sido tema de interés de reconocidos ingenieros, físicos y matemáticos desde hace mucho tiempo. El golpe de ariete ocurre en las tuberías cuando el estado de flujo permanente es perturbado mediante la modificación de la velocidad del flujo. En general, el cambio en la velocidad del flujo puede ser causado por la apertura o cierre repentino de válvulas, falla de mecanismos hidráulicos, partida / parada de bombas, etc.

El nombre “golpe de ariete” proviene del sonido que generalmente acompaña al fenómeno, similar al ruido del martillo golpeando una tubería. Sin embargo, la magnitud del ruido no es equivalente a la magnitud de la onda de choque, ya que el sonido puede ser amortiguado mientras la onda de presión daña las instalaciones. El efecto más severo del golpe de ariete pueden causar daños serios a tuberías y mecanismos hidráulicos, tales como rupturas, colapsos por vacío, etc., sin considerar otros efectos que también podrían generar costos humanos, materiales y financieros, incluyendo problemas sanitarios.

$$P = \rho av \quad (2)$$

donde:

P es el aumento de presión (Pa)

$\rho$  es la densidad del agua (1,000.30 Ns<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)

a es la celeridad (m/s)

v es la velocidad del agua (m/s)

Para tubería de acero, con relación  $d_i / t \leq 100$  la celeridad se calcula con la siguiente expresión

$$a = \frac{1.439}{\sqrt{1 + \frac{d_i}{100t}}} \quad (3)$$

donde:

$d_i$  es el diámetro interior (m)

$t$  es el espesor de pared (m)

Al cerrar una válvula en una tubería, el tiempo que tarda la onda de presión en viajar toda la longitud de la tubería y volver hasta la válvula es:

$$T = \frac{2L}{a} \quad (4)$$

donde:

$T$  es el tiempo (s)

$L$  es la longitud de la tubería (m)

$a$  es la celeridad (m/s)

## RESULTADOS

Considerando pérdidas primarias y secundarias incluyendo la longitud equivalente de accesorios en el estudio y cálculos se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 1. Comparativa de pérdidas de carga para 35,000 metros estimados de tubería (de 3,000 metros de longitud equivalente de accesorios, + 32,000 metros de longitud recta de tubería) del acueducto en este Proyecto. Tubos Cédula 40.

Material	Diámetro nominal (pulg)	Diámetro interior (metros)	Factor de fricción	Velocidad media del agua (m/s)	Pérdida de Carga (m de agua)	Pérdida de Carga (Pascuales)
<b>PVC (Policloruro de Vinilo).</b>	10	0.2534	0.0085636	2.18117	286.909	2'807,999
	12	0.3020	0.0086269	1.5356	120.21	1'176,500
	14	0.3321	0.0086763	1.26988	75.1815	735,804
<b>Acero Comercial.</b>	10	0.2545	0.0137691	2.16235	451.427	4'418,130
	12	0.30322	0.0133301	1.5233	182.039	1'781,632
	14	0.3333	0.0131083	1.26076	111.555	1'091,813
<b>Acero al carbón.</b>	10	0.2545	0.0135469	2.16235	444.142	4'346,840
	12	0.30322	0.0131221	1.5233	179.199	1'753,831
	14	0.3333	0.0129077	1.26076	109.848	1'075,090

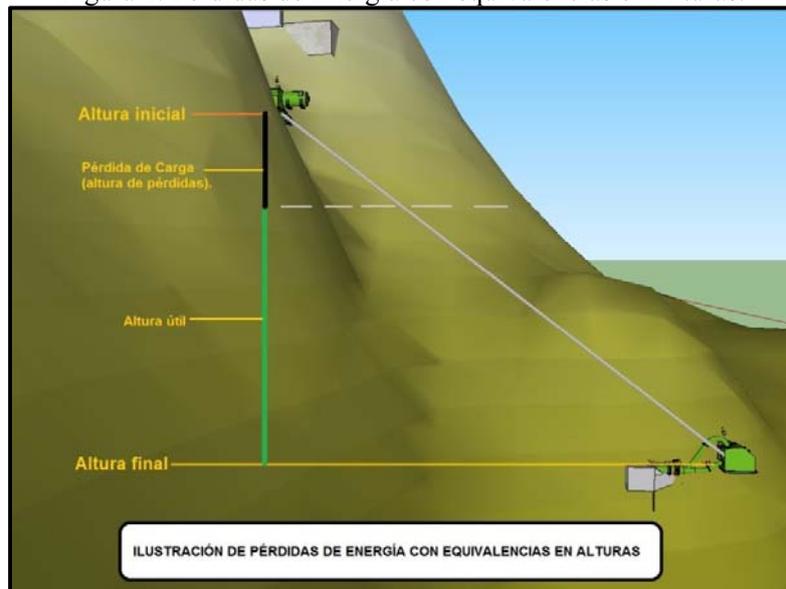
Fuente: Cuahtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

En la comparación de su comportamiento durante el funcionamiento del sistema con cada opción de construcción podemos encontrar consecuencias de las irreversibilidades expresadas en cantidades de  $CO_2$  que se arrojarían a la atmósfera en plantas termoeléctricas debido a pérdidas y se generara su

equivalente en plantas termoeléctricas, si no se aprovechara la energía verde disponible en el inicio del acueducto.

Estas consecuencias se ven en la siguiente tabla expresadas en equivalencias de las pérdidas de energía por la conducción de agua en tubería y accesorios cédula 40 del acueducto de este Proyecto en toneladas/año de  $CO_2$  que se emitirían en plantas termoeléctricas.

Figura 1. Pérdidas de Energía con equivalencias en Alturas.



Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

Tabla 2. Emisiones de  $CO_2$  en toneladas para tubería de cada material y diámetro.

Diámetro nominal (pulgadas)	PVC (Policloruro de Vinilo)	Acero Comercial	Acero al carbón
10	1,921.100	3,022.690	2,976.111
12	804.910	1,218.910	1,199.890
14	503.405	746.960	735.529

Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

En la anterior tabla comparativa se puede apreciar que el material más eficiente para fines optimización en el diseño del acueducto y aprovechamiento para generación de energía verde, es el Policloruro de Vinilo (PVC); y el menos eficiente de esta investigación es el Acero Comercial.

Es conveniente establecer diferencias de: toneladas/año entre las equivalencias en emisiones de  $CO_2$ , debido a las pérdidas de energía por la conducción de agua en tubería cédula 40 y accesorios de este Proyecto (para iguales tamaños nominales de tubos).

Tabla 3. Comparación de emisiones de  $CO_2$  en toneladas para tubería de PCV y Acero Comercial.

Diámetro nominal (pulg)	Los dos diferentes materiales para los que se hace la diferencia de las emisiones de $CO_2$	Diferencias de emisiones de $CO_2$ por año (toneladas)
10	PVC - Acero Comercial	1,101.590
12		414.000
14		243.555

Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

Enseguida se presenta el efecto de impacto ecológico positivo si se emplea Policloruro de Vinilo y no Acero Comercial para cada uno de los tres diámetros nominales abordados en el estudio:

Tabla 4. Equivalencias de: cantidad de árboles limoneros y hectáreas de suelo que ocuparían con absorción de las toneladas/año de  $CO_2$  que se emitirían en plantas termoeléctricas debido a las pérdidas de energía por la conducción de agua en tubería y accesorios cédula 40 del acueducto de este Proyecto

Diámetro nominal (pulg)	Comparación	Cantidad de limoneros	Hectáreas de plantación
10	PVC - Acero Comercial	10,301.68	36.7917
12		3,871.58	13.8271
14		2,277.64	8.1344

Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

El golpe de ariete es un cambio súbito de presión, ya sea arriba o abajo de la presión normal, que se produce por una variación brusca de la velocidad del flujo en una tubería. Cada vez que la velocidad del flujo cambia, ya sea en aumento o en decremento, se origina el golpe de ariete.

El aumento en la presión debido a un cierre instantáneo de una válvula, depende de las velocidades del fluido y de la onda de presión (celeridad).

Tabla 5. Comportamiento del agua en el acueducto en diseño.

Diámetro exterior (m)	Diámetro interior (m)	Espesor de pared (m)	Longitud m	$\rho w$ Ns <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	Velocidad del agua (m/s)
0.32385	0.30323	0.01031	7000	1000.3	1.5356

Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

$$relación = \frac{d_i}{t} = 29.4112512 < 100 \therefore$$

La celeridad (adaptada la ec de "a" para tubería de pvc) vale

$$a = 318.906143 \text{ m/s}$$

tiempo de viaje de la onda ida y vuelta en L:

$$T = 43.9000637s$$

Por lo tanto se llega a que el aumento de presión en este caso asciende a:

Tabla 6. Presión y Altura piezométrica.

P =	489859.187 Pa
H =	49.9366526 m

Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

Figura 2. Acueducto.



Fuente: Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

### **Factibilidad Económica**

Para que un proyecto sea sustentable, no puede omitirse el rubro económico. Es por ello que se hizo un estudio para analizar los pros y los contras de cada opción para el diseño del acueducto.

A continuación se presentan los resultados de dicho análisis en los que se evalúan las pérdidas de energía entendidas como pérdidas económicas para cada combinación posible entre diámetros y materiales considerados en éste proyecto.

Las pérdidas de energía se consideran a la vez económicas, ya que se dejaría de percibir ingresos económicos por concepto de venta de electricidad a la CFE, quien compra el KWh a \$0.94 m.n. a cualquier persona, empresa o institución que genere energía. Por norma, se debe hacer la venta a la Comisión Federal e ingresar toda la energía eléctrica generada a la red nacional.

Tabla 7. Rendimiento económico del acueducto en diseño.

MATERIAL	Diám. Nominal (pulg)	Pérdida anual de energía (MWh)	Costo de las pérdidas (en pesos)	Diferencias de costos (en pesos)	Relación costo/media (por material).	Comparación de ventaja de ahorro entre diámetros por material.
<b>PVC (Policloruro de Vinilo).</b>	10	2,705.78	2'543,433.20		1.78462656	
	12	1,133.68	1'065,659.20	1'477,774.00	0.747730946	104%
	14	709.021	666,479.74	399,179.46	0.467642494	28%
<b>Acero Comercial.</b>	10	4,257.31	4'001,871.40		1.817773344	
	12	1,716.77	1'613,763.80	2'388,107.60	0.733021261	108%
	14	1,052.06	988,936.40	624,827.40	0.449205396	28%
<b>Acero al carbón.</b>	10	4,191.70	3'940,198.00		1.817828309	
	12	1,689.99	1'588,590.60	2'351,607.40	0.732903515	108%
	14	1,035.96	973,802.40	614,788.20	0.449268176	28%

Fuente: Cuahtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún

Aunado a ello, podemos considerar los bonos de carbono: uno de los 3 mecanismos establecidos en el tratado de Kioto para la reducción de emisiones causantes del efecto invernadero.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados de este proyecto están mostrando la importancia de enfocar los esfuerzos en dotar de suficiente agua para uso doméstico a todas las regiones del mundo que tengan características similares a las del caso que aquí se toma para estudio.

Los resultados obtenidos están confirmando la pertinencia de la propuesta de este proyecto de aprovechar de manera sustentable la energía verde que la naturaleza pone a nuestra disposición.

Es de suma trascendencia que la mitigación al sector energía tome en cuenta otras fuentes de energía diferentes a las que a corto plazo resultan ser más económicas pero a la vez dañinas al medio ambiente.

Es posible hacer mejoras para la infraestructura al nivel de diseño de manera más económica que en las áreas de construcción y mantenimiento, por lo que resulta altamente importante el hecho de poner énfasis en ésta etapa del ciclo de la ingeniería para abatir costos y dejar en su punto óptimo las instalaciones u obras que estarán sirviendo a la sociedad.

Este proyecto tendrá continuidad desarrollando investigación de ingeniería civil y ambiental hasta completar a mediano plazo la totalidad del caso Autlán de Navarro, culminando con el proyecto ejecutivo.

Se invita a que se desarrollen proyectos de ésta índole en otras áreas del conocimiento, ya que los sistemas involucrados en acueductos y plantas de generación eléctrica requieren del concurso de varias disciplinas de la ingeniería.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

De acuerdo a los resultados aquí obtenidos tras el estudio realizado para encontrar el diseño óptimo del acueducto (del pre proyecto cuyas características en otro momento fueron detalladas), el material indicado para la construcción es el Policloruro de Vinilo.

En cuanto a dimensiones se refiere, el diámetro más adecuado por su comportamiento hidráulico y coste, es el de 12 pulgadas de diámetro nominal. El de 10 pulgadas muestra pérdidas intolerables para fines de generación de energía y el de 14 pulgadas tiene un costo bastante elevado que no reúne los criterios para ser considerado viable económicamente.

La aplicación de la tubería de 12 pulgadas comparada contra la de 10, a pesar de ser más costosa a corto plazo, se justifica en éste rubro debido al ahorro de energía, que al momento de ser incorporado a la red eléctrica de la Comisión Federal de Electricidad, reportará ventajas de alrededor de \$600,000 m.n. Anuales.

La Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) define a los bonos de carbono como los certificados de compra y venta de la reducción o captura de gases de efecto invernadero. Según el Fondo Mexicano del Carbono (FOMECAR) constituido por el Banco Nacional de Comercio Exterior (BANCOMEXT). Cada tonelada de CO<sub>2</sub>, o bono de carbono, tiene un valor de 15 dólares. Por lo que representaría un ingreso extra de alrededor de \$77,000 m.n. Cada año.

Tras haber concluido el estudio económico, se hace un plan de financiamiento a 15 años, en el que el acueducto con la selección hecha previamente, se pagaría por sí mismo por medio de los ingresos por venta de energía. Es autofinanciable.

Se demuestra que la ingeniería abre una amplia gama de oportunidades reales de desarrollo sin dañar a nuestro medio ambiente y por ende al planeta.

## **REFERENCIAS**

- Giles, Evett y Liu (2001). Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. DF, México. Ed. McGraw Hill.
- Sotelo Avila, Gilberto (2002). Hidráulica General. México Ed. Limusa.
- Saldarriaga, Juan (2007). Hidráulica de Tuberías. Colombia. Ed. Alfaomega,
- Cengel, Yunus A. y Boles, Michael A (2007). Termodinámica. México. Ed. McGraw Hill,
- Dawes, Chester L. (2005). Tratado de Electricidad II. Corriente Alterna México. Ed. Gustavo Gili.
- Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales, consultado el 18 de marzo de 2013 de:  
[http://app1.semarnat.gob.mx/dgeia/informe\\_resumen/07\\_agua/cap7.html](http://app1.semarnat.gob.mx/dgeia/informe_resumen/07_agua/cap7.html)
- Gabriel Vaca Urbina (2003). Fundamentos de Ingeniería Económica (tercera edición); México D.F. Mc Graw Hill Interamericana Editores S.A.
- Gobierno de México. 2010. México: IV Comunicación Nacional ante la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático, Medio Ambiente. Edición: 2010. México D.F. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

## Capítulo 4. Interacción fluido estructura en una red experimental

*M. Simão (1), J. Mora-Rodriguez (2), H.M. Ramos (1)*

(1) Instituto Superior Técnico, University of Lisbon (Portugal) m.c.madeira.simao@tecnico.ulisboa.pt

(2) Universidad de Guanajuato (México) jesusmora@ugto.mx

---

**RESUMEN.** Este trabajo enmarca la importancia de la interacción fluido-estructura (FSI, siglas en inglés) y la complejidad en los sistemas hidráulicos que dependen del tipo de apoyo y sujeción de la infraestructura. El comportamiento del fluido y la estructura se estudia como un todo, ya que la estructura reacciona con el movimiento del flujo y en consecuencia, se genera una respuesta del fluido por vibración de la estructura. De esta manera, se hace uso de un modelo 3D simulado mediante Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, siglas en inglés). El modelo numérico fue validado mediante ensayos experimentales de un modelo físico adaptado para dicho propósito. La solución obtenida para el sistema experimental en estudio muestra la capacidad del modelo numérico para simular las condiciones reales y proporciona una mejor comprensión de los efectos dinámicos que pueden estar involucrados en las estructuras hidráulicas a presión.

**ABSTRACT.** This work highlights the importance of fluid-structure interaction (FSI) in hydraulic systems and its complexity problem that is dependent on the pipeline's layout and supports. The behaviour of the fluid and the structure is studied as a whole, since the response of the structure is changed by the flow modification and, consequently, on return, the response of the fluid by structure vibration. Numerical methods are used, being compared with experimental tests taken in a laboratory network that was adapted and improved for this purposed. Thus, a 3D-model based on Computational Fluid Dynamics (CFD) is used. The solution obtained for the analysed system shows the ability of each model to simulate real conditions and provide a mean for better understanding the structural effects that can be involved in under pressure hydraulic structure systems.

---

**Palabras clave:** interacción flujo-estructura (FSI), dinámica de fluido computacional (CFD), vibraciones en la estructura, transitorios hidráulicos.

**Keywords:** fluid structure interaction (FSI), computational fluid dynamics (CFD), structural vibrations, transient events.

## **INTRODUCCIÓN**

Los cambios repentinos en el flujo, como la apertura rápida o cierre de una válvula, conducen a aumentos de presión que rápidamente se aleja de la fuente de perturbación en diferentes direcciones hacia todo el sistema presurizado (Sabadra y Bhave, 2014). En caso de que no se presente otro evento transitorio, las condiciones de flujo asociadas a las ondas de presión se presentarán hasta que la energía sea completamente amortiguada y disipada (Thorley, 1991). La presencia de fuertes vibraciones hidráulicas puede provocar la ruptura de una instalación, así como daños en el revestimiento interior, además del desgaste de los equipos de impulsión, así como de medición y control instalados en el sistema. Las ondas de presión pueden también conducir a la fatiga gradual de los apoyos y sujeciones del sistema. Estas oscilaciones de masa de agua en un conducto, además de causar vibraciones en la tubería, pueden generar succión de aire.

La interacción entre el fluido y la estructura se manifiesta en forma de vibraciones y en variaciones en la velocidad y la presión del fluido. Las cargas adicionales de presión se transmiten a los soportes mecánicos, los cuales dañan la estructura, dando lugar a inestabilidad dinámica crítica. Es por ello que no tomar en cuenta la influencia de la FSI debido a eventos transitorios hidráulicos, durante la fase de diseño puede conducir a daños en el sistema.

Para simular los transitorios, es necesario un modelo numérico capaz de reproducir las interacciones entre las diferentes condiciones de contorno, por ejemplo, el fluido, la estructura, las válvulas, los desplazamientos y las deformaciones. Normalmente, el comportamiento de los diversos componentes de estos sistemas complejos no es lineal, tanto en términos de geometría, debido a los grandes desplazamientos y deformaciones; como a las leyes de la reología de los materiales (Casadei et al., 2001). Por lo tanto, para entender mejor la dinámica de los fenómenos asociados a la FSI, se utilizan simulaciones computacionales (Kratz et al., 2003). En un problema acoplado, se crean dos volúmenes, el dominio del fluido y el dominio de la estructura de deformación (Liu et al., 2012).

Así, para estudiar los transitorios hidráulicos y su influencia en el comportamiento de la estructura en diferentes niveles de detalle, se utilizan métodos numéricos basados en CFD. Los resultados obtenidos son comparados con las pruebas experimentales llevadas a cabo en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica de la Universidad de Guanajuato (DIGH-UG). El rango de los resultados del estudio experimental de los transitorios hidráulicos enmarca la importancia de la predicción precisa de las variaciones de presión a fin de garantizar la integridad del sistema.

## **PRUEBAS EXPERIMENTALES**

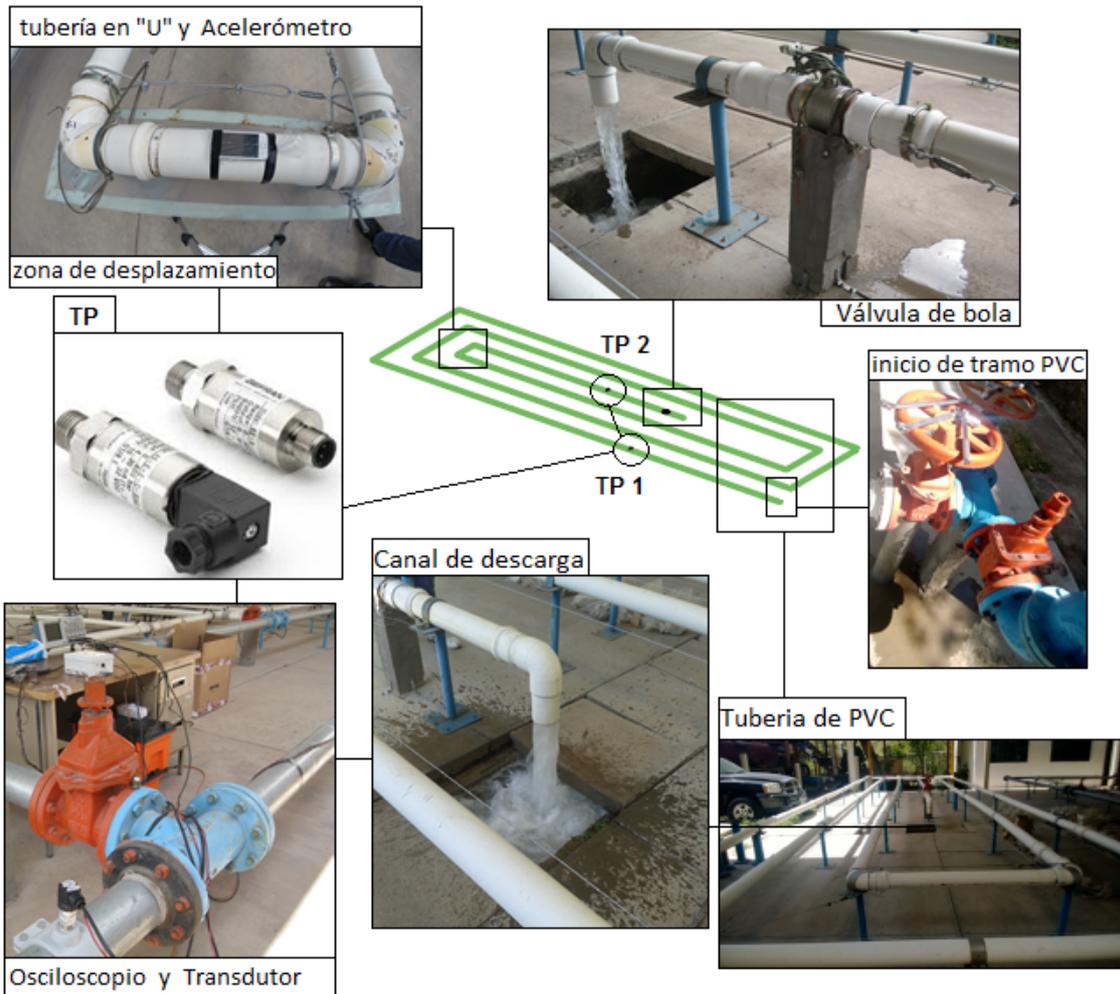
La instalación del laboratorio está conformada por una conducción de 4 pulgadas de diámetro y 123.3 m de longitud la cual es alimentada desde una cisterna e impulsado el flujo mediante un equipo de bombeo. En un primer tramo de 37.9 m se tiene tubería de fierro galvanizado y en un segundo tramo de 85.4 m se tiene tubería de PVC. Al inicio de la conducción se tiene una válvula de control de flujo (FCV) y al final de la conducción se tiene una válvula de bola. El agua retorna a la cisterna mediante un canal de descarga (Figura 1).

El tubo se apoya en unos soportes metálicos de 0.5 m de altura y está sujetado con unas abrazaderas de metal. Las conexiones se realizan a través de bridas, coples y juntas mecánicas.

En las pruebas experimentales, los eventos transitorios son inducidos en la extremo aguas abajo de la tubería de PVC, cerrando la válvula de bola. Tres transductores de presión (TP) están instaladas en

todo el sistema, estando dos de ellos situado en la tubería de PVC y uno al final de la tubería de hierro galvanizado. El primero en la tubería de PVC, ubicado a 2 m del inicio de dicho tramo (TP1) y el segundo ubicado inmediatamente aguas arriba de la válvula de bola (TP2). Se instala un acelerómetro en la zona donde se generarán los desplazamientos, esta zona es el tramo de PVC, donde se presenta un doble cambio de dirección con forma de "U".

Figura 1. Instalación de la línea de conducción (Tramo PVC), DIGH-UG.



Inicialmente se establece un valor de caudal, asegurando las condiciones de flujo estable. Posteriormente se induce un transitorio hidráulico provocado con cierre rápido de la válvula de bola. El incremento de presión fue registrado por un osciloscopio de adquisición de datos. Un acelerómetro se utilizó para registrar las vibraciones de la tubería después del cierre rápido.

Durante el evento transitorio, la instalación ha sufrido desplazamientos en las direcciones principales. La Figura 2 muestra la variación de la presión al inicio y final de la tubería de PVC, obtenida para un flujo inicial de 9 l/s. Mientras que en la Figura 3 se muestran dichos desplazamientos a lo largo del tiempo en la conducción de PVC, después del cierre de la válvula.

Figura 2. Variación de presión en TP1 y TP2

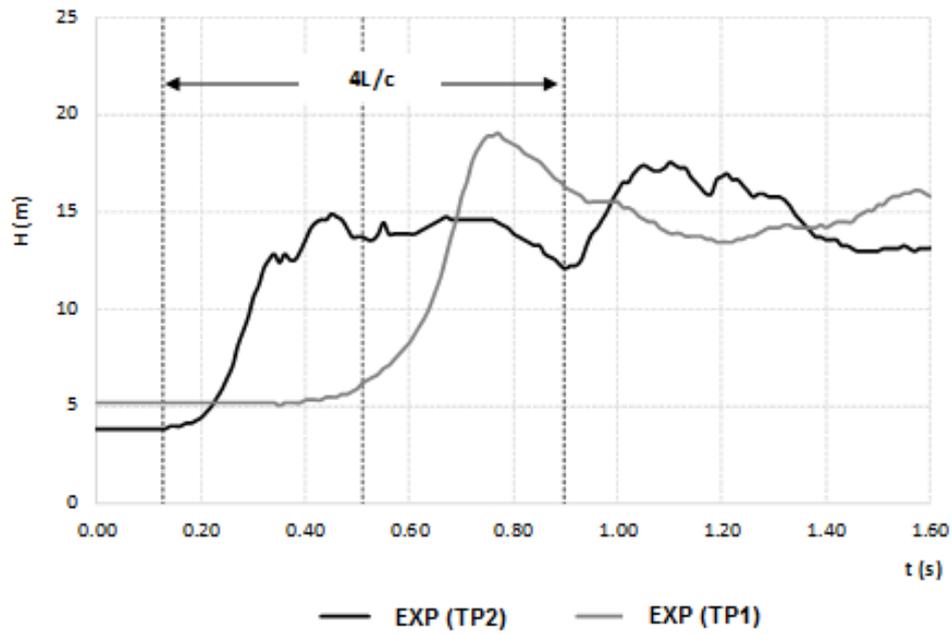
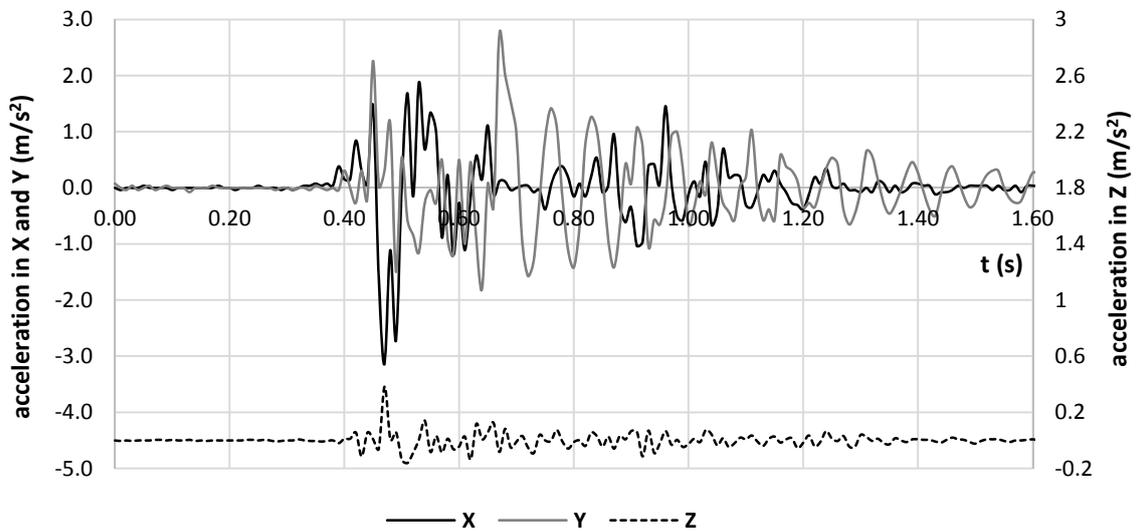


Figura 3. Desplazamientos en las direcciones principales



### Modelo CFD

En este trabajo, se utilizó un modelo 3D basado en la dinámica de fluidos computacional (CFD), para simular los fenómenos asociados al golpe de ariete y también basado en el método de elementos finitos (FEM, siglas en inglés) para estudiar las características estructurales que intervienen en el comportamiento del sistema. Así, en el modelo CFD se define primero la geometría del modelo 3D

basado en la instalación física, y posteriormente se crean dos tipos de dominios, el del fluido (el volumen de agua) y el de la estructura (el volumen de la tubería, considerando el espesor de la misma).

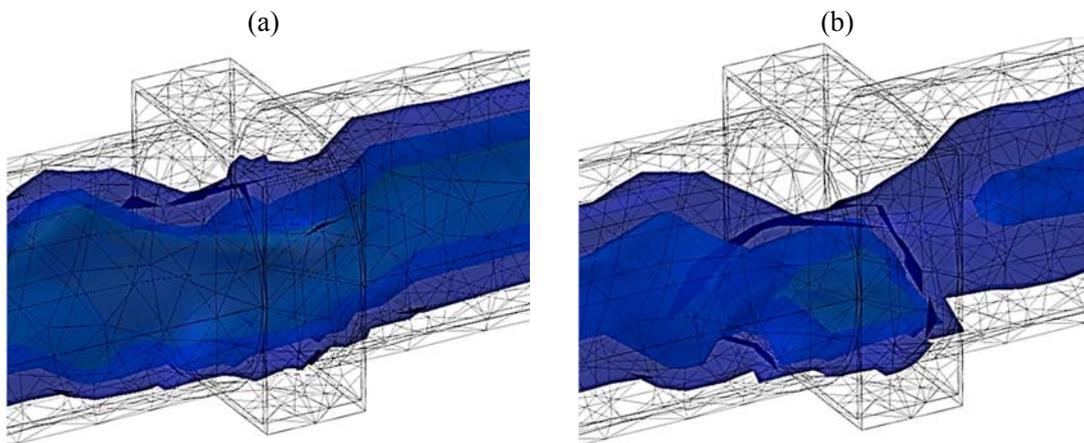
En el campo del fluido, el modelo de turbulencia seleccionado fue el modelo K-epsilon (K-ε), y en el dominio sólido, se considera el material correspondiente a las características de las tuberías de PVC, además de los soportes del sistema de tuberías con la restricción de movimiento de acuerdo a la posición en que se encuentran.

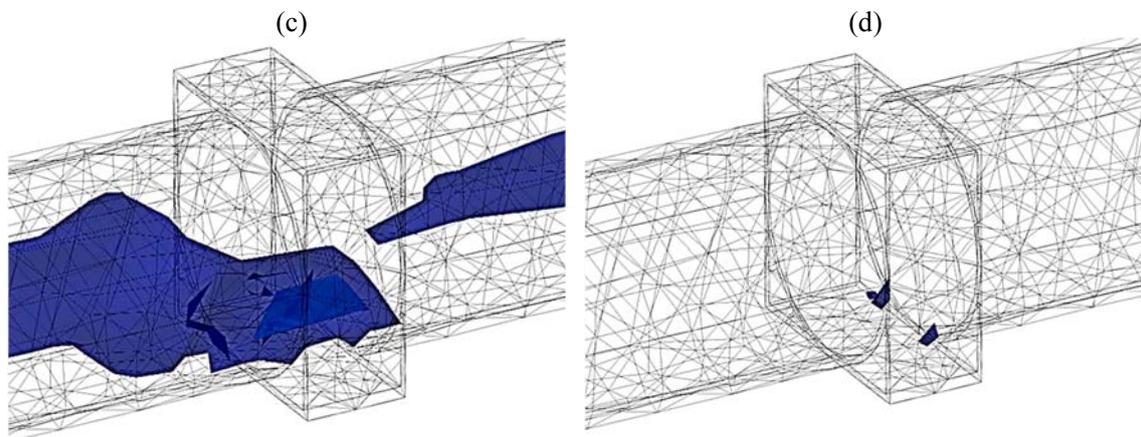
Se utilizó la viscosidad el efecto en el fluido debido al cierre rápido de la válvula, esto es, el uso de una propiedad del fluido que se puede variar en función del tiempo. Por lo tanto, se aplica una función de la viscosidad dinámica en el campo del fluido, mediante la creación de otra propiedad del fluido en el obturador. De esta manera, se crea una expresión para simular la válvula viscosa, utilizando las siguientes variables:

$$GateViscosity = \underbrace{0.001 + 1 \times step1(z[1/m] - Z_{Gate}[1/m])}_{\substack{\text{viscosidad dinámica} \\ \text{del agua}}} \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{\text{Posición de la válvula}}$$

El uso de una función de paso define la curva característica de una válvula de bola. Cuando la válvula está en la posición abierta, la viscosidad es de 0.001 Pa.shasta alcanzar un valor de 1.0, en el cual se tiene flujo igual a cero o cierre completo de la válvula. Esta expresión se aplica a la configuración del dominio del fluido (Figura 4).

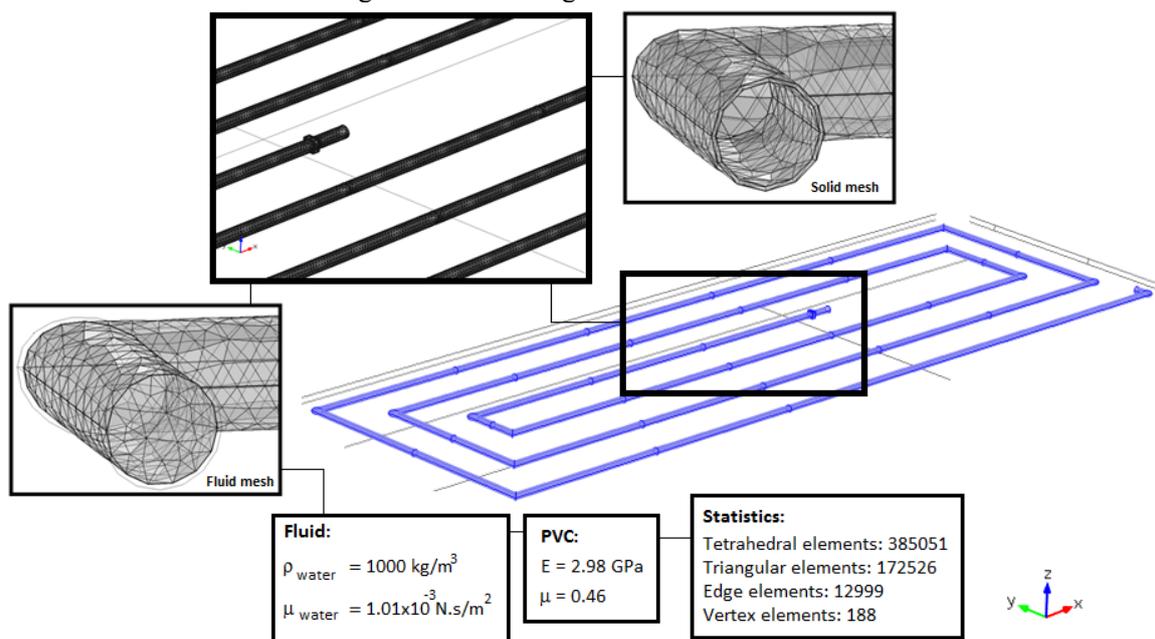
Figura 4. Variación de viscosidad de la válvula de bola: (a) 20% cerrada; (b) 50% cerrada; (c) 80 % cerrada; (d) 100% cerrada.





Dos mallas de elementos finitos se crean para cada dominio (i.e. fluido y sólido) que consiste, respectivamente, en 105,837 tetraedros con 455,353 grados de libertad y 252,682 tetraedros con 895,888 grados de libertad (Figura 5).

Figura 5. Malla integrada fluido-estructura.

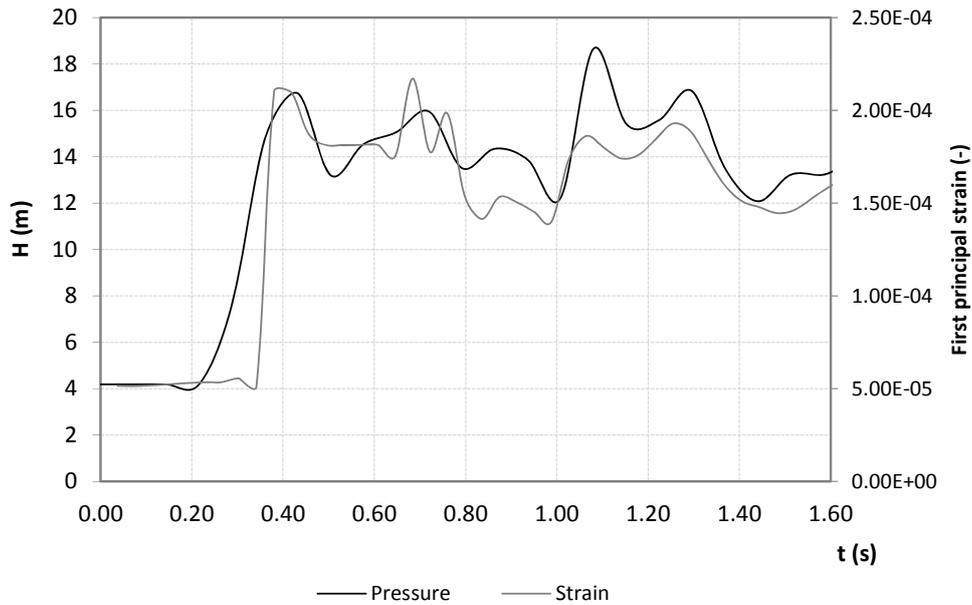


## RESULTADOS

Los resultados asociados a la transferencia de fuerzas y momentos, entre el fluido y la pared de la tubería, durante la condición inestable generada por el cierre rápido de la válvula de bola, en el TP2, se muestran en la Figura 6.

Las fluctuaciones de presión y la expansión de la tubería se presentan con un trayecto sincrónico. Durante el estado estacionario, para una presión constante de 4 m, la tubería ya no está en reposo absoluto, presentando una distensión de  $5 \times 10^{-5}$ . En el régimen transitorio, se producen oscilaciones de la presión dentro de la tubería, provocando la extensión en el eje de la tubería y en consecuencia, el desplazamiento del sistema.

Figura 6. Variación de presión y primera deformación principal a través del tiempo



A lo largo del eje-x, el desplazamiento máximo obtenido es 0.0085 m (Figura 7). Estos desplazamientos máximos, después de la simulación FSI, están asociados a las tensiones máximas obtenidas en el tiempo  $t = 1.12$  s (Figura 8).

Figura 7. Desplazamiento máximo a lo largo del eje-x obtenido en el modelo CFD.

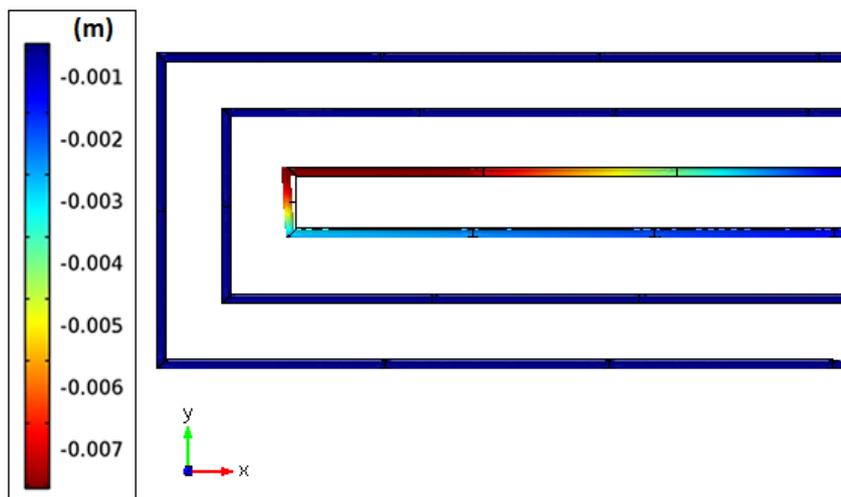
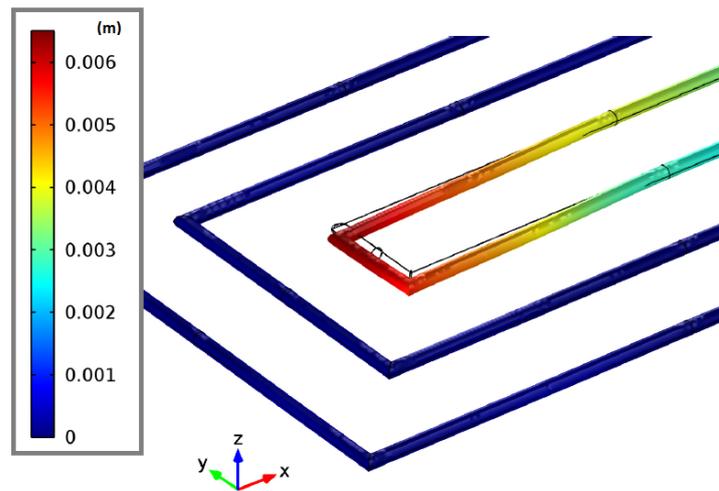


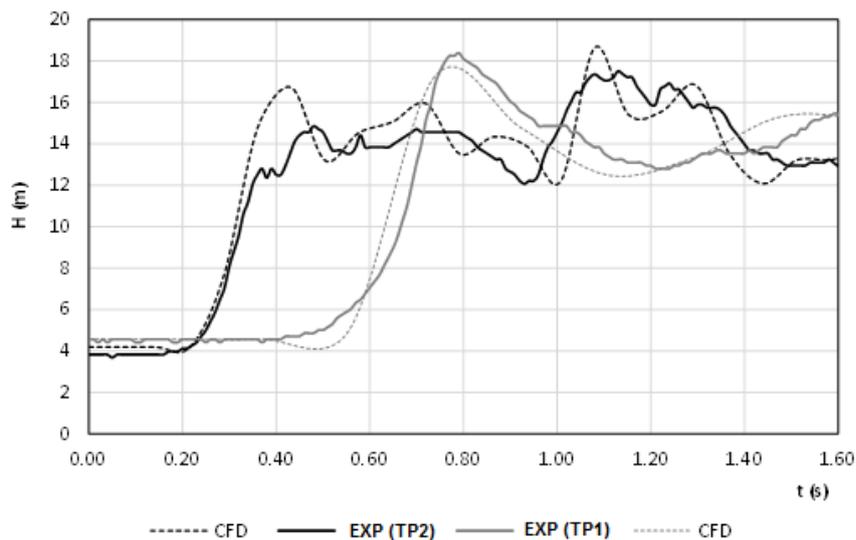
Figura 8. Desplazamiento total máximo obtenido en el modelo CFD.



La comparación de la presión medida en el transductor TP1 y la presión interior obtenida a través de la simulación FSI durante el golpe de ariete, muestra que la estructura se mueve mientras la onda de presión se propaga a lo largo del conducto.

La simulación FSI realizada de manera tridimensional tiene en cuenta la contribución del movimiento de la estructura y en consecuencia la acumulación de energía debido a la elasticidad del material. Tanto las simulaciones como los experimentos muestran cierta inestabilidad desde el  $t = 0.4$  s hasta el  $t = 1.4$  s, que se relaciona con el comportamiento reológico del material (Figura 9).

Figura 9. Variación de presión y primera deformación principal a través del tiempo



En comparación con el modelo CFD, las principales diferencias son el resultado de la deformación y el desplazamiento de la estructura. Estas diferencias conducen a un aumento de la presión interna inducida por el rápido cierre de la válvula de bola. Así, las condiciones numéricas son similares a las experimentales.

Según la Tabla 1, el efecto del movimiento de la tubería debida a las ondas de tensión axiales, se puede observar en las presiones registradas. Las variaciones de presión pueden ser generadas por la vibración lateral de la tubería. Lo cual se puede interpretar como el mecanismo de acoplamiento axial-lateral que se presenta en tramos de tubería con cambios de dirección, en combinación con Poisson y el acoplamiento Bourdon (Budny, 1988; Fan, 1989).

Tabla 1. Resultados obtenidos en el modelo CFD y los datos experimentales (TP1).

<b>Parametros</b>	<b>Datos experimentales</b>	<b>Modelo CFD</b>
$P_{int}^{max}$ (m)	17.7	19.0
$\sigma_{a_x}^{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1330	1430
$\sigma_{h_x}^{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2660	2850
$\delta_{a_x}^{max}$ (m)	0.0074	0.0071
$\delta_{a_y}^{max}$ (m)	0.0057	0.0056

## CONCLUSIONES

El modelo 3D describe variaciones de presión de acuerdo con los resultados experimentales. Sin embargo, en el modelo CFD es posible observar, no sólo la simulación del fluido a través del tiempo, sino que también modela el desplazamiento de la estructura en condiciones inestables. Por lo tanto, se confirma el uso de modelos de CFD en la resolución de ecuaciones tridimensionales con la interacción fluido estructura para la predicción de las condiciones dinámicas de los sistemas hidráulicos, donde los desplazamientos y las vibraciones son significativos.

Se verifica que el acoplamiento fluido-estructura en un modelo CFD, resulta como una buena aproximación para describir problemas de interacción. Especialmente en los casos en los que se generan fuerzas inducidas por transitorios hidráulicos en conductos a presión. Como resultado, genera el desplazamiento de la estructura y ésta a su vez altera las presiones internas del fluido.

## Referencias

- Budny, D.D. The influence of structural damping on the internal fluid pressure during a fluid transient pipe flow. PhD Thesis, East Lansing MI, 1988.
- Casadei, F., Halleux, J.P., Sala, A. & Chillè, F. (2001). Transient fluid-structure interaction algorithms for large industrial applications. Computer methods in applied mechanics and engineering, vol. 190, pp. 3081-3110.

Fan, D. Fluid Structure interactions in internal flows. PhD Thesis, Dundee, UK, 1989.

Kratz, W Munch, K Ungar, K. (2003). The Influence of Fluid-Structure Interaction on Pipe System Loads. Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17). Prague, Czech Republic, August 17–22.

Sabadra, R. and Bhawe, P. (2014). Surge control: A review, International Journal of Advanced Technology in Engineering and Science, vol. 02, no. 7, Available: ISSN: 2348 – 7550.

Thorley, A.R.D. (1991). Fluid Transients in Pipeline Systems, D.& L.George Ltd; 1st edition (September).

Z G Liu, Y Liu, J Lu. (2012). Fluid-structure interaction of single flexible cylinder in axial flow. Computers & Fluid, 56 (2012), 143-151.

## Capítulo 5. Análisis de un accidente en la estación de bombeo de Telheiras

*M. Simão (1), J. Mora-Rodriguez (2), H.M. Ramos (1)*

(1) Instituto Superior Técnico, University of Lisbon (Portugal) m.c.madeira.simao@tecnico.ulisboa.pt

(2) Universidad de Guanajuato (México) jesusmora@ugto.mx

---

**RESUMEN.** En este artículo se presenta una investigación realizada para identificar las causas de un accidente ocurrido en una estación de bombeo en Lisboa. El accidente se generó debido a la variación de presión, el sistema de tuberías sufrió movimientos sucesivos provocando grandes desplazamientos, los cuales condujeron a la ruptura de los soportes. Utilizando el método de los elementos finitos, se desarrollaron modelos de interacción fluido-estructura para explicar las principales causas de la variación de la presión registrada. Para considerar la deformación del dominio del fluido mediante la resolución de la Dinámica de Fluidos Computacional, se utilizó una formulación arbitraria de Lagrange-euleriano de las ecuaciones diferenciales. Además, los desplazamientos resultantes obtenidos a través del FEM se compararon con los obtenidos in situ.

**ABSTRACT.** Investigations were made to identify the causes of an accident occurred in a main water supply system (WSS), in Lisbon, where due to a pressure variation, the pipe system suffered successive movements provoking major displacements and leading to rupture of concrete support blocks. Hydraulic and structural computer analyses based on fluid-structure interaction (FSI) models were developed, using the finite element method (FEM), to explain the main causes for the differential pressure caused. To consider the fluid domain deformation when solving the fluid dynamics, an Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) formulation of differential equations was used. Additionally, displacements results obtained through FEM were compared with those obtained in situ.

---

Palabras clave: interacción flujo-estructura (FSI), dinámica de fluido computacional (CFD), elementos finitos (FEM), variación de presión.

Keywords: fluid structure interaction (FSI), computational fluid dynamics (CFD), finite element, pressure variation.

## INTRODUCCIÓN

Esta investigación se realiza para caracterizar un accidente que se produjo en una estación de bombeo causando movimientos significativos y la consiguiente ruptura de los soporte de hormigón. La investigación sistemática fue desarrollada con el fin de encontrar las causas, tales como: (i) los errores de diseño / construcción o un mantenimiento defectuoso del sistema; (ii) el fracaso de la gestión operativa; (iii) el incumplimiento de la gestión de riesgos; (iv) causa desconocida o situación anómala relacionada con la corrosión, desplazamientos de tuberías o de las condiciones de resonancia (Mora-Rodríguez et al., 2012).

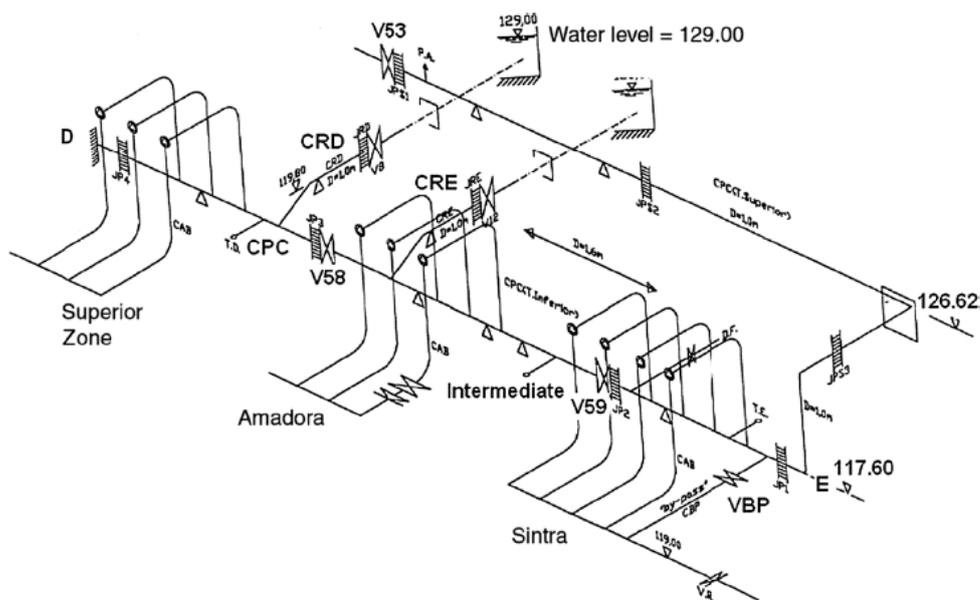
Durante una operación del sistema, los posibles puntos débiles y los factores de riesgo pueden ser identificados. Como resultado de la fatiga por corrosión, en la mayoría de los casos, se producen fallas catastróficas, debido a las fuerzas hidráulicas y mecánicas que pueden inducir vibraciones significativas en los sistemas.

La presencia de fugas puede ser una consecuencia de la insuficiencia de la gestión operativa o la generación de un evento extraordinario. Es por ello que se requiere de conocimientos técnicos y de la investigación especializada con el fin de identificar las causas y evitar estos eventos. Así, para simular la interacción fluido-estructura (FSI, siglas en inglés), se considera un método de los elementos finitos (FEM, siglas en inglés) con diferentes tipos y número de elementos utilizando un procedimiento “one-way”.

## DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

Teniendo en cuenta la disposición de la estación de bombeo (Figura 1), este sistema comprende tres conjuntos de bombas en paralelo que son alimentados por un gran depósito de agua a través de dos tubos de acero, identificados por las siglas CRE y CRD.

Figura 1. Instalación de bombeo



Fuente: Almeida y Ramos (2010)

Estos tubos están conectados al tubo de acero de alimentación principal en la succión (CPC), instalado de forma horizontal con soportes de hormigón, el cual conecta a las bombas y al tubo de derivación (E). El tubo CPC tiene dos válvulas de mariposa (V58 y V59) y una tercera válvula (V53) colocada en el tubo E (Simão et al., 2013).

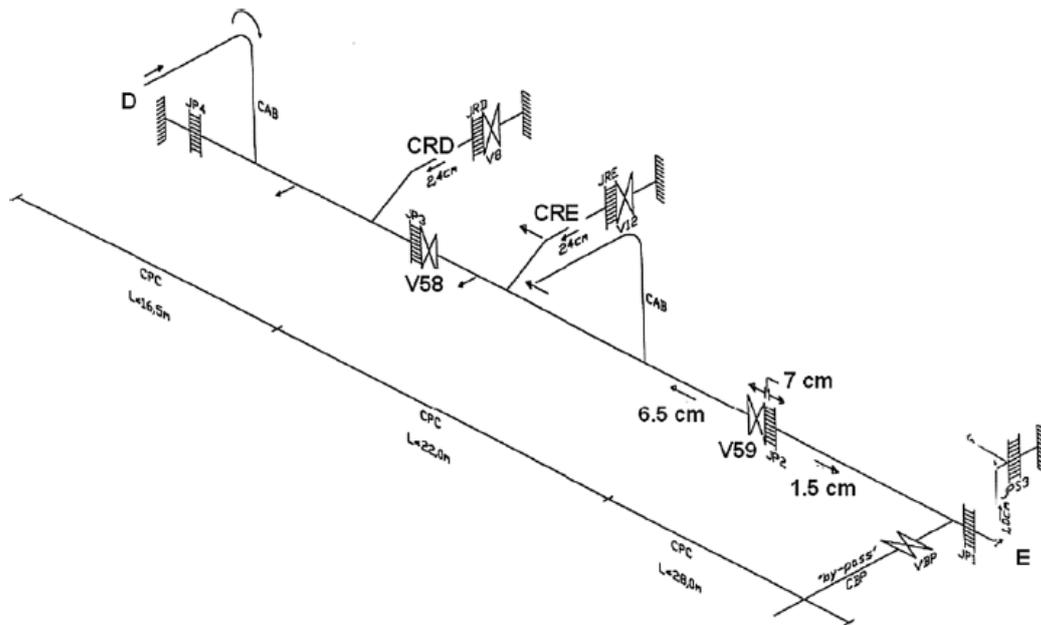
Debido al mantenimiento de rutina y reemplazo de válvulas, las bombas de Sintra se pararon, y la válvula V59 se comenzó a cerrar de forma manual con el fin de aislar el tubo de derivación E. Después de 15 minutos, la válvula V59 se encontraba cerrada.

En los instantes finales de la maniobra se detectaron los siguientes desplazamientos:

- el tubo CPC y la válvula V59 se movieron 0.065 m hacia la válvula V58;
- la unión JP2 se abrió casi completamente (0.07 m);
- el conducto de derivación E se movió 0.015 m en la dirección opuesta.

Después del accidente, la válvula V59 se abrió lentamente y el sistema se mantuvo sin más movimiento. Figura 2, muestra el sistema hidráulico después el accidente.

Figura 2. Desplazamientos debido al accidente.



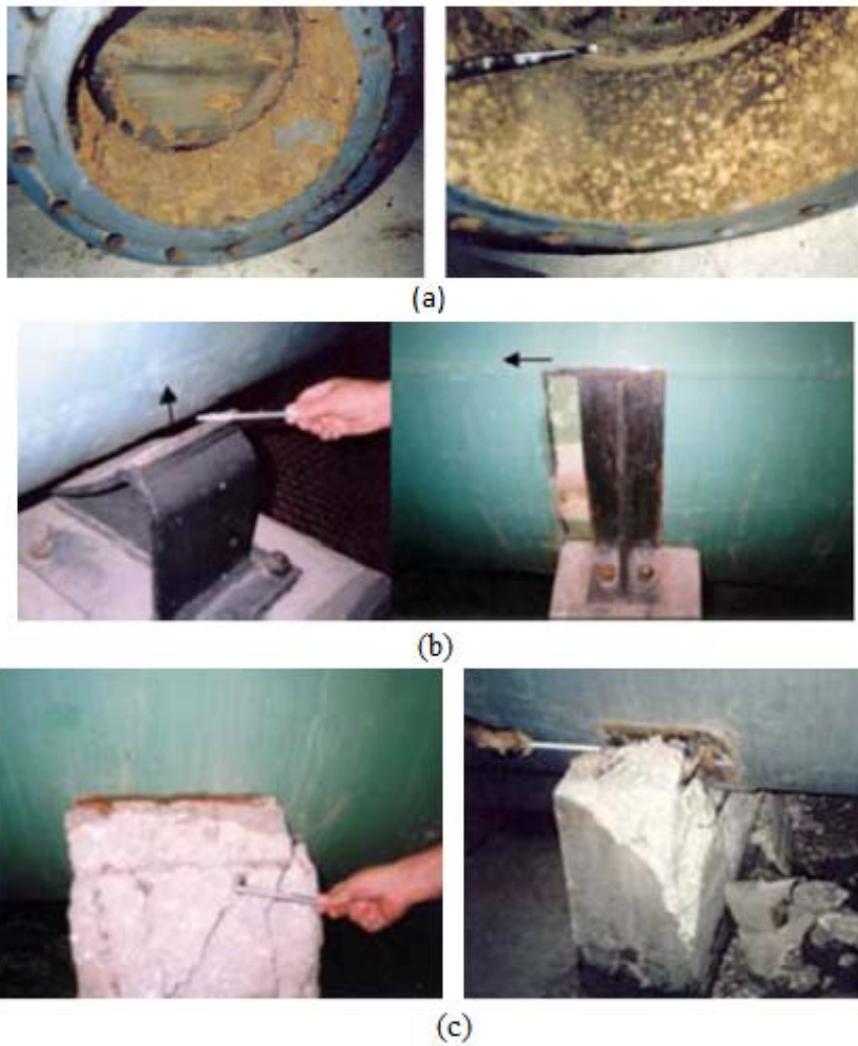
Fuente: Almeida y Ramos (2010)

Durante el proceso de inspección, pequeños orificios fueron detectados en la válvula VBP, la cual se encontraba ligeramente corroída (Figure 3).

Con base en las inspecciones y en los desplazamientos de la tubería, varias posibilidades de causas fueron considerados y sólo uno de ellos fue elegido como la más probable de este accidente. Por lo tanto, Almeida y Ramos (2010) han llegado a las siguientes explicaciones:

- (a) la válvula VBP estaba goteando, debido a las diferentes cargas hidráulicas entre el tubo de compresión y la tubería principal CPC;
- (b) la fuga de la válvula de VBP permitió una transferencia de presión a través de ella, aumentando consecuentemente la presión interna entre las válvulas V59 y V53;
- (c) una fuerza desequilibrada actuó repentinamente en la válvula V59 y el sistema de tuberías se movió.

Figura 3. Inspecciones *in situ*: (a) pequeños orificios y corrosión en la válvula VBP; (b) desplazamientos de la tubería; (c) ruptura de bloques de soporte.



## MODELO CFD

Los mecanismos de transitorios hidráulicos pueden ser causados por cambios rápidos en el flujo y en la presión o pueden ser iniciados por la acción mecánica en la tubería. Con el fin de comprender y cuantificar la interacción mecánica entre el flujo transitorio en la tubería y la vibración resultante en la estructura, se utilizó un modelo de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, siglas en inglés) basado en el método de elementos finitos (FEM). Así, para estudiar las características estructurales que intervienen en el comportamiento del sistema, se define primero la geometría del modelo 3D, donde se han creado dos tipos de dominios, el fluido (volumen de agua) y la estructura (volumen ocupado por los dos conductos de acuerdo a su espesor).

Con el fin de reducir al mínimo el número de elementos de malla asociados a todo el sistema, se hicieron las simulaciones cubriendo sólo la porción entre la V59 y el extremo D.

Las partículas de fluido en movimiento interactúan con los límites del sólido, induciendo su deformación y este a su vez afecta el movimiento del flujo. En este accidente en específico y de acuerdo con las inspecciones realizadas, se concluyó que las deformaciones no afectaron al movimiento del fluido, por lo cual este problema se simuló mediante el modelo “one-way” (Martí et al., 2006).

El objetivo, es determinar si la fuerza de presión que produjo el flujo y que condujo a los desplazamientos registrados en campo es la misma obtenida en las simulaciones.

En este caso, las ecuaciones del movimiento de fluidos (ecuaciones de Navier-Stokes) se reescriben en la forma Arbitraria Lagrange-Euler (ALE), por lo que, las ecuaciones de NS ALE son:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial u}{\partial t} + \rho((u - \hat{u} \cdot \nabla)u) &= \nabla \cdot \left[ -pl + \mu(\nabla u + \nabla u)^T \right] \\ \nabla \cdot u &= 0 \end{aligned} \quad (1)$$

donde,  $t$ ,  $u$ ,  $p$ ,  $\rho$ ,  $\mu$  y  $\hat{u}$ , son: tiempo, velocidad, presión, densidad, viscosidad dinámica del fluido y velocidad en cada nodo de malla, respectivamente.  $I$  representa la matriz diagonal unitaria y  $F$ , la fuerza que afecta al volumen de fluido.

Las condiciones de contorno utilizadas en el dominio del fluido se presentan en la Figura 2. Las condiciones de entradas (P0) se representan con presión atmosférica, y en la condición de salida del flujo (P2), está dado por la condición de orificio.

$$Q_0 = C_d A_0 \sqrt{2g\Delta H_0} \quad (2)$$

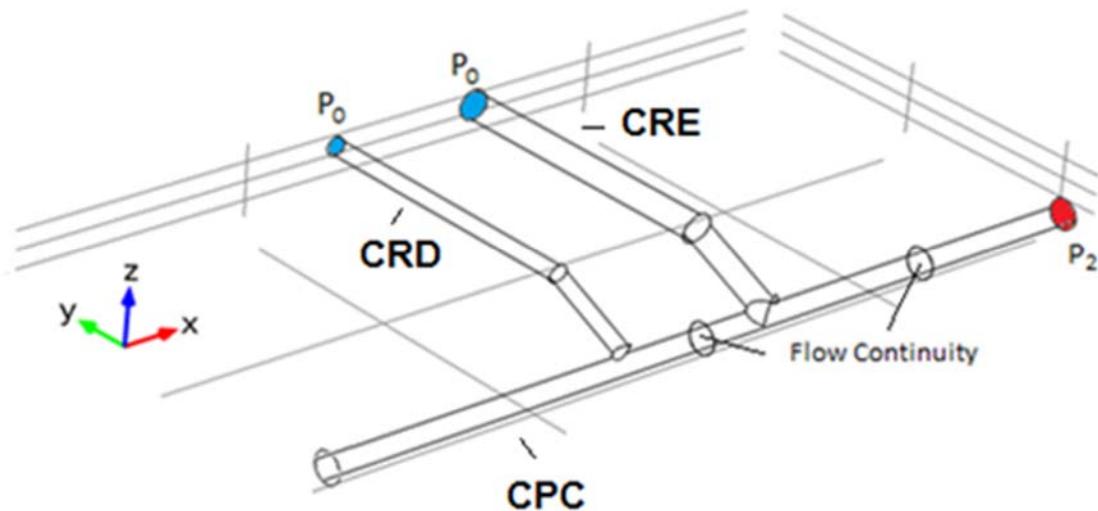
Se tienen diversas técnicas de métodos numéricos que permiten el estudio de situaciones complejas que contempla la formulación de las ecuaciones de la dinámica de movimiento y el análisis de la respuesta de una estructura. Entre las diversas técnicas, la formulación directa es la más intuitiva en el estudio de estructuras simples con un grado de libertad.

El comportamiento de este oscilador depende en general del desplazamiento de la masa y de su velocidad con respecto al soporte. Si la fuerza de retorno depende sólo del desplazamiento y si hay

proporcionalidad entre la fuerza y el desplazamiento, entonces el oscilador es elásticamente lineal (Correia, 2007).

Este es el caso típico de una muelle, pero también representa el comportamiento de cualquier estructura cuando los desplazamientos están por debajo de un cierto límite de elasticidad lineal. En realidad, la amplitud de movimiento disminuye con el tiempo y la masa vuelve a su posición de equilibrio estático. De hecho, una parte de la energía elástica almacenada en la muelle se disipa con el tiempo, este fenómeno se denomina amortiguamiento (Simão et al., 2013).

Figura 2. Condiciones de contorno en el dominio de fluido



Conociendo la ecuación de equilibrio dinámico, y teniendo en cuenta el efecto de amortiguamiento que se muestra en cada tramo, la solución de la ecuación de movimiento se puede obtener por cualquier método conocido en los estudios de oscilación con un grado de libertad. La ecuación de movimiento de un oscilador lineal con un grado de libertad puede escribirse en su forma reducida dividiendo ambos miembros de la ecuación entre \$M\$.

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = P(t)/M \quad (3)$$

donde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad , \quad \xi = \frac{C}{2M\omega_n} = \frac{C}{2\sqrt{KM}} = \frac{C}{C_c}$$

Son frecuencia angular natural y factor de amortiguamiento, respetivamente.

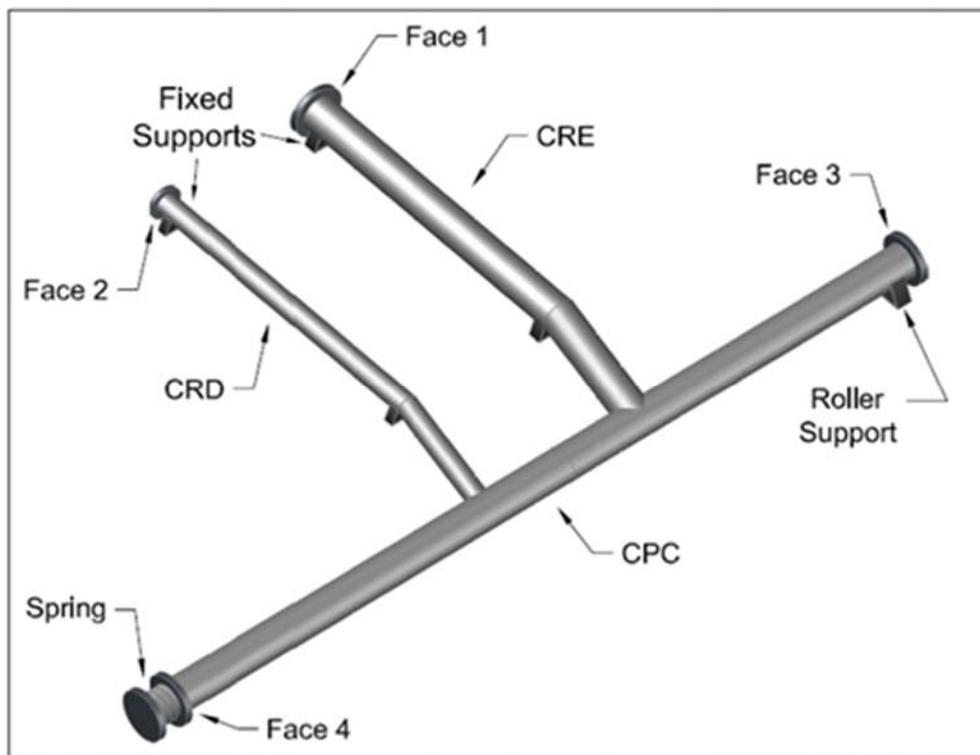
En la Figura 3 se presentan las condiciones de frontera utilizadas para simular la estructura:

## SIMULACIÓN COMPUTACIONAL

Primero se resuelve el campo del fluido para un determinado período de tiempo, suponiendo una ubicación de la interfase. La presión del fluido resultante y la tensión, se aplican a la estructura como fuerzas externas. Estas fuerzas externas son el resultado de un operador identidad de acoplamiento y un coeficiente de frontera en la interfase.

La utilización del operador identidad de acoplamiento permite unir la tensión del fluido con la superficie de la tubería. En otras palabras, acopla la carga límite del flujo, desde la geometría de fluido hasta la geometría del sólido.

Figura 3. Condiciones de contorno en el dominio de la estructura

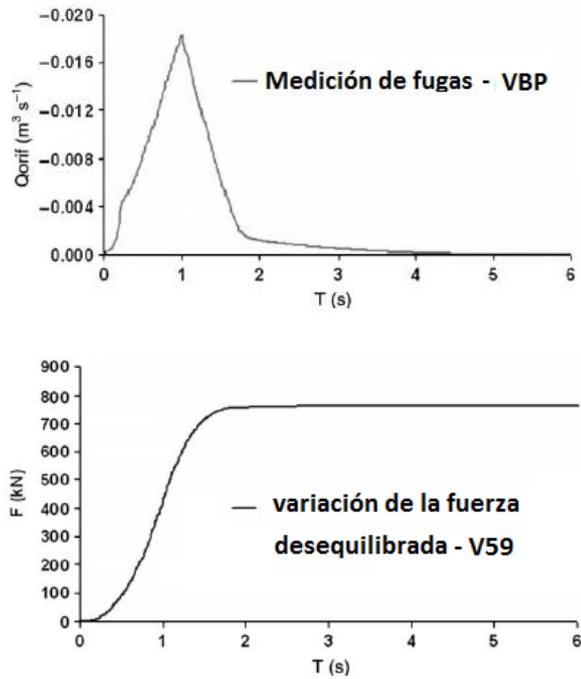


Fuente: adaptado de Simão et al. (2015)

El cálculo estructural se lleva a cabo para actualizar la posición de la superficie sólida. Se genera una nueva malla de fluido para dar cabida a la nueva ubicación de la interfase. Por lo que se realiza un proceso iterativo para garantizar que las condiciones de desplazamiento de la interfase y de la fuerza se satisfagan en el instante de tiempo, y así consecutivamente para cada paso de tiempo.

Conociendo la variación de flujo, causada por la fuga, en la válvula VBP, y la carga de presión generada en la válvula V59, si hicieron comparaciones entre las simulaciones y los datos obtenidos en campo (Figura 4).

Figura 4. Datos obtenidos en campo.



Fuente: Almeida y Ramos (2010)

El exceso de presión causada por la fuga en el VBP desencadenó movimientos desordenados sucesivos de las partículas del fluido, causando desalineación del conducto debido a la inercia de la masa en la válvula V59. La respuesta dinámica de la estructura se obtuvo mediante la aplicación de las fuerzas externas (inercia del fluido) en la estructura. Los resultados se presentan en la Figura 5 y Figura 6.

Figura 5. Configuración del desplazamiento total

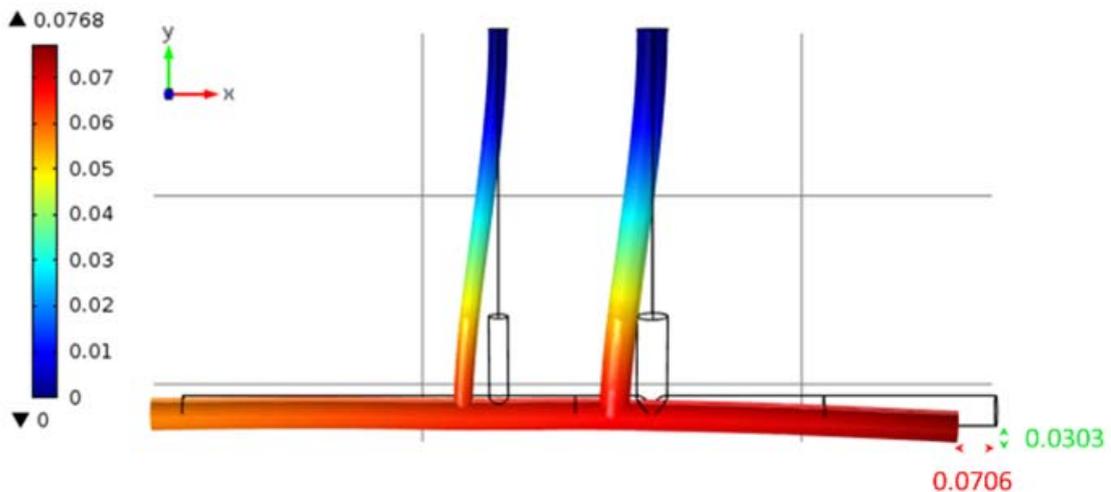
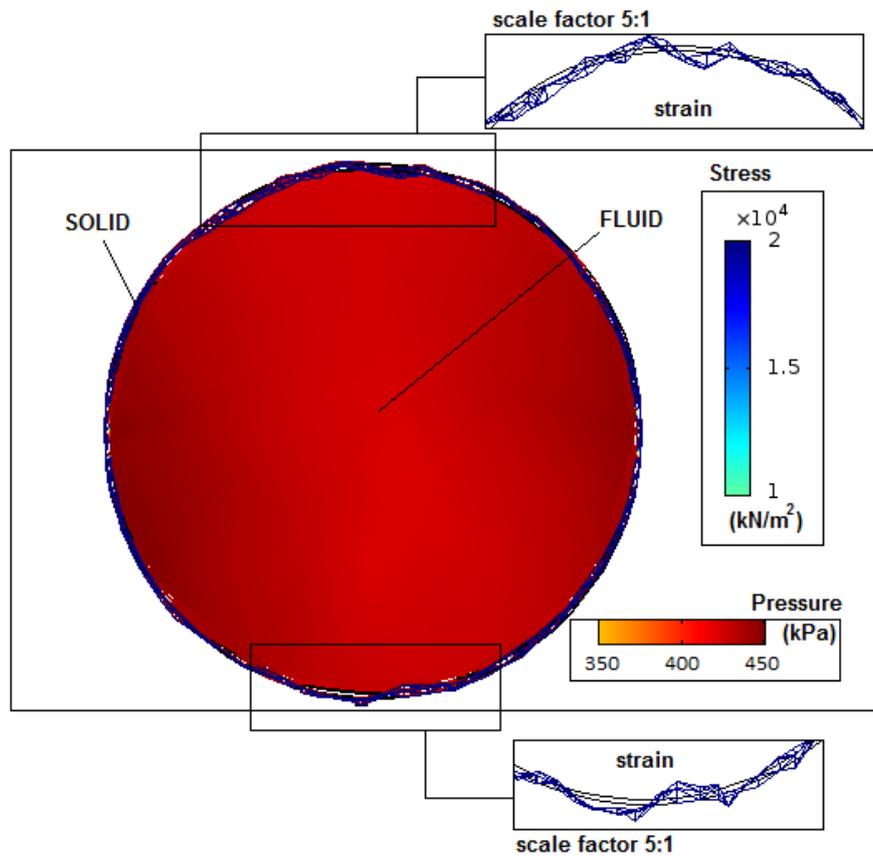


Figura 6. La tensión de Von Mises, la deformación del tubo y variación de la presión.



Se comprueba que el desplazamiento real ocurrido, puede ser representado como un muelle con una rigidez igual en todos los nodos de la estructura. Para este sistema en específico, la fuerza capaz de producir un desplazamiento equivalente al real es de aproximadamente 1.41 kN.

Los desplazamientos de la estructura obtenidos por análisis CFD con los obtenidos en campo son muy cercanos. Además, mediante la comparación de las fuerzas reales que actúan en V59 y las fuerzas obtenidas por el modelo hidráulico-estructural (one-way), se puede concluir que esta parece confirmar el accidente de diagnóstico.

## CONCLUSIONES

Este estudio presenta la caracterización numérica de un accidente en una estación de bombeo. El análisis demostró que la falta de protección contra la corrosión fue una de las causas principales para el evento extraordinario (era necesario el mantenimiento de rutina sobre las válvulas, para su correcto funcionamiento y durabilidad). La corrosión provocó una fuga en la válvula, la cual fue suficiente para producir una fuerza rápida y desequilibrada, capaz de destruir los soportes de la tubería.

Además, en esta investigación se pudo comprobar que en un problema de interacción fluido-estructura, lo que pasa en el fluido se refleja en la estructura. Por lo tanto, en el diseño y soportes de tuberías, no sólo las variaciones de presión causados por fugas, o el golpe de ariete provocado por

aperturas y cierres de válvulas, se debe considerar; sino también el exceso de sobrecarga o exceso de presión que el fluido/tubería puede sufrir debido a su interacción.

El sistema analizado, funcionó como un oscilador elástico lineal en el que el sistema de vibración se refleja en la matriz de rigidez. Sin embargo, la respuesta de la estructura varía de acuerdo con el tipo de apoyo. Se comprobó que el desplazamiento real ocurrido, puede representarse como un muelle con una rigidez igual en todos los nodos de la estructura. Para este sistema en específico, la fuerza capaz de producir un desplazamiento equivalente al real fue de aproximadamente 1.41 kN.

La simulación numérica en CFD representó de forma adecuada los desplazamientos observados en campo. Con este tipo de modelos calibrados, se pueden obtener patrones numéricos para el control de maniobras de válvulas y con ello prevenir golpes de ariete que produzcan accidentes en las instalaciones.

## REFERENCIAS

Almeida, A. B. y Ramos, H. (2010). Water supply operation: diagnosis and reliability analysis in a Lisbon pumping system. *Journal of Water Supply: Research and Technology—AQUA*. doi: 10.2166/aqua.2010.051.

Correia, A. (2007). *Vibrações de sistemas com 1 grau de liberdade*. IST.

Marti, J., Idelsohn, S., Limache, A., Calvo, N., D'Elía, J. (2006), A Fully Coupled Particle Method for Quasi-incompressible Fluid-hypoelastic Structure Interactions. *Mecánica Computacional Vol XXV*, pp. 809-827.

Simão, M., Mora-Rodriguez, J., Ramos, H.M. (2013). Interacción fluido estructura en sistemas de abastecimiento: Análisis de un accidente en la estación de bombeo de Telheiras. XII Simposio Iberoamericano sobre planificación de sistemas de abastecimiento y drenaje.

Simão, M., Mora-Rodriguez, J., Ramos, H.M. (2015). Fluid–structure interaction with different coupled models. *Journal of Water Supply: Research and Technology—AQUA*. doi: 10.2166/aqua.2014.128.

Mora-Rodriguez, J., López-Jiménez, P.A., Ramos, H.M. (2012). Intrusion and leakage in drinking systems induced by pressure variation. *Journal of Water Supply: Research and Technology—AQUA*. doi: 10.2166/aqua.2012.044.

## Capítulo 6. Estimación de la recarga del acuífero de Quintana Roo mediante un balance hídrico para cuantificar su eficiencia en el abastecimiento de agua

*Rocío M. Carballo (1), Ismael Orozco-Medina (2), Rosa Ma. Leal (3)*

(1) Centro de Investigación Científica de Yucatán, A.C. (México) rocio.carballo@cicy.mx

(2) Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (México). ismael.orozco@cicy.mx

(3) Centro de Investigación Científica de Yucatán, A.C. (México) rleal@cicy.mx

---

**RESUMEN.** El aprovechamiento del agua subterránea en México es fundamental para satisfacer la demanda población, lo que implica la extracción de grandes volúmenes de agua anualmente. La Península de Yucatán no es la excepción ya que el 97% del agua para abastecimiento proviene del acuífero. Actualmente, se desconoce si esta explotación combinada con las variaciones de las precipitaciones están provocando un déficit en la recarga del acuífero en la Península. Es necesario también considerar que los modelos para el año 2020 prevén una disminución importante de las precipitaciones en esta región. Por lo cual, es fundamental cuantificar la recarga del acuífero a través de un balance hídrico superficial utilizando información meteorológica diaria obtenida de las estaciones que maneja la Comisión Nacional del Agua de México que permita tomar acciones de prevención.

**ABSTRACT.** The exploitation of groundwater in Mexico is fundamental to meet population demands, which involves the annual removal of large volumes of water. Yucatan Peninsula is not the exception where 97% of water source is groundwater. Currently, it is unknown if this exploitation combined with precipitation changes are causing a deficit in the recharge of the aquifer in the Peninsula. It is also necessary to consider that models for year 2020 predict a significant decrease in precipitation in this region. In consequence, it is important to quantify the recharge of the aquifer through a surface water balance using daily meteorological information obtained from stations that handles the National Water Commission (CONAGUA) that allows taking future prevention actions.

---

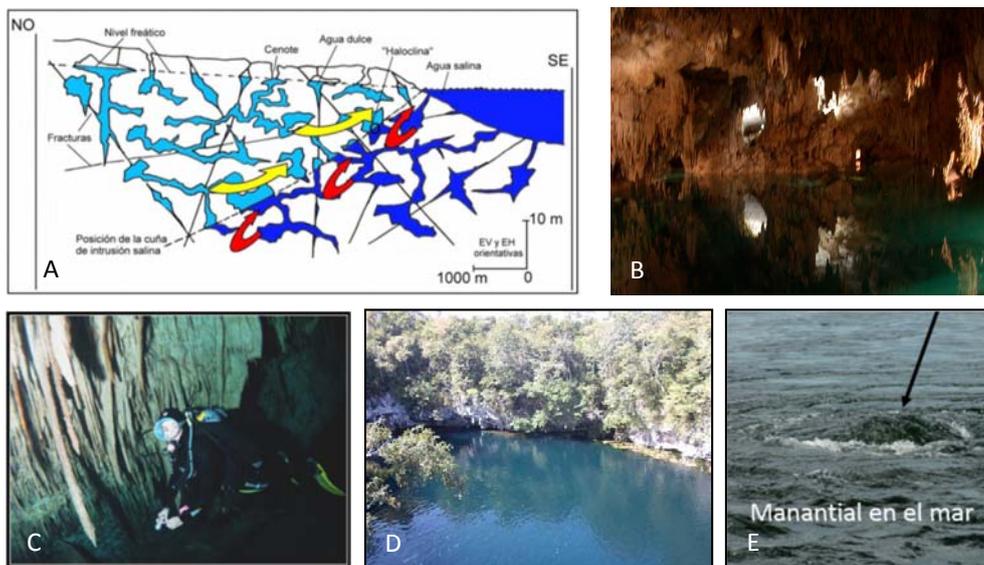
Palabras clave: balance hídrico, recarga del acuífero, abastecimiento de agua.

Keywords: water balance, aquifer recharge, water supply.

## INTRODUCCIÓN

En México el agua subterránea es utilizada para uso agrícola (68.4%), abastecimiento público (23.8%), industria autoabastecida (6.4%) y energía eléctrica (1.4%, excluyendo hidroelectricidad). Lo cual, equivale a extraer un volumen aproximado de 30.37 miles de millones de m<sup>3</sup> al año en el país (CONAGUA 2014). Lo anterior, ha traído como consecuencia que de los 653 acuíferos identificados en el territorio mexicano, 106 acuíferos estén declarados sin disponibilidad de agua al estar sobreexplotados. Los 547 restantes están declarados con disponibilidad de agua (aunque pueden presentar situaciones de intrusión salina, salinización de suelos o aguas subterráneas salobres). Entre estos últimos (con disponibilidad de agua) se encuentra el acuífero de la Península de Yucatán y por consiguiente la porción de éste que corresponde al Estado de Quintana Roo. A diferencia de la mayoría de acuíferos de México, el acuífero de la Península de Yucatán presenta una alta vulnerabilidad a la contaminación como consecuencia de la capacidad de infiltración de la roca caliza que lo constituye aunado a los cenotes que representan una conexión expuesta del acuífero (Figura 1). La contaminación de las aguas del acuífero se deriva del rezago en la cobertura en materia de alcantarillado, el tipo de alcantarillado, el limitado tratamiento de las aguas residuales, la situación de los desechos sólidos y el crecimiento poblacional. Es un acuífero costero que está expuesto a la intrusión salina influenciada por el nivel del mar y las mareas que combinadas con el descenso del nivel freático por la extracción de agua subterránea como consecuencia del acelerado crecimiento poblacional, puede ocasionar un problema grave de salinización del acuífero disminuyendo el volumen de agua dulce.

Figura 1. Esquema conceptual de un acuífero kárstico, cavernas inundadas, cenotes y ojos de agua.



Fuente: A: Ordóñez y García (2010); B, D: UCIA-CICY A.C.; C: Ordóñez y García (2010); E: Aguilar et al. (2014)

Según Montcouquiol (2011), el 97.4% del agua para abastecimiento doméstico y urbano se extrae de este acuífero, únicamente el 2.6% es superficial. De acuerdo con Geovannini et al. (2011) la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) de México ha observado que la disponibilidad del agua en el acuífero empieza a presentar problemas de sustentabilidad para el abastecimiento de agua potable en varios municipios. Asimismo, se ha observado que al menos seis aguadas se han secado en la zona ecológica de Calakmul durante el año 2010. En la actualidad se desconoce si existe un déficit en la recarga del acuífero de la Península de Yucatán, así como, el efecto de éste en el nivel freático que según Marín et al. (2000) varía entre 8 y 12 metros de profundidad. Estudios previos como el realizado

por Orellana et al. (2010) prevén una disminución de las precipitaciones de hasta 500 mm en la región para el año 2020. Asimismo, el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) de México prevé en el 2015 que las precipitaciones acumuladas estarán por debajo del promedio en gran parte de la Península de Yucatán, el sur y el sureste de México (CONAGUA, 2015). Por lo anterior, es fundamental realizar un balance hídrico superficial que permita cuantificar estos déficits considerando las variaciones en las precipitaciones. En este trabajo el balance hídrico sólo se lleva a cabo hasta la cuantificación de la recarga que equivale en la ecuación del balance al volumen de agua que se infiltra. Sin embargo, se está trabajando en completar el balance incluyendo los volúmenes concesionados y la descarga natural del acuífero que permitirán diagnosticar espacial y temporalmente el estado actual de la parte del acuífero que se encuentra en el estado de Quintana Roo.

## ÁREA DE ESTUDIO

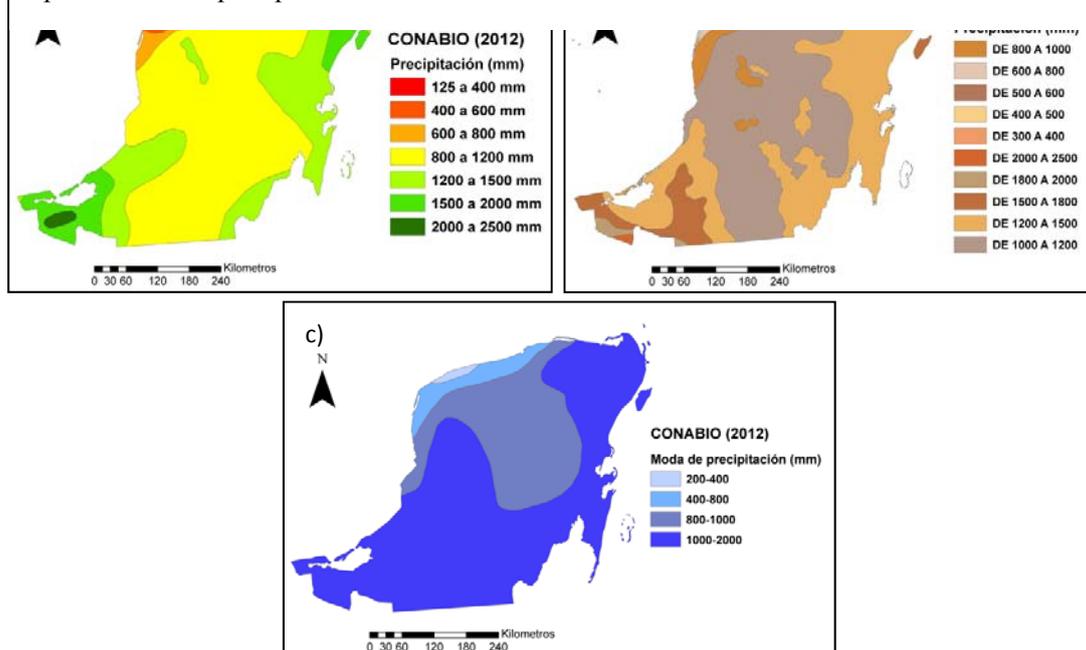
El área de estudio seleccionada corresponde al estado de Quintana Roo, que se ubica en la porción oriental de la península de Yucatán, México (Figura 2). Este estado cuenta con una superficie de 50,350 km<sup>2</sup>. Por su ubicación colinda al norte con el estado de Yucatán y el Golfo de México, al este con el mar Caribe, al sur con los países de Belice y Guatemala y al oeste con los estados de Campeche y Yucatán. Es el estado más joven de México con un desarrollo constante desde hace 30 años y una actividad económica sustentada en un 98% por el turismo. De acuerdo con el último censo de población realizado por el INEGI su población es de 1,325,578 habitantes. Así como una población flotante de 8,080,899 habitantes (Secretaría de turismo, 2009).

Figura 2. Ubicación geográfica del estado de Quintana Roo y las estaciones meteorológicas utilizadas en la estimación de la recarga.



Por otro lado, el clima en la región es cálido húmedo con temperaturas medias anuales que varían entre los 24 °C y 28 °C. Los meses más cálidos son julio y agosto. El mes más frío según los datos meteorológicos es enero. Existe una oscilación térmica media anual de 4.8° C producto de las condiciones de humedad. Las precipitaciones en el estado varían entre los 700 mm y 1,500 mm anuales (CONABIO, 2012). Según la CONABIO (2012), no se observa una fuerte variabilidad de las lluvias en el estado (Figura 3).

Figura 3. a) Mapa de precipitación media anual, b) mapa de precipitación anual total y c) mapa de moda de precipitación anual.



Fuente: CONABIO (2012).

La vegetación predominante en el estado es selva mediana subperennifolia. Además, de abundantes zonas de manglar a lo largo de la costa en áreas donde la temperatura ambiental no es menor a los 20°C. Los principales usos de suelo observados en el estado son áreas urbanas, pastizales y agricultura.

El abastecimiento de agua de esta región proviene del acuífero kárstico compuesto por rocas calizas (Villasuso y Ramos, 2000). Según Worthington et al. (2000) hay una ocurrencia de tres velocidades en el acuífero como respuesta a los grandes conductos de disolución, las zonas de fractura a escala regional y las pequeñas cavidades de disolución. Es un acuífero costero en donde la totalidad de su agua no es útil para el abastecimiento debido a que existe intrusión salina. Además de que presenta una alta vulnerabilidad a la contaminación antropogénica por su constitución de rocas calizas, dolomitas y evaporitas (Weidie, 1985) y a la alta permeabilidad de estos materiales (Beddows, 2004 y Velázquez, 1995). Con base en lo anterior resulta indispensable estimar las recargas de este acuífero como una medida de gestión y toma de decisiones en el futuro.

## MATERIALES Y MÉTODOS.

### Obtención de datos meteorológicos.

En el cálculo del balance hídrico realizado en el estado de Quintana Roo se han utilizado 36 estaciones meteorológicas distribuidas en el estado de un total de 48 estaciones meteorológicas disponibles (Figura 2). Las estaciones fueron seleccionadas en función del número de años con información completa. La información utilizada son datos de precipitación, temperatura máxima y mínima y evaporación a escala temporal diaria. El periodo utilizado para el balance hídrico comprende del año 1990 al 2012. Cabe aclarar que existe una ausencia de datos para algunos años entre las distintas estaciones, de modo que el periodo de 23 años no fue alcanzado en todas.

### **Ecuación de balance hídrico.**

El balance hídrico para estimar la recarga del acuífero se realizó utilizando su ecuación básica (ecuación 1):

$$\frac{dV}{dt} = E - S \quad (1)$$

la cual expresa que la variación del volumen ( $V$ ) es igual a las entradas ( $E$ ) menos las salidas ( $S$ ) de agua para un intervalo de tiempo “ $t$ ” específico. Al incorporar las variables de entrada y salida en la ecuación general se obtiene la siguiente ecuación de balance (ecuación 2):

$$P \pm E \pm \Delta S \pm Q = 0 \quad (2)$$

donde  $P$  es la precipitación;  $E$  es la evapotranspiración potencial;  $\Delta S$  es el cambio en el almacenamiento o infiltración y  $Q$  es la escorrentía. El símbolo  $\pm$  implica que cada término puede considerarse como positivo o negativo dependiendo de lo que se esté analizando (Davie, 2008). A partir de la ecuación 1, el balance para el estado fue calculado como (ecuación 3):

$$P - E - \Delta S = 0 \quad (3)$$

En la ecuación 3 la variable escorrentía no es considerada debido a que en el estado no se tienen salidas del sistema por escorrentía superficial. Es decir, existen sólo dos afluentes que para los fines de este trabajo no fueron considerados. Con base en la simplificación anterior sólo se han cuantificado la precipitación y la evaporación potencial.

### **Cálculo de la precipitación acumulada.**

Los datos de precipitación fueron obtenidos directamente de las bases de datos de las estaciones meteorológicas, de modo que los únicos cálculos realizados fueron los promedios mensuales y anuales de las precipitaciones acumuladas en las 36 estaciones meteorológicas que se han utilizado.

### **Cálculo de la evapotranspiración potencial.**

La evapotranspiración fue calculada con base en tres métodos: 1) Hargreaves, 2) FAO Penman-Monteith y 3) Penman adaptado al bosque de la Amazonia. Los métodos anteriores fueron elegidos por su aplicabilidad en diversas condiciones climáticas. Allen et al. (2006) reportan que el método de Hargreaves (1985) ha conseguido resultados favorables de evapotranspiración con cierta validez global esto aunado a la facilidad de obtención de los datos meteorológicos necesarios para su aplicación (temperatura y radiación solar). El método FAO Penman-Monteith es reportado por Allen et al. (2006) como el que presenta el mejor comportamiento y consistencia a nivel global, de modo que puede ser aplicado tanto en climas áridos como en húmedos. El modelo de Penman adaptado al bosque de la Amazonia se consideró útil por la similitud con la vegetación (selva) y temperatura de la región aunque también existe una marcada diferencia con respecto a la existencia de una temporada seca en esta zona mientras que en la Amazonia no existe tal temporada. Por lo anterior, se concluye que los métodos presentados son de utilidad para la estimación de las evapotranspiraciones. A continuación se detalla cada uno de ellos.

- **Método de Hargreaves.**

La ecuación de Hargreaves (1985) requiere para la estimación de la evapotranspiración potencial (ETP) datos de temperatura y radiación solar, y es expresada como (ecuación 4):

$$ETP = 0.0135(R_s)(T_{media} + 17.78) \quad (4)$$

donde  $ETP$  es la evapotranspiración potencial diaria (mm/día);  $R_s$  es la radiación solar incidente (mm); y,  $T_{media}$  es la temperatura media del aire (°C).

La ecuación de radiación de Hargreaves ajustada y validada en varias estaciones meteorológicas en una amplia variedad de condiciones climáticas está dada por (ecuación 5):

$$R_s = k_{RS} \sqrt{T_{max} - T_{min}} (R_a) \quad (5)$$

donde  $k_{RS}$  es un coeficiente ( $^{\circ}\text{C}^{-0.5}$ );  $T_{max}$  es la temperatura máxima del aire ( $^{\circ}\text{C}$ );  $T_{min}$  es la temperatura mínima del aire ( $^{\circ}\text{C}$ ); y,  $R_a$  es la radiación extraterrestre ( $\text{MJ m}^{-2} \text{d}^{-1}$ ). La raíz cuadrada de la diferencia de temperaturas está muy relacionada con la radiación solar diaria en una localidad dada. Los coeficientes de ajuste difieren en zonas al interior del continente y zonas costeras: a) para las localidades interiores, en donde predomina la masa de tierra y las masas de aire no están influenciadas fuertemente por un cuerpo de agua  $k_{RS} = 0.16$  y b) para las superficies costeras donde las masas de aire están influenciadas por un cuerpo de agua cercano  $k_{RS} = 0.19$  (Allen et al., 2006).

La radiación extraterrestre puede obtenerse a partir de tablas en las que se considera la latitud y el mes. Sustituyendo  $R_s$  en la ecuación de Hargreaves toma la siguiente forma para regiones del interior (ecuación 6):

$$ETP = 0.0023(R_a)(T_{media} + 17.78) \sqrt{T_{max} - T_{min}} \quad (6)$$

y de la siguiente forma para localidades costeras (ecuación 7):

$$ETP = 0.0026(R_a)(T_{media} + 17.78) \sqrt{T_{max} - T_{min}} \quad (7)$$

- **Método de FAO Penman-Monteith.**

Este método calcula la evapotranspiración de un cultivo de referencia de modo que se evitan complicaciones al definir parámetros únicos de evapotranspiración para cada cultivo y etapa de crecimiento. El cultivo de referencia es un cultivo hipotético con una altura asumida de 0.12 m, una resistencia superficial fija de 70 s/m y un albedo de 0.23. Lo anterior puede ser representado como una superficie extensa de pasto verde de altura uniforme, creciendo activamente, sombreando totalmente la tierra y con un adecuado aporte de agua.

La ecuación de la evapotranspiración de cultivo de referencia FAO Penman-Monteith está dada por (ecuación 8):

$$ETP = \frac{0.408(\Delta)(R_n - G) + (\gamma) \left( \frac{900}{T_{media} + 273} \right) (v_2)(e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34v_2)} \quad (8)$$

donde  $\Delta$  es la pendiente de la curva de presión de vapor ( $\text{kPa}/^{\circ}\text{C}$ );  $R_n$  radiación neta en la superficie del cultivo ( $\text{MJ}/\text{m}^2 \text{ día}$ );  $G$  flujo del calor del suelo ( $\text{MJ}/\text{m}^2 \text{ día}$ );  $\gamma$  es la constante psicrométrica ( $\text{kPa}/^{\circ}\text{C}$ );  $T_{media}$  es la temperatura media del aire a 2 m de altura;  $v_2$  es la velocidad del viento a 2 m de altura ( $\text{m/s}$ );  $e_s$  es la presión de vapor de saturación ( $\text{kPa}$ );  $e_a$  es la presión real de vapor ( $\text{kPa}$ ); y,  $e_s - e_a$  es el déficit de presión de vapor ( $\text{kPa}$ ).

- **Método Penman adaptado al bosque húmedo tropical de la Amazonia.**

La región de la amazonia comprende parte de los países de Perú, Brasil, Ecuador, Guyana y Venezuela. El clima preponderante en la región es del tipo Af (clima forestal tropical lluvioso) con elevadas precipitaciones todo el año. Las temperaturas máximas entre 29 y 35  $^{\circ}\text{C}$  y las mínimas entre 18 y 27  $^{\circ}\text{C}$ . Su vegetación corresponde a selva tropical siempre verde, árboles de hojas anchas y perennes (Marengo, 1982).

La modificación realizada por Shav y Davar (1973) a la ecuación de Penman original consiste básicamente en considerar el albedo igual a 15% referido al bosque tropical siempre verde de hojas anchas y perennes contra el 25% inicial para cultivos bajos, también se considera la velocidad del viento en el tope del bosque como 40% del medido a 10 m (Marengo, 1982).

Si bien el clima del estado es diferente al de la amazonia al existir una temporada seca existen similitudes con respecto a las temperaturas y el tipo de vegetación. Los cambios propuestos para el albedo y la velocidad de viento se aplicaron a la fórmula de FAO Penman Monteith (ecuación 8).

#### **Cálculo de evapotranspiración real.**

Una vez obtenidos los resultados de los tres modelos se estimó la evapotranspiración real a través de la ecuación 9:

$$Evapotranspiración\ real = K * ETP \quad (9)$$

donde  $K$  es un coeficiente que varía en un rango de 0.1 a 0.9. La  $ETP$  es la evapotranspiración potencial obtenida con los métodos mencionados con anterioridad. El modelo empleado es el que presenta valores más próximos a las condiciones reales de evaporación.

#### **Índice de precipitación estandarizado.**

En la evaluación de anomalías en las precipitaciones en el Estado se ha decidido utilizar el Índice de Precipitación Estandarizado (IPS). Este índice fue desarrollado por el investigador estadounidense McKee en 1993, para cuantificar el déficit de precipitaciones en diferentes escalas temporales y con base en ello evaluar el impacto sobre la disponibilidad del recurso hídrico (McKee et al., 1993). El IPS es un valor que representa la desviación estándar de la precipitación a lo largo del período analizado respecto de la media. Es decir, valores positivos del IPS indican una precipitación superior a la media y los valores negativos una precipitación inferior a la media. Edwards y McKee (1997) clasificaron estas anomalías en siete categorías comprendidas entre periodos extremadamente húmedos y extremadamente secos. Finalmente, este índice es utilizado por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) de México y la Agencia Estatal de Meteorología de España para evaluar la sequía en sus países.

#### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN.**

Al evaluar los datos de precipitación, temperatura y evaporación de las estaciones meteorológicas se ha observado que no existe una variabilidad significante en el estado. En la tabla 1 se presentan los valores medios en cada estación para las variables de precipitación, temperaturas mínimas y máximas y evaporación durante los años 1990-2012. A partir de estos datos se puede decir que la precipitación varía de 820 a 1,460 mm siendo el promedio anual de 1,169 mm. Las temperaturas mínimas varían en un rango de 16 a 23 °C mientras que las máximas oscilan entre 29 y 35 °C siendo la temperatura mínima promedio de 19 °C y la máxima promedio de 31 °C. En lo concerniente a la evaporación los valores son relativamente homogéneos a nivel estatal encontrándose en un rango entre 1,000 y 1,700 mm al año con un promedio anual de 1,300 mm, cabe aclarar que si bien estos datos se encontraban en las series de tiempo era el parámetro con mayor número de valores nulos para las mismas.

Tabla 3. Precipitación acumulada media anual, temperaturas y evaporación media anual para las estaciones meteorológicas consideradas en el balance hídrico en los años 1990-2012.

<b>Estación Meteorológica</b>	<b>Precipitación acumulada media anual (mm)</b>	<b>Temperatura mínima media (°C)</b>	<b>Temperatura máxima media (°C)</b>	<b>Evaporación media anual (mm)</b>
Adolfo López Mateos	1,059.2	18.3	32.2	1,141.1
Agua Blanca	1,355.2	18.5	31.6	1,444.2

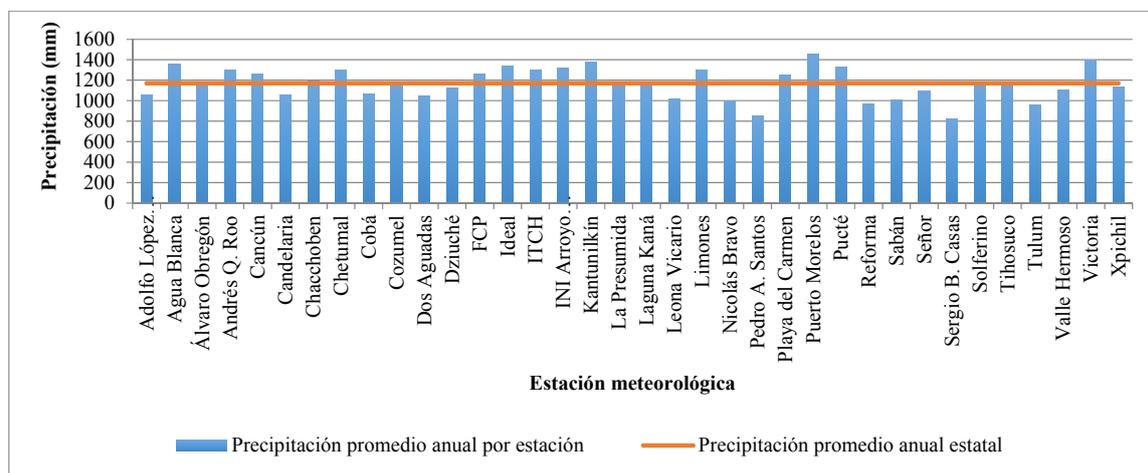
Continuación de la tabla 3.

<b>Estación Meteorológica</b>	<b>Precipitación acumulada media anual (mm)</b>	<b>Temperatura mínima media (°C)</b>	<b>Temperatura máxima media (°C)</b>	<b>Evaporación media anual (mm)</b>
Álvaro Obregón	1,155.0	19.3	31.7	1,244.7
Andrés Q. Roo	1,304.1	20.2	31.9	1,268.0
Cancún	1,266.2	22.5	31.7	1,276.2
Candelaria	1,061.7	16.8	31.2	1,222.7
Chacchoben	1193.2	20.3	31.0	1,440.1
Chetumal	1,302.6	22.9	32.4	1,718.5
Cobá	1,065.5	18.0	30.3	1,435.4
Cozumel	1,186.4	22.8	31.8	1,053.9
Dos Aguadas	1,050.3	17.2	31.9	1,066.3
Dziuché	1,120.1	17.8	32.0	1,352.4
FCP	1,260.2	20.5	31.7	1,228.2
Ideal	1,342.4	20.0	31.3	1,575.1
ITCH	1,298.1	20.2	32.8	1,545.9
INI Arroyo Caechet	1,321.7	22.8	31.3	1,429.1
Kantunilkín	1,374.9	18.0	31.6	1,017.4
La Presumida	1,180.4	18.5	34.3	1,489.3
Laguna Kaná	1,171.9	16.5	29.4	1,179.5
Leona Vicario	1,015.6	19.5	32.1	1,105.6
Limones	1,303.9	20.2	31.0	1,462.6
Nicolás Bravo	997.0	20.1	32.1	1,057.1
Pedro A. Santos	847.7	21.9	31.1	1,195.1
Playa del Carmen	1,255.4	21.2	30.6	1,362.7
Puerto Morelos	1,460.5	20.4	32.0	1,255.0
Pucté	1,327.3	19.9	30.5	1,570.2
Reforma	969.1	16.6	30.1	1,485.2
Sabán	1,012.6	18.7	32.6	1,239.5
Señor	1,098.9	19.6	33.6	1,372.0
Sergio B. Casas	820.9	19.9	31.1	1,258.3
Solferino	1,168.8	18.1	32.1	1,172.3
Tihosuco	1,166.8	18.4	33.1	1,265.3
Tulum	961.5	19.8	31.0	1,055.8
Valle Hermoso	1,103.0	19.9	33.4	1,103.0
Victoria	1,395.4	18.6	30.4	1,516.6
Xpichil	1,131.2	19.7	32.1	1,359.2

Con respecto a la precipitación acumulada media anual (1,169 mm) este dato es similar aunque ligeramente menor a los 1,300 mm de precipitación acumulada media anual reportado por Villasuso y Méndez (2000). En general los rangos son análogos a los presentados en los trabajos desarrollados para la región (SARH, 1990; Schmitter Soto et al, 2002; Herrera y Comín, 2004; Bauer et al., 2011;

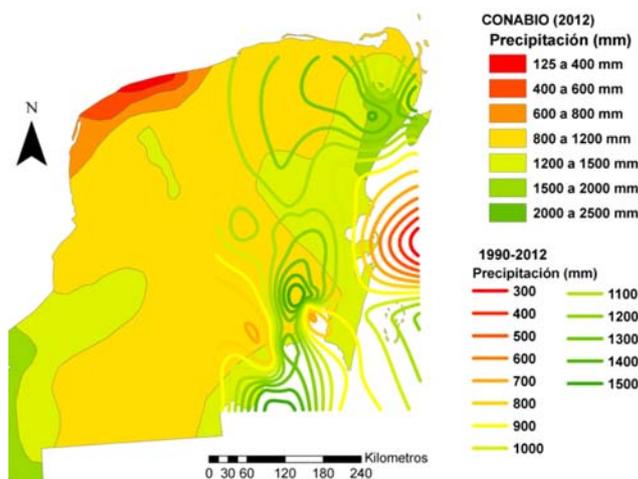
CONABIO, 2012). En la figura 4 se presenta el valor medio anual de la precipitación acumulada en cada una de las estaciones, de manera general se observa que no existe mayor variabilidad para este parámetro.

Figura 4. Precipitación acumulada media anual para las estaciones meteorológicas consideradas en el balance hídrico en los años 1990-2012.



Las precipitaciones acumuladas anteriores se han distribuido espacialmente utilizando el método de interpolación *spline*. La interpolación se ha realizado a una escala espacial de 1 km a partir de la cual se han obtenido las isoyetas de precipitación que se muestran en la figura 5. En esta figura se puede observar que los valores distribuidos presentan una gran similitud con los resultados obtenidos por la CONABIO en el año 2012. Sin embargo, la escala de las isoyetas describe con mayor detalle la variabilidad de las precipitaciones en el estado de Quintana Roo. En la misma figura se puede observar algunas inconsistencias obtenidas en la línea de costa que tiene que ver con la falta de estaciones que permitan seguir interpolando y no extrapolando como es el caso de estas zonas.

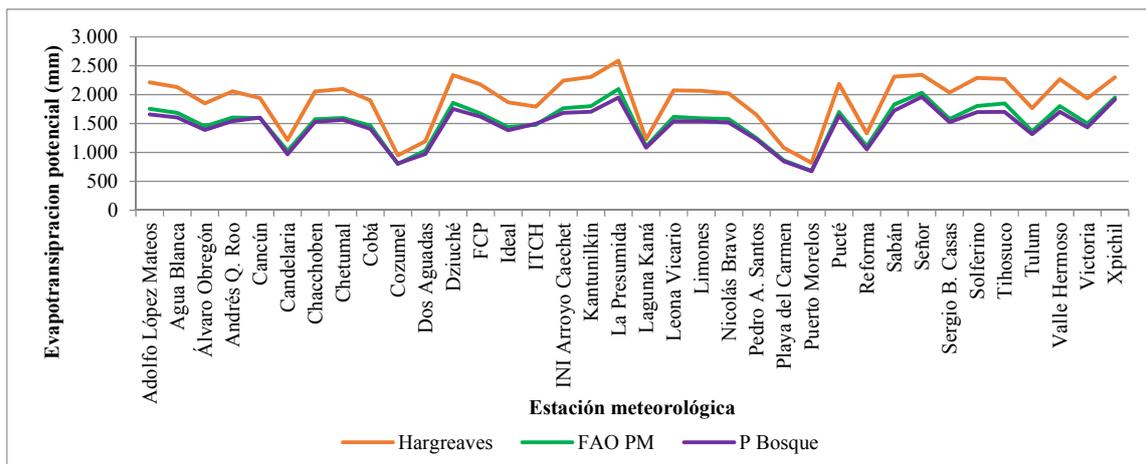
Figura 5. Distribución de las precipitaciones medias anuales de la CONABIO e isoyetas cuantificadas en el periodo de estudio.



Con respecto a los resultados de las evapotranspiraciones (figura 6) existen diferencias entre los métodos considerados. El método de Hargreaves arroja la mayor estimación para las evapotranspiraciones mientras que el de Penman adaptado al bosque de la Amazonia proporciona los

menores valores si se comparan los tres métodos. A pesar de las diferencias en magnitud existentes entre los métodos se observa que los tres siguen la misma tendencia. Sin embargo, es necesario tener presente que las evapotranspiraciones presentadas son potenciales por lo que la magnitud de la evapotranspiración real debe de ser menor como lo señalan estudios realizados en la Península (Schmitter Soto et al., 2002; Bauer et al., 2011) en la que reportan un valor máximo de evapotranspiración anual entre 1,400 y 1,600 mm, de donde al comparar con las estimaciones arrojadas por los métodos se observan valores mayores a 1,500 mm como consecuencia de una posible sobreestimación de la evapotranspiración.

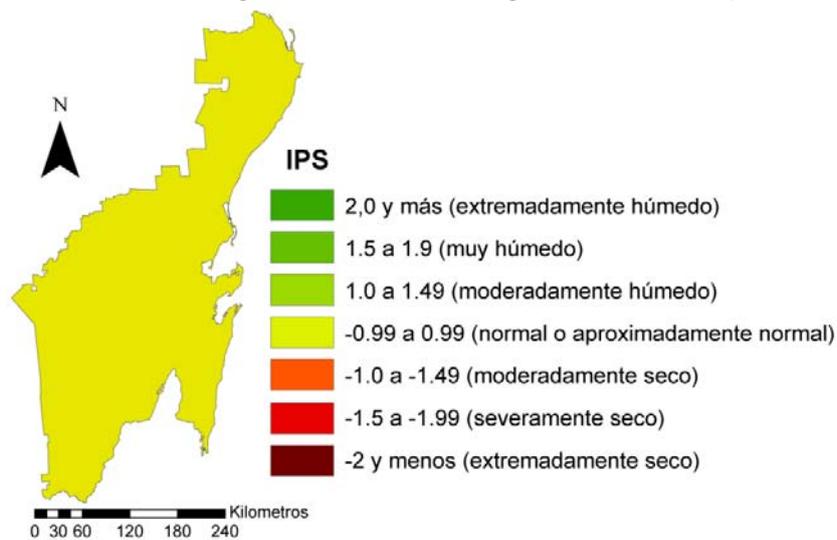
Figura 6. Evapotranspiración potencial para las estaciones meteorológicas consideradas en el balance hídrico en los años 1990-2012.



FAO PM: Evapotranspiración estimada con el método FAO Penman-Monteith; P Bosque: Evapotranspiración estimada con el método de Penman adaptado al bosque tropical de la Amazonia.

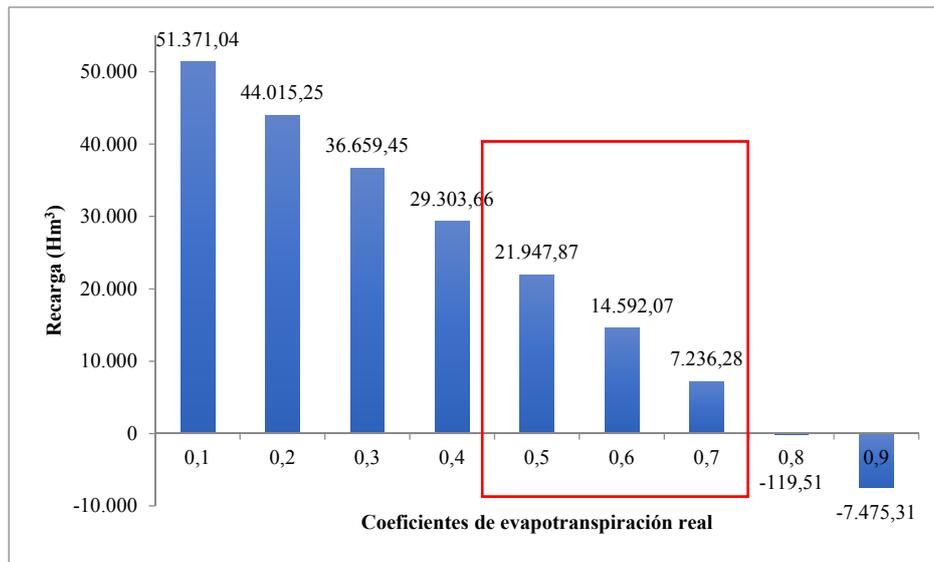
De acuerdo con el IPS-12 calculado para el estado de Quintana Roo (figura 7) la precipitación es cercana al valor medio de la misma donde se pueden presentar situaciones ligeramente húmedas o ligeramente secas, sin embargo se puede hacer referencia a un comportamiento normal de la precipitación.

Figura 7. Índice de Precipitación Estandarizado para el Estado de Quintana Roo.



En la figura 8 se puede observar las posibles recargas del acuífero a partir de las diferentes estimaciones para las evapotranspiraciones reales dependientes del valor del coeficiente aplicado. El método de evapotranspiración seleccionado para calcular las recargas es el de bosque de la Amazonia, ya que es el que presenta una mayor aproximación a los rangos reales reportados en estudios mencionados con anterioridad. De acuerdo con CONAGUA (2014), el agua renovable, es decir, la cantidad de agua de agua que es renovada por la lluvia y el agua proveniente de otras regiones, en la Península de Yucatán corresponde a 29,856 hm<sup>3</sup> por lo cual los coeficientes para la evapotranspiración que se considera pueden ser aplicables a Quintana Roo son los que se encuentran en el rango de 0.5 a 0.7.

Figura 8. Recarga del acuífero considerando distintos coeficientes de evapotranspiración real.



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De manera general, las precipitaciones encontradas son similares aunque menores a las reportadas en otros estudios realizados para la zona mientras que las evapotranspiraciones estimadas son mayores a las mismas, aunque estas últimas son potenciales y no pueden ser consideradas como reales. A pesar de lo anterior, el índice estándar de precipitación demostró que las precipitaciones son normales sin déficits en la pluviosidad.

Si se considera que la evapotranspiración real es entre el 50 y 70% de la evapotranspiración potencial, existe un valor positivo en la infiltración, es decir, una recarga del acuífero.

Se recomienda la inclusión de un mayor número de datos meteorológicos con el transcurso del tiempo ya que es idóneo para robustecer la base de datos y así otorgar mayor fiabilidad a los resultados.

Es importante continuar trabajando en el desarrollo del balance hídrico por sus implicaciones en la recarga del acuífero y, por lo tanto, en la disponibilidad de los recursos hídricos subterráneos con los que cuenta la población y los ecosistemas existentes en el estado de Quintana Roo.

## REFERENCIAS.

- Aguilar-Trujillo, A.C., Okolodkov, Y. B., Merino-Virgilio, F. del C., Osorio-Moreno, I. & Herrera-Silveira, J. A. (2014). Variación espacial de dinoflagelados bentónicos/epifíticos en aguas costeras del norte de Yucatán (agosto de 2011). p. 147-160. En: A.V. Botello, J. Rendón von Osten, J. Benítez y G. Gold-Bouchot (eds.). Golfo de México. Contaminación e impacto ambiental: diagnóstico y tendencias. UAC, UNAM-ICMYL, CINVESTAV-Unidad Mérida. 1174 p.
- Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D. & Smith, M. (2006). Evapotranspiración del cultivo: guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos (Vol. 56). Recuperado de: <ftp://ftp.fao.org/agl/aglw/docs/idp56s.pdf>
- Bauer Gottwein, P., Gondwe, B., Charvet, G., Marín, L., Rebolledo Vieyra, M., & Merediz Alonso, G. (2011). Review: The Yucatán Peninsula karst aquifer, Mexico. *Hydrogeology Journal* 19, 507-524.
- Beddows, P. A. (2004) Groundwater hydrology of a coastal conduit carbonate aquifer: Caribbean coast of the Yucatán Peninsula, México. Doctoral dissertation, University of Bristol.
- CONABIO (2012). Portal de Geoinformación-Sistema Nacional de Información sobre biodiversidad (<http://www.conabio.gob.mx/informacion/gis/>).
- CONAGUA. (2015). Comunicado de Prensa No. 235-17 Presentan primera versión del pronóstico para la temporada de ciclones tropicales 2015. Recuperado de <http://smn.cna.gob.mx/ciclones/tempo2015/pronosticoTC2015.pdf>
- CONAGUA. (2014). Estadísticas del Agua en México. México. SEMARNAT, CONAGUA.
- Davie, T. (2008). Fundamentals of hydrology. Recuperado de <https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=x0HfA6HJvogC&oi=fnd&pg=PP2&dq=fundamentals+of+hydrology&ots=fj6uinxQZ&sig=BViFJPRUVHbiFZJdDZynBwewUA4#v=onepage&q=fundamentals%20of%20hydrology&f=false>
- Edwards, D. C., & McKee, T. B. (1997) Characteristics of 20th century drought in the United States at multiple time scales. *Climatology Report No. 97-2*, Colorado State Univ., Ft. Collins, CO.
- Geovannini, H., Anaya, A., Faust, B. (2011). Estrategias de aprovechamiento y manejo de agua de los mayas prehispánicos y su relevancia en el contexto actual de la Reserva de la Biosfera de Calakmul. Foro de investigación científica, de desarrollo tecnológico y exposición cultural del “sistema hidrológico de la cuenca Península de Yucatán”. Mérida, Yucatán.
- Hargreaves, G.L., Hargreaves, G.H., & Riley, J.P. 1985. Agricultural benefits for Senegal River Basin. *J. Irrigation and Drainage Engr., ASCE* 111:113-124.
- Herrera, J. & Comín, F. (2000). An introductory account of types of aquatic ecosystems of Yucatan Peninsula (SE Mexico). En M. Munawar, S. Lawrence, I. y D. Malley (Eds.), *Aquatic Ecosystems of Mexico. Status and scope* (213-227). The Netherlands: Backhuys Publishers.
- Marengo, J. (1982). Estimación de la evapotranspiración en el bosque húmedo tropical de la Amazonía. *Revista Forestal del Perú*, 11(1-2), 1-13. Recuperado de [http://cedinfor.lamolina.edu.pe/Articulos\\_RFP/Vol11\\_no1-2\\_82-83\\_%2815%29/vol11\\_art6.pdf](http://cedinfor.lamolina.edu.pe/Articulos_RFP/Vol11_no1-2_82-83_%2815%29/vol11_art6.pdf)
- Marín, L. E., Steinich, B., Pachecho, J. & Escolero, O. A. (2000). Hydrogeology of contaminated sole-source karst aquifer, Merida, Yucatan, Mexico. *Geofísica Internacional*, 39 (4), pp. 359-365.
- McKee, T. B., Doesken, N. J. & Kleist, J. (1993). The relationship of drought frequency and duration of time scales. Eighth Conference on Applied Climatology, American Meteorological Society, Jan 17-23, 1993, Anaheim CA.

- Montcouquiol, D., Kauffer, E., Villanueva, C. (2011). Seminario Cuencas en Campeche Abastecimiento, Ambiente y Sociedad: Una Búsqueda por Mejorar el Manejo de los Recursos Hídricos. *Ichan Tecolotl*. 21, 250, 24-25.
- Ordóñez, I. & García, M. (2010). Formas kársticas comunes de los cenotes del estado de Quintana Roo. *Revista Electrónica de Medio Ambiente*, 9, 15-35. Recuperado de <http://revistas.ucm.es/index.php/MARE/article/viewFile/MARE1010220015A/15020>
- Orellana, R., Espadas, C., Conde, C. & Gay, C. (2010). Atlas de Escenarios de Cambio Climático para la Península de Yucatán. CICY, A.C.-CONACyT.
- SARH. (1990). Sinopsis geohidrológica del Estado de Quintana Roo. México: Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos: Comisión Nacional del Agua.
- Schmitter Soto, J., Escobar Briones, E., Alcocer, J., Suárez Morales, E., Elías Gutiérrez, M., & Marín, L. (2002). Los cenotes de la Península de Yucatán. In G. De la Lanza & J. L. García (Eds.), *Lagos y presas de México*. México, D.F. 337-381.
- Secretaría de turismo, (2009). *Datatur-Análisis integral del Turismo* (<http://www.datatur.sectur.gob.mx/SitePages/Inicio.aspx>)
- Shav, S. & Davar, K. (1973). Modified Penman method for potential evapotranspiration for forest region. *Journal of Hydrology*. 18(1), 349-365
- Velázquez, G. (1995) *Estudio Geoquímico Del Anillo De Cenotes, Yucatán*. Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Villasuso, M.J. & Ramos, R.M. (2000) A conceptual model of the aquifer of the Yucatán Peninsula. *Research Report-International Institute For Applied Systems Analysis Iiasa Rr 14*, 120-139.
- Weidie, A.E. (1985) *Geology of Yucatan Platform*. En Ward, W.C., Weidie, A.E., Back, W. (Eds.), *Geology and Hydrogeology of the Yucatan and Quaternary Geology of Northeastern Yucatán Peninsula*. New Orleans: New Orleans Geological Society, 1-12.
- Worthington, S.R.H., Derek C. F., & Patricia A Beddows. (2000). *Porosity and Permeability Enhancement in Unconfined Carbonate Aquifers as a Result of Dissolution. Speleogenesis Evolution of Karst Aquifers: Huntsville, Alabama, National Speleological Society, Inc: 463-472.*

## Capítulo 7. Criterio para estimar la vulnerabilidad de la distribución de agua potable de redes de tuberías

Óscar A. Fuentes Mariles(1), Faustino De Luna Cruz (1), Laura Vélez Morales1 e Ismene L. A. Rosales Plascencia (2)

(1) Universidad Nacional Autónoma de México (México) ofm@pumas.iingen.unam.mx, flunac@iingen.unam.mx, lvelezm@iingen.unam.mx

(2) Universidad Autónoma Metropolitana (México). ilarp@correo.azc.uam.mx

---

**RESUMEN:** Se propone un método para encontrar las tuberías de una de redes de agua funcionando a presión que en caso de falla, total o parcial, debido a un fenómeno natural como es el caso de un sismo, se provoquen afectaciones importantes al servicio de distribución de agua. Se plantean dos procedimientos de tipo físico, apoyados en conceptos hidráulicos. En uno de ellos se detecten aquellas tuberías que en caso de salir de operación se dañan mayormente al servicio; y en el otro, se identifican las tuberías que en caso de presentar fugas por dicho fenómeno, los caudales de fugas reducen considerablemente el suministro de agua a los usuarios. Se presenta un ejemplo de aplicación.

**ABSTRACT:** A method is proposed to find a piping network operating pressurized water in case of failure, total or partial, due to a natural phenomenon such as an earthquake, major damages are causing the water distribution service. Two procedures are proposed physical type, so relying on hydraulic concepts. In one of them if those pipes out of operation, mostly serving damages are detected; and on the other, pipes leak if by this phenomenon, leakage flows considerably reduce the supply of water to users are identified. An application example is presented.

---

Palabras clave: redes de tuberías, vulnerabilidad, daños a redes de tuberías, redes de tuberías dañadas por sismo, fugas.

Keywords: pipe networks, vulnerability, damage to pipe networks, networks quake damaged pipes, leaks.

## 1. INTRODUCCIÓN

Se propone un método para detectar las tuberías de una de redes de agua potable que en caso de agrietarse o dislocarse en la unión o juntas con otras dan lugar a salidas de agua que afectan negativamente al servicio de distribución de agua. Se considera que estos daños a las tuberías de deben fenómenos naturales extraordinarios como son los sismos, y que ello reduce considerablemente el suministro de agua.

Los sismos en algunas ciudades de México originan roturas, agrietamientos, separaciones en las tuberías de las redes de agua potable. Ellos incrementan bruscamente las fugas de agua. En los sistemas de distribución de agua potable de México se pierden volúmenes relevantes de agua por fugas. En un estudio basado en 23 ciudades distintas (Arreguín, Ochoa y Fernández, 1997) se encontró que en promedio las fugas representan el 39% de la demanda, de ellas, el 24 % se presentaba en tomas domiciliarias y el 14 % en las tuberías y que a errores de medición le correspondía poco más del 1%. Las fugas son salidas de agua no controlada de cualquier parte de los elementos del sistema de distribución de agua potable (Tabla 1), uniones de tuberías (por fallas en la hermeticidad de las mismas), válvulas, codos, etc.

En las tuberías de la red, las fugas se presentan como consecuencia de agrietamiento transversal, aplastamiento y agrietamiento longitudinal; el primero se debe a esfuerzos y vibraciones producidas por cargas superficiales; el segundo a la construcción defectuosa y el tercero, a la fatiga de materiales, defectos de fabricación o golpe de ariete. Otros fenómenos como la corrosión, el junteo defectuoso de tubos o fallas en válvulas, favorecen la formación de fugas.

Cuando ocurren fenómenos naturales como son los sismos o deslizamiento de masa, en las tuberías de la red de generan caudales importantes de fugas de agua en un tiempo corto que limitan o llegan a suspender la distribución de agua potable.

Tabla 1 Frecuencia de fugas en líneas principales y secundarias  
Fuente: Enriquez, Vazquez y Ochoa; 1994.

<b>Causa que produce la fuga</b>	<b>Frecuencia de la fuga</b>
Válvulas	9.20 %
Uniones de plomo	36.60 %
Anillos	1.10 %
Uniones simplex	10.10 %
Uniones Gibault	0.90 %
Hidrantes	1.70 %
Tapones	1.00 %
Tuberías partidas	12.30 %
Tuberías rajadas	2.30 %
Tuberías perforadas	12.30 %

Debido a los desniveles en la elevación del terreno existe una gran variación en los valores de las cargas de presiones referidas a la superficie del suelo dentro de las tuberías puede inducir a una mayor cantidad de fugas.

El objetivo de este trabajo es asignar un índice de vulnerabilidad de las tuberías de una red de distribución ante fallas que se generan por algún fenómeno natural en un lapso relativamente corto (del orden de 3 días) en las tuberías que provoquen una fuerte disminución del suministro de agua a los usuarios.

Para detectar las tuberías que en caso de fallar originan la mayor disminución del suministro de agua a los usuarios, se analizan distintos arreglos de tuberías de la red para encontrar en cuáles de ellos habría fugas importantes debido a la topología y sus características que reducirían en mayor cantidad las cargas de presión en la red a tal grado que limiten o impidan la distribución del agua potable.

El proceso de detección de las tuberías, se basó en un concepto físico que emplea los resultados de la aplicación de un método de cálculo hidráulico de redes de tuberías funcionando a presión con flujo permanente del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) ya que toma en cuenta que el gasto de demanda solicitada por los usuarios se entrega totalmente o parcialmente en función de la carga de presión que exista en el sitio donde se hace dicha solicitud.

## **2. INFORMACIÓN REQUERIDA**

Para realizar los cálculos de las cargas de presión y los gastos de los flujos de agua que circulan en la red de distribución se requiere de la información sobre la infraestructura hidráulica, frecuentemente a nivel de la red primaria o secundaria de abastecimiento de agua potable. Ella consiste en las particularidades de las tuberías (material, diámetro, longitud, edad, etc), la forma en que están conectadas, los planos georreferenciados de la red, la topografía de la zona cubierta por la red, tanques, zona de distribución, los bombeos, válvulas entre otros.

Es necesario disponer de datos sobre los consumos (demanda), gastos de entrada a los tanques de almacenamiento o regulación y curvas características de las bombas que aportan líquido a la red.

La variación horaria del consumo permite calcular las cargas de presión a lo largo de un día tipo, y revisar que en algunos puntos del sector de la red de tuberías, no se excedan los valores establecidos por las normas vigentes y las recomendaciones de fabricación de las tuberías. Una de las limitaciones importantes en el cálculo de redes de tuberías consiste en la dificultad para precisar las demandas.

Para los cálculos hidráulicos se utilizó la fórmula de Darcy-Weisbach. También se consideró que el factor de fricción se ajuste en función de la rugosidad relativa de la tubería y del número de Reynolds correspondiente al flujo de agua en cada tubería, para ello se empleó la fórmula de Swamee y Jain (1976).

## **3. MÉTODO PROPUESTO**

Para encontrar las tuberías de una red de agua potable que en caso de fallar en conjunto en un intervalo de tiempo corto por un fenómeno natural como podría ser un sismo, que causarían el mayor deterioro al suministro del agua potable a los usuarios; se consideró un índice cuantitativo adimensional, que se le llama de vulnerabilidad (susceptibilidad a ser dañadas) para cada tubería.

En el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías, algunas de sus tuberías tienen mayor influencia que otras en la entrega del agua sus consumidores. Como ello está relacionado con el caudal y la carga de presión en cada conducto, por lo que se propone determinar un factor ( $F$ ) para escoger las tuberías que en caso de fallar limitan mayormente al suministro de

agua; tal factor es igual al producto del gasto que fluye en la tubería y por la carga de presión en su extremo de aguas arriba:

$$F = QH_a \quad (1)$$

siendo  $Q$  el gasto en la tubería (l/s) y  $H_a$  la carga de presión aguas arriba en la tubería (mca).

Con el factor  $F$  se establece la prioridad en la elección las tuberías, de tal forma que las que tienen los valores más grandes, deben ser elegidas como tuberías con falla total (se cierra un válvula y deja de funcionar) o falla parcial (con fugas) debido al fenómeno natural. Para tal efecto, se consideran dos casos distintos.

En la metodología planteada, se considera que el gasto total que entra a la red a través de los tanques de almacenamiento o por de bombeo (en pozos o cárcamos) se mantiene a pesar de la ocurrencia del fenómeno natural.

#### a) Falla total

El procedimiento consiste en eliminar de la red de tuberías un cierto número de tuberías sin que deje de proporcionar los usuarios del servicio el líquido aunque sea en una cantidad mucho menor a la requerida.

El procedimiento consiste en las siguientes etapas:

1. Se asigna a  $n$  el valor uno y se escoge el número máximo  $M$  de tuberías que se quitarían si es que fuera posible hacerlo (del orden del 20% del número de tuberías de la red).
2. Se calcula el factor  $F$  correspondiente a de cada tubería de la red y se forma una lista de valores  $M$  de este factor con las tuberías correspondientes.
3. Se hace  $i$  igual a uno.
4. Se considera la red de tuberías en la que se han eliminado  $n-1$  tuberías.
5. Se elimina de la tubería de la red que tiene el mayor valor del factor  $F$  y se quita este factor de la lista de estos factores, sea ésta la tubería  $j$ .
6. Se calcula la red de tuberías para conocer los caudales y cargas de presión en la red de tuberías que quedó y se obtiene el caudal que se dejó a suministrar a los usuarios  $\Sigma q_{def}$ . Se determina para la tubería  $j$ , el valor de índice de vulnerabilidad como  $V_j = \Sigma q_{def} / \Sigma q_{ori}$ .
7. Se incrementa el valor de  $i$  en uno.
8. Se pasa a la etapa 4 si  $i$  es menor o igual a  $M$ ; de otro modo se va a la etapa 9.
9. Se elimina de la red de tuberías a aquella que tuvo el mayor índice de vulnerabilidad.
10. Se les anota a las tuberías de la red los valores del índice de vulnerabilidad. Ellos corresponderán a la red en las que se han eliminado  $n$  tuberías.
11. Se incrementa el valor de  $n$  en uno.

12. Se pasa a la etapa 4 si  $n$  es menor o igual a  $M$ ; de otro modo, concluye el proceso.

Dependiendo de las conexiones entre las tuberías de la red, en ocasiones ya no se puede alcanzar el valor de  $M$ ; en tal caso, se termina el proceso en la última vez que se hizo la etapa 10 y se indica que la red dejaría de suministrar agua en determinadas zonas si se elimina una tubería más.

#### **b) Falla parcial**

Se considera que en las tuberías fluiría el líquido, pese a que se hayan formado nuevas fugas por el fenómeno natural.

Se supone que a la mitad de cada tubería se produciría una salida de agua (fuga) por un área que abierta que puede ser del orden del 20% del área transversal de la tubería dependiendo de la zona donde se encuentre la tubería. El caudal de la fuga se calcula como si se tratara de un orificio con un área que podría variar durante el egreso del agua mediante la expresión siguiente:

$$q = C(h_i - e_i)^B \quad (2)$$

donde  $q$  es el gasto de fuga ( $m^3/s$ ),  $h_i$  carga de presión en el nudo  $i$  (sitio  $i$ ),  $e_i$  elevación del terreno en el nudo  $i$ ,  $C$  coeficiente que considera al de descarga, la aceleración de la gravedad y al área del orificio ( $m^2/s$ ),  $B$  tiene un valor de 1.5 o más (adimensional).

Los pasos a seguir en el procedimiento son:

1. Se considera un porcentaje del número de tuberías  $p_a$  que podría dañarse en caso de presentarse un fenómeno natural de intensidad alta. Al multiplicar este porcentaje por el número de tuberías se estima el número máximo  $M$  de tuberías que se podrían presentar fugas a causa del fenómeno natural.
2. Se asigna a  $n$  el valor uno.
3. Se calcula el factor  $F$  correspondiente a de cada tubería de la red (excepto en la tubería que ya tiene una nueva fuga) y se forma una lista de valores  $M$  de este factor con las tuberías correspondientes.
4. Se hace  $i$  igual a uno.
5. Se considera la red de tuberías que tiene  $n-1$  nuevas fugas.
6. Se considera que habrá una nueva fuga en la tubería que tiene el mayor valor del factor  $F$  y se quita este factor de la lista de estos factores. En tal tubería la fuga se presenta a la mitad de su longitud con un área abierta para fuga de cierto porcentaje de acuerdo a su diámetro la tubería.
7. Se calcula la red de tuberías para conocer los caudales y cargas de presión en la red de tuberías que quedó y se obtiene el caudal que se dejó a suministrar a los usuarios  $\Sigma q_{def}$ . Se determina para la tubería  $j$ , el valor de índice de vulnerabilidad como  $V_j = \Sigma q_{def} / \Sigma q_{ori}$ . Se le anota a ésta tubería el valor del índice de vulnerabilidad.

8. Se incrementa el valor de  $i$  en uno.
9. Se va al paso 5 si  $i$  es menor o igual a  $M$ ; de otro modo se va al paso 10.
10. Se considera que existirá una nueva fuga en la tubería que tuvo el mayor índice de vulnerabilidad.
11. Se incrementa el valor de  $n$  en uno.
12. Se va al paso 4 si  $n$  es menor o igual a  $m$ ; de otro modo, concluye el procedimiento.

Se considera un porcentaje del número de tuberías  $p_b$  que corresponde al caso de intensidad baja del fenómeno natural que causa cierto número de fugas a la red de tuberías y el porcentaje del número de tuberías  $p_a$  debe a un fenómeno natural de intensidad alta. Con ello, se forman tres intervalos de clase del fenómeno natural, que podrían ser: intensidad baja ( $0 < p \leq p_b$ ), intensidad media (entre  $0 < p \leq (p_b + p_a)/2$ ) e intensidad alta ( $(p_b + p_a)/2 < p$ ). Para cada tubería de los  $n$  conjuntos de conductos comprendidos en cada intervalo, serían los índices de vulnerabilidad, bajo, medio y alto.

El procedimiento permite ubicar una fuga nueva debido a un fenómeno natural a la red a la vez y que se aplicar tantas veces como sea necesario para contar con los índices de vulnerabilidad mayores relacionados con cada número de fallas en los conductos de la red de distribución de agua potable.

## 5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

En la primera aplicación del método, considera la red de agua potable de la figura 2, propuesta por Rodríguez Katya *et al.* (2005), es una red cerrada, que es alimentada por un tanque de almacenamiento en la cota 100 msnm, el tanque tiene una cota de elevación del agua a la 102.5 mca.

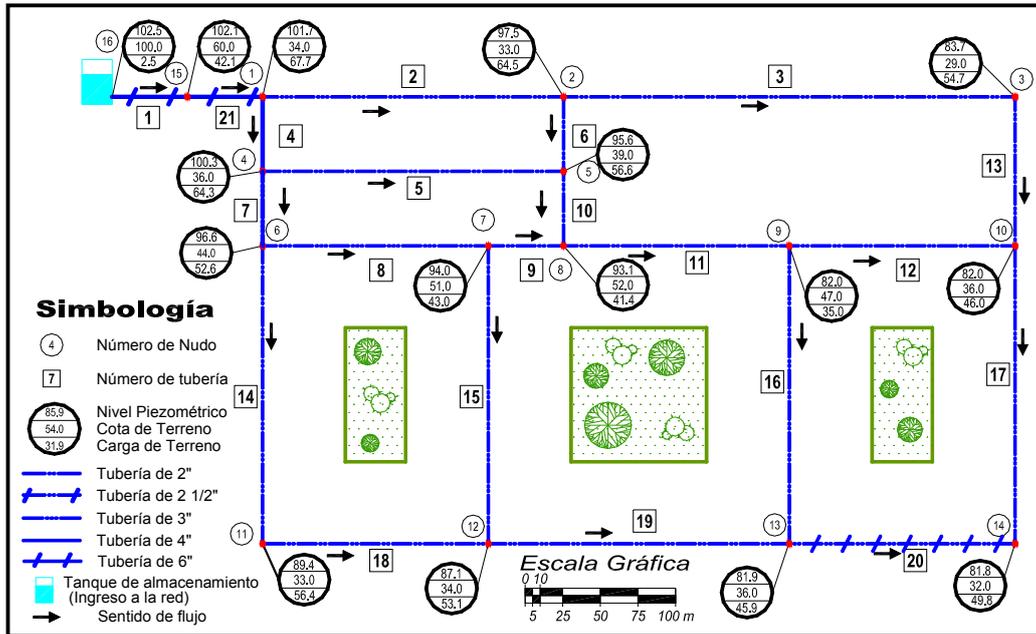


Figura 2- Esquema de una red y sus cargas de presión

Se comenzó con el cálculo hidráulico de la red de tuberías para determinar las cargas de presión en las uniones de tuberías (nudos), los caudales que fluyen en cada tubería, el gasto de suministro a los usuarios y el déficit en el cumplimiento de la demanda. En las tablas 1 y 2 se muestran los resultados obtenidos. En la última columna de la tabla 1 aparecen los valores del factor  $F$ . La aportación del tanque de almacenamiento a la red en todos los casos debe ser el suministrado por la red antes de la ocurrencia del fenómeno natural, en este caso es de 33.747 l/s.

De acuerdo a los mayores valores del factor  $F$  están en las tuberías 2, 4, 6, 7 y 3.

a) Falla total

Se quita de la red solamente una tubería distinta cada vez.

Se calcula la red quitando a la misma solamente la tubería 2, y se determina el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 2.

Se realiza el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 4, y se evalúa el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 4.

Se calcula la red quitando a la misma solamente la tubería 6, y se estima el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 6.

Se realiza el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 7, y se encuentra el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 7.

Tabla 1. Funcionamiento hidráulico en tuberías para condiciones originales

	Sentido de flujo en la tubería (nudos extremos)			Gasto (l/s)	Tubería	Pérdida de carga (m)	Factor F
1	13	a	14	0.226	20	0.07	14.5544
2	1	a	2	16.667	2	7.21	1681.7003
3	2	a	3	7.928	3	11.23	742.8536
4	1	a	4	15.574	4	6.65	1459.2838
5	4	a	5	2.684	5	7.45	252.8328
6	2	a	5	5.424	6	6.88	508.2288
7	4	a	6	11.082	7	3.5	1043.9244
8	6	a	7	4.309	8	13.42	390.8263
9	8	a	7	1.066	9	0.35	82.8282
10	5	a	8	6.3	10	9.12	546.84
11	8	a	9	3.728	11	10.25	289.6656
12	10	a	9	0.922	12	0.81	62.8804
13	3	a	10	5.518	13	14.21	454.6832
14	6	a	11	4.363	14	18.32	395.7241
15	7	a	12	2.965	15	8.95	229.1945
16	9	a	13	1.637	16	3.02	110.3338
17	10	a	14	1.883	17	3.9	128.4206
18	11	a	12	2.254	18	4.05	163.1896
19	12	a	13	1.904	19	3.97	130.2336
20	15	a	1	33.747	1	3.63	3526.5615

Tabla 2. Funcionamiento hidráulico en nudos para condiciones originales

	Nudo	Nivel piezométrico (m)	Carga de presión disponible (mca)	Gastos (l/s)		
				Suministrado	Demandado	Déficit
1	14	64.3	22.31	2.109	2.109	0
2	1	100.9	56.87	1.506	1.506	0
3	2	93.7	50.66	3.315	3.315	0
4	3	82.4	43.42	2.411	2.411	0
5	4	94.2	48.23	1.808	1.808	0
6	5	86.8	37.78	1.808	1.808	0
7	6	90.7	36.73	2.411	2.411	0
8	7	77.3	16.3	2.411	2.411	0
9	8	77.7	15.65	1.506	1.506	0
10	9	67.4	10.4	3.014	3.014	0
11	10	68.2	22.21	2.712	2.712	0
12	11	72.4	29.41	2.109	2.109	0
13	12	68.4	24.36	3.315	3.315	0
14	13	64.4	18.38	3.315	3.315	0
15	15	104.5	2.5	0	0	0

Se realiza el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 3, y se evalúa el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 3.

Como la tubería que tuvo mayor índice de vulnerabilidad (en este caso, la 2 tuvo un índice de 0.429) se quita en forma definitiva la tubería y se repite el proceso, esta vez la red de tuberías habrá dos tuberías menos. Se calculan los factores  $F$  de la red sin la tubería 2. En esta ocasión, correspondió a las tuberías 5, 7, 8, 14 y 18 como se consigna en la tabla 3.

Tabla 3. Resumen quitando 1 tubería

	Factor F	Tubería eliminada	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	Iv=Q déf/Q dem
1	947.85	2	19.281	0	14.466	0.571	0.429
2	885.69	4	20.104	0	13.643	0.596	0.404
3	534.48	7	22.094	0	11.653	0.655	0.345
4	401.63	3					
5	274.78	6	27.339	0	6.408	0.81	0.19

Se hace el cálculo de la red suprimiendo de la misma solo la tubería 5, y se obtiene el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 5.

Se efectúa el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 7, y se determina el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 7.

Se realiza el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 8, y se encuentra el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 8.

Se realiza el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 14, y se evalúa el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 2 y 14.

Se lleva a cabo el cálculo de la red retirando de ella únicamente la tubería 18, y se determina el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 18.

Como la tubería que tuvo mayor índice de vulnerabilidad (en este caso, las 2 y 7 tuvieron un índice de 0.485) se quita en forma definitiva la tubería y se repite el proceso, esta vez la red de tuberías habrá tres tuberías menos. Se calculan los factores  $F$  de la red sin las tuberías 2 y 7. En la tabla 4 se encuentran los resultados de estos cálculos.

Tabla 4. Resumen quitando 2 tuberías

	Factor F	Tuberías eliminadas	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	Iv=Q déf/Q dem
1	674.92	2 y 4	19.281	2.359	16.824	0.57	0.499
2	308.18	2 y 7	19.275	1.881	16.352	0.57	0.485
3	129.8	2 y 5	24.539	1.092	10.3	0.73	0.305
4	74.26	2 y 8	24.816	0.884	9.814	0.74	0.291
5	65.53	2 y 14	22.886	0.94	11.8	0.68	0.35

Procediendo de manera semejante se encontraron los resultados incluidos en la tabla 5. En esta ocasión, las que tuvieron valores mayores coeficiente del coeficiente  $F$  fueron a las tuberías 3, 13, 17, 18 y 19, tabla 4. Las que tuvieron mayor índice de vulnerabilidad fueron las combinaciones 2,7 y 3 ; la 2, 7, 18 y por último la 2,7 y 13. Ya no fue posible eliminar

más tuberías, porque ya no se entrega agua a todos los sitios de demanda. En la tabla 5 se tienen los valores obtenidos cuando se eliminaron 3 tuberías de la red

Tabla 5. Resumen quitando 3 tuberías

	Factor F	Tuberías eliminadas	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	Iv=Q déf/Q dem
1	3.74	2, 7 y 3		0	33.747	0	1
2	0.06	2, 7 y 18		0	33.747	0	1
3	0.02	2, 7 y 19	9.31	0	24.437	0.28	0.724
4	-0.08	2, 7 y 13		0	33.747	0	1
5	-0.72	2, 7 y 17	9.297	0	24.45	0.28	0.725

En la figura 3 se muestra la red de tuberías que funcionaría como caso último para llevar el líquido a los sitios de demanda; en ella, se han retirado los conductos en los que se cerrara el paso del flujo (en sus dos extremos) y los coeficientes de vulnerabilidad se señalan dentro de los óvalos.

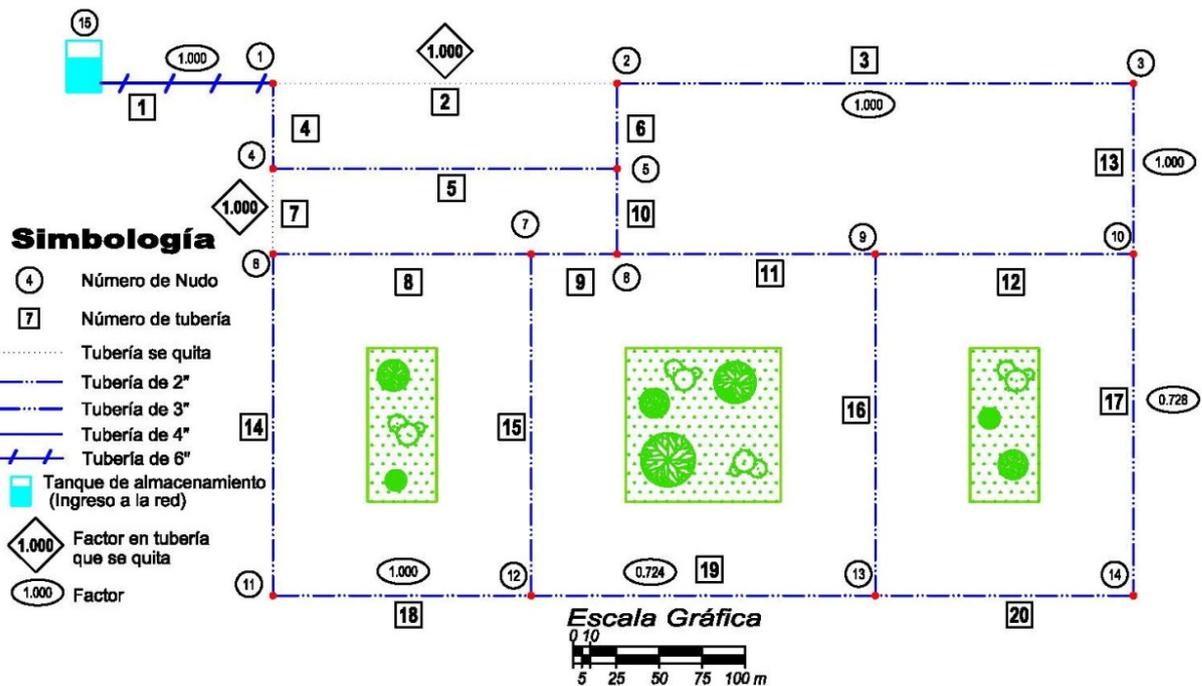


Figura 3- Esquema de la red que operaría conduciendo agua a todos los sitios donde la solicitan, sin tres conductos.

b) Falla parcial

Se considera en la red de tuberías solamente existe una tuga. De acuerdo a los mayores valores del factor  $F$  ellas se aparecerían en las tuberías 2, 4, 6, 7 y 3.

Se calcula la red localizando la fuga en la tubería 2, y se determina el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 2.

Se realiza el cálculo de la red ubicando únicamente la fuga en la tubería 4, y se evalúa el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 4.

Se calcula la red poniendo en la tubería 6 la fuga y se estima el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 6.

Se realiza el cálculo de la red con una fuga ésta vez en la tubería 7, y se encuentra el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 7.

Se realiza el cálculo de la red con una fuga en la tubería 3, y se evalúa el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 3.

Como la tubería que tuvo mayor índice de vulnerabilidad de acuerdo con los resultados incluidos en la tabla 6 (en este caso, la 2 tuvo un índice de 0.145) se quedará en forma definitiva y se repite el proceso, esta vez la red de tuberías habrá dos tuberías menos. Se calculan los factores  $F$  de la red sin la tubería 2. En esta ocasión, estuvieron en las tuberías 4, 7, 3, 6 y 13.

Tabla 6 Resumen con una fuga nueva en la red de tuberías									
	Tubería	Factor F	Tubería con fuga	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	Iv	SLA Tanque (msnm)
1	2	947.85	2	33.716	4.851	4.883	1.00	0.145	83.3
2	4	885.69	4	33.733	2.918	2.933	1.00	0.087	88.8
3	7	534.48	7	33.735	2.544	2.556	1.00	0.076	90.8
4	3	401.63	3	33.706	2.693	2.733	1.00	0.081	91.0
5	6	274.78	6	33.774	1.265	1.238	1.00	0.037	95.8

Se hace el cálculo de la red ubicando la fuga en la tubería 4, y se obtiene el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 4.

Se efectúa el cálculo de la red con una fuga en la tubería 7, y se determina el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 7.

Se realiza el cálculo de la red poniendo la fuga en la tubería 3, y se encuentra el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 3.

Se hace el cálculo de la red con una fuga en la tubería 6, y se evalúa el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a la tubería 2 y 6.

Se lleva a cabo el cálculo de la red con una fuga en la tubería 13 y se determina el valor del índice de vulnerabilidad que se le asigna a las tuberías 2 y 13.

En la tabla 4 se encuentran los resultados de estos cálculos.

Tabla7 Resumen con dos fugas nuevas en la red de tuberías									
	Tuberías	Factor F	Tubería con fuga	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	Iv	SLA Tanque (msnm)
1	2 y 4	484.92	2 y 4	33.717	6.996	7.015	1.00	0.208	78.3
2	2 y 7	270.33	2 y 7	33.746	6.667	6.67	1.00	0.198	79.5
3	2 y 3	191.50	2 y 3	33.754	6.783	6.752	1.00	0.200	79.8
4	2 y 6	118.16	2 y 6	33.783	5.751	5.715	1.00	0.169	81.8
5	2 y 13	105.13	2 y 13	33.737	5.666	5.677	1.00	0.168	82.5

Como las tuberías que tuvieron el mayor índice de vulnerabilidad (en este caso, las 2 y 4 tuvieron un índice de 0.208) en los conductos de quedarán las fugas y se repite el proceso, esta vez la red de tuberías habrá tres fugas nuevas. Se calculan los factores  $F$  y se repite el proceso. En las tablas 8 a 10 se consignan los valores obtenidos.

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.

<b>Tabla 8 Resumen con tres fugas nuevas en la red de tuberías</b>									
	Tuberías	Factor F	Tubería con fuga	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	$I_v$	SLA Tanque (msnm)
1	2, 4 y 7	201.38	2, 4 Y 7	33.73	8.427	8.444	1.00	0.250	75.3
2	2, 4 y 3	153.25	2, 4 y 3	33.747	8.64	8.64	1.00	0.256	75.2
3	2, 4 y 6	90.72	2, 4 y 6	33.753	7.768	7.763	1.00	0.230	77.0
4	2, 4 y 13	81.96	2, 4 y 13	33.744	7.704	7.708	1.00	0.228	77.5
5	2, 4 y 10	60.37	2, 4 y 10	33.724	7.642	7.665	1.00	0.227	77.5

<b>Tabla 9 Resumen con cuatro fugas nuevas en la red de tuberías</b>									
	Tuberías	Factor F	Tubería con fuga	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	$I_v$	SLA Tanque (msnm)
1	2, 4, 3 y 6	170.19	2, 4, 3 Y 6	33.807	9.943	9.884	1.00	0.293	72.7
2	2, 4, 3 y 7	66.98	2, 4, 3 Y 7	33.755	9.896	9.887	1.00	0.293	72.7
3	2, 4, 3 y 13	52.67	2, 4, 3 Y 13	34.238	9.381	8.889	1.01	0.263	75.6
4	2, 4, 3 y 10	43.32	2, 4, 3 Y 10	36.385	9.817	7.271	1.08	0.215	80.3
5	2, 4, 3 y 5	40.26	2, 4, 3 Y 5	33.723	9.223	9.248	1.00	0.274	73.9

<b>Tabla 10 Resumen con cinco fugas nuevas en la red de tuberías</b>									
	Tuberías	Factor F	Tubería con fuga	Q sum (l/s)	Q fugas (l/s)	Q déf (l/s)	Q sum/Q dem	$I_v$	SLA Tanque (msnm)
1	2, 4, 3, 7 y 6	60.35	2, 4, 3, 7 Y 6	33.72	10.409	10.439	1.00	0.309	71.6
2	2, 4, 3, 7 y 13	44.47	2, 4, 3, 7 Y 13	35.581	11.121	9.287	1.05	0.275	75.6
3	2, 4, 3, 7 y 10	34.04	2, 4, 3, 7 Y 10	35.043	10.936	9.641	1.04	0.286	74.3
4	2, 4, 3, 7 y 5	31.01	2, 4, 3, 7 Y 5	33.741	10.401	10.407	1.00	0.308	71.7
5	2, 4, 3, 7 y 14	23.84	2, 4, 3, 7 Y 14	37.144	11.713	8.316	1.10	0.246	79.0

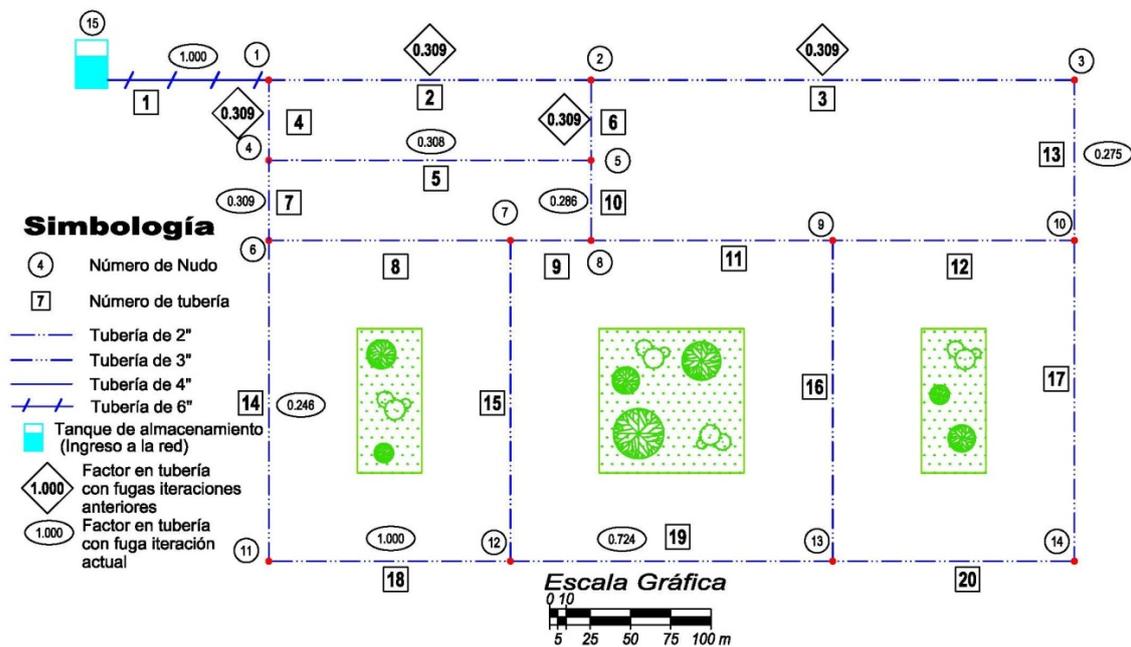


Figura 4 Esquema de la red que operaría conduciendo agua a todos los sitios donde la solicitan, con los mayores caudales en cinco nuevas fugas causadas por un fenómeno natural

En la figura 4 se muestra la red de tuberías que funcionaría como caso extremo, en ella se tendrían fugas nuevas en 5 conductos y los coeficientes de vulnerabilidad se señalan dentro de los óvalos. Serviría para enfocar las reparaciones en ellos, para recuperar el servicio lo más pronto posible.

## 6. CONCLUSIONES

Los procedimientos propuestos para obtener un índice de vulnerabilidad para el caso en que una o más tuberías de la red de distribución no puedan conducir el agua potable o para detectar aquellas tuberías de la red donde las fugas que generaría el fenómeno natural causan mayor daño al suministro de agua potable a los usuarios.

Para un fenómeno natural de alta intensidad cabría esperar que por cierto número de tuberías de la red ya no pase el agua y sería equivalente a que en la red ya no existiesen dichas tuberías, lo que dificultaría el suministro de agua a los usuarios y algunos recibirían una cantidad pequeña de lo que demandan. En caso cancelar el flujo por un número mayor de tuberías, ella dejaría de entregar el agua en todos los sitios donde la demandan.

Otra posibilidad que se tomó en cuenta se refiere a que el fenómeno natural puede producir nuevas fugas, en una, dos, o más tuberías de la red, sin que deje de fluir agua por todas las tuberías de la red, pero en sitio donde ocurren las fugas y el número de ellas, origina que se deje cumplir con una parte de la cantidad demandada, dando lugar a déficits de suministro.

El método se aplicó a una red hipotética tratando de facilitar su planteamiento y uso; aunque parece prometedor, es necesario aplicarlo a redes reales y apreciar sus debilidades y realizar las recomendaciones que permitan disminuirlas.

El procedimiento propuesto se ha aplicado a varias redes de tuberías teóricas 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 pretenden contribuir a los técnicos encargado del servicio de distribución para la toma de decisiones y dirigir sus esfuerzos de corrección o compostura hacia aquellas tuberías que en caso de fallar causan mayor daño a la distribución del agua.

### **Bibliografía**

Arreguín F., Ochoa L., Fernández A. (1997), *Evaluación de pérdidas en redes de distribución de agua*, TLALOC-AMH, Órgano informativo de la Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH), No.10, septiembre-diciembre.

Rosales Ismene, *Propuesta de métodos para revisión, rehabilitación y diseño de redes de tuberías de agua potable*, Tesis de Doctorado presentada a la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM. Febrero 2012.

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.

## **Capítulo 8. Evaluación de la infraestructura electromecánica y video-inspección en 5 pozos profundos. Resultado: Acciones de rehabilitación presupuestadas**

*Edgar Antúnez Leyva*

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) eantunez@tlaloc.imta.mx

---

**RESUMEN.** El presente trabajo se realizó a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) con recursos de la Fundación Gonzalo Río Arronte I. A. P. (FGRA) en el Marco del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro (etapa IV 2014-2017), el alcance del presente trabajo fue el determinar las acciones necesarias para rehabilitación de cinco pozos profundos ubicados en la ribera del Lago de Pátzcuaro, a través de la evaluación y diagnóstico de la infraestructura electromecánica así como la video-inspección del propio pozo. Finalmente como resultados entregables el IMTA proporcionó un expediente con las acciones de rehabilitación de cada uno de los cinco pozos incluyendo las especificaciones de ejecución y presupuesto a fin de que sean considerados en el Programa Anual de Obra del presente año 2015 de la Comisión Estatal de Agua y Gestión de Cuencas (CEAC).

**ABSTRACT.** This work was carried out through the Mexican Institute of Water Technology (IMTA) with funds from the Gonzalo Río Arronte Foundation (FGRA) in the framework of the Program for the Environmental Recuperation of the Lake Pátzcuaro Basin (stage IV 2014-2017). The scope of this study was to determine the necessary actions of rehabilitation of 5 deep wells located in the banks of Lake Pátzcuaro, through the evaluation and diagnosis of electromechanical infrastructure and the video-inspection of the well itself. Finally, as deliverable results IMTA provided a record from each of the five wells rehabilitation actions including execution specifications and budget in order to be considered in the annual program of work of the present or 2015 of the State Water Commission and Management Basins (CEAC).

---

Palabras clave: rehabilitación, pozo profundo, evaluación, Pátzcuaro y video-inspección.

Keywords: rehabilitation, deep well, evaluation, Pátzcuaro and inspection-video.

## INTRODUCCIÓN

Como parte del **Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, en su tercera etapa 2008-2012** el Instituto Mexicano de tecnología del Agua (IMTA) efectuó una serie de acciones complementarias a las anteriormente realizadas en los Organismos Operadores de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de las localidades de Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro y Tzintzuntzan con la finalidad de fortalecer institucionalmente a los Organismos operadores ribereños, al complementar y rehabilitar infraestructura de la red de distribución de agua potable, alcantarillado sanitario y de tratamiento. Ahora en la cuarta etapa del **Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro (etapa IV 2014-2017)** es imprescindible la recopilación de la información técnica y estudios para integrar y elaborar el proyecto de rehabilitación de 5 pozos profundos ubicados en la ribera del Lago de Pátzcuaro, considerados en el año 2014 como una primera etapa; para el presente año 2015 se gestionan los recursos de ejecución ante la Comisión Estatal de Agua y Gestión de Cuenca del Estado de Michoacán (CEAC).

Todos los pozos requieren un mantenimiento regular para asegurar un rendimiento continuo de alto nivel y una máxima vida útil. El mantenimiento inapropiado de un pozo profundo sobre un periodo (meses o años), puede conducir a una disminución de su capacidad, incremento de los requerimientos de energía, altos costos de operación y falla en algunos casos. Esto debido a que los componentes de un pozo no son visibles, durante su operación, generalmente se le da poca o ninguna atención hasta que se presentan problemas.

El rendimiento del pozo puede ser afectado por la calidad del agua subterránea. Del mismo modo, la calidad del agua, física y química son un buen indicador de áreas con problemas potenciales y que deberían ser monitoreadas regularmente. La producción excesiva de arena indica problemas con el terminado del pozo y producirá un desgaste excesivo del equipo de bombeo. La calidad química del agua indica el tipo de minerales disueltos en agua subterránea y ayudará en el diseño de un programa de mantenimiento si se sospecha que la deposición mineral es la causa del descenso del rendimiento del pozo. El video registro del interior del pozo es una herramienta que puede ayudar a determinar los requerimientos de rehabilitación del pozo, también puede ser utilizado como apoyo en el diseño de un programa de mantenimiento preventivo.

Un programa de mantenimiento, debería ser diseñado individualmente para cada pozo, con el objeto de mantener el rendimiento de la bomba y su capacidad. Un programa de mantenimiento efectivo inicia con los registros de las características constructivas del pozo, mostrando las condiciones geológicas, calidad del agua y funcionamiento del bombeo, especialmente la capacidad específica. Un estudio cuidadoso de la operación de pozos en la zona deberían sugerir los pasos lógicos para la elaboración de planes de mantenimiento o procedimientos de rehabilitación. Tantas variables están involucradas, que no puede concebirse un programa de mantenimiento único que funcionará para cada condición hidrogeológica y cada tipo de pozo. Un calendario de mantenimiento rutinario y de inspección deben establecerse sobre la base de las características individuales del pozo y la bomba. La experiencia (Driscoll) indica que si la capacidad de un pozo desciende un 25%, es tiempo de iniciar algún procedimiento de rehabilitación. El descuido de lo anterior aumentará significativamente los costos de mantenimiento.

## **DESARROLLO DE LOS TRABAJOS**

Un estudio confiable para determinar las acciones apropiadas para rehabilitar un pozo profundo es la video inspección al interior del propio pozo, al exterior es de suma importancia determinar la eficiencia electromecánica del conjunto motor-bomba y la evaluación del sistema eléctrico en general a fin de eficientar de forma integral la explotación de la fuente. Actualmente la vídeo inspección al interior de un pozo profundo es una herramienta muy importante para dictaminar y de manera puntual determinar las acciones de rehabilitación de un pozo sin poner en riesgo la infraestructura existente, para ello el IMTA subcontrató en octubre de 2014 a Sistemas de Irrigación de Michoacán S.A. de C.V. (SIM), los resultados permitieron conocer el estado estructural del pozo y las incrustaciones existentes, además de corroborar otros datos como son: Diámetro del ademe. Nivel estático. Longitud de tubo de ademe liso. Longitud de tubo de ademe ranurado. Si el ademe es tipo “telescopio”. Nivel de azolve. Nivel de corrosión del ademe. Nivel de incrustación de sarro en el ademe y finalmente si el ademe del pozo se encuentra colapsado. La eficiencia electromecánica del conjunto motor-bomba se realizó en un estudio (PADE, 2012) con antelación al que se reporta, por lo que se retomaran los resultados obtenidos, finalmente se realizó la evaluación del sistema eléctrico desde el transformador hasta el tablero de control.

## **OBJETIVO**

Determinar y presupuestar mediante video de inspección y evaluación del sistema eléctrico, las acciones necesarias para rehabilitación de cinco pozos profundos ubicados en localidades ribereñas del Lago de Pátzcuaro, incluyendo el ademe de la obra de captación y el sistema eléctrico de fuerza y control, considerando que a partir de estudios anteriores se ha determinado la necesidad de sustituir el conjunto motor-bomba (PADE, 2012).

## **DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS**

### **EVALUACIÓN DE LOS POZOS MEDIANTE VIDEO-INSPECCIÓN**

#### **Medición de parámetros eléctricos e hidráulicos, antes de realizar maniobras para sacar el equipo motor-bomba del pozo**

Antes de iniciar maniobras para sacar el equipo de bombeo, se realizaron las siguientes mediciones de parámetros eléctricos e hidráulicos a fin de tener una referencia de inicio, la siguiente Figura 1 muestra al personal técnico realizando dichas mediciones.

- Voltaje de operación del transformador.
- Amperaje de operación de la bomba.
- Presión de trabajo a la descarga (manómetro).
- Nivel dinámico (conducto para sonda).

Cabe mencionar que en solo dos pozos se contaba con manómetros y en tres pozos se contaba con manguera para sonda, a la conclusión de los trabajos se remplazaron los manómetros existentes por nuevos y en los pozos que hacía falta se equipó con manómetro así mismo de la conducción respectiva para sondear el nivel dinámico.

Figura 1. Medición de parámetros eléctricos e hidráulicos en cada uno de los 5 pozos



Tablero de control y elementos que lo integran



Medición de voltaje, amperaje y resistencia



Nivel dinámico con sonda



Presión de trabajo a la descarga

Fuente: IMTA 2014

### Video registro en el interior del pozo

Para realizar la videograbación del interior del pozo, fue necesario extraer el equipo electromecánico con la maquinaria adecuada y con personal especializado. Cabe mencionar que para extraer el equipo motor-bomba se utilizaron dos métodos dadas las condiciones de maniobra sobre el espacio físico

disponible y líneas eléctricas de mediana tensión de cada uno de los 5 pozos, la siguiente Figura 2 muestra estas dos condiciones encontradas.

- Mediante grúa montada sobre la plataforma de una unidad móvil
- Mediante una garrucha mecánica montada en tripie

Figura 2. Maniobra para extraer el equipo de bombeo en cada uno de los 5 pozos



Quiroga Pozo #3, garrucha y tripie



Quiroga Pozo #1, grúa en plataforma móvil



Pozo Mezquite, Tzintzuntzan, garrucha y tripie



Pozo Toril, Erongarícuaro, grúa móvil

Fuente: IMTA 2014

Se sacaron los tramos de tubería de columna, el equipo de bombeo motor-bomba para posteriormente dejar el pozo reposar 48 horas y realizar la video filmación de su interior. Se utilizó una cámara de doble lente, uno que filma de manera vertical hacia el fondo del pozo y el lente lateral que filma de manera horizontal, permitiendo observar a detalle las paredes del pozo. La siguiente Figura 3 ilustra la video-cámara utilizada y algunos detalles del interior de la tubería.

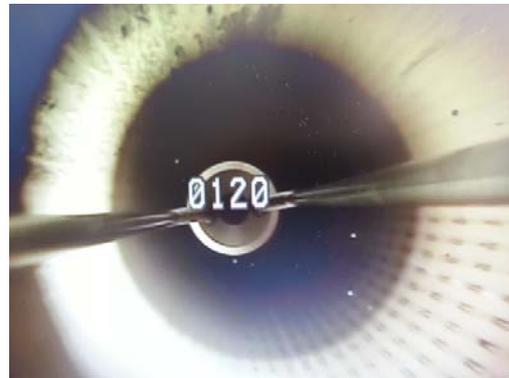
Figura 3. Video-inspección al interior de la tubería de columna para cada uno de los 5 pozos



Quiroga Pozo #3, video inspección



Pozo Toril, Erongarícuaro, video inspección



Quiroga Pozo #2, imágenes correspondientes a los 64m y 120 m (ademe ranurado)

Fuente: IMTA 2014

Una vez concluida la actividad de video filmación, se procedió a instalar nuevamente la tubería de columna y el equipo electromecánico, en esta etapa de los trabajos se confirmó lo expuesto por el operador del pozo (equipo electromecánico al límite de su vida útil, no ha recibido ningún tipo de servicio de mantenimiento preventivo, la extracción de agua ha disminuido en los últimos años y se han visto incrementado los gastos de operación) esto debido al estado de conservación en que se encontraron los elementos del pozo profundo y que obviamente no corresponde a uno de reciente instalación como se muestra en la Figura 4. Por otro lado se tiene la evidencia del documento

“Diagnóstico energético a los equipos de bombeo de los Municipios de la Cuenca” elaborado por el Departamento de Eficiencia Energética y Operativa (PADE, 2012) contratado por el Consejo de Cuenca del Lago de Pátzcuaro (CCLP), donde se determinaron las eficiencias electromecánicas de los equipos de bombeo e incluso la recomendación de la sustitución de algunos de ellos.

Figura 4. Tubería de columna deteriorada y sin ningún tipo de mantenimiento preventivo



Tubería oxidada y cayéndose en capas



Diferentes condiciones de la tubería expuesta al interior del pozo



Condiciones externas de la tubería



Condiciones encontradas al sacar la tubería



Acoplamiento motor-bomba

Fuente: IIMTA, 2014

## Resultados de la video-inspección

Los resultados que se indican a continuación son aplicables a cada uno de los cinco pozos

- El ademe del pozo no presenta daños estructurales que pongan en riesgo su integridad.
- Las paredes del ademe del pozo se encuentran altamente incrustadas.
- Debido al alto nivel de incrustación la mayoría de las ranuras se encuentran obstruidas.
- El pozo es candidato a ser rehabilitado.

## Acciones de rehabilitación como resultado de la video-inspección

- Desazolve. Para retirar los sedimentos asentados en el pozo.
- Cepillado. Para retirar las incrustaciones de la pared del ademe.
- Pistoneo. Para extraer la mayoría de los sedimentos del filtro del pozo.
- Desazolve final. Para retirar los residuos generados durante la limpieza del pozo.
- Aforo por 48 horas. Para conocer la aportación real de agua en litros por segundo del pozo en relación a su nivel dinámico en metros.
- El resto de las acciones de rehabilitación se muestran en la siguiente Tabla 1.

Tabla 1. Acciones complementarias de rehabilitación para los pozos

Acciones de rehabilitación	Pozo profundo
Reemplazo del equipo de bombeo	Ver Tabla 2 para cada pozo
Adecuación de la descarga de cloración	Toril
Reemplazo de válvulas que no operan correctamente	#1 (golpe de ariete y check), #2 (compuerta de vástago fijo), Mezquite (golpe de ariete y compuerta de vástago fijo)
Seccionar el tren de piezas especiales	Mezquite
Instalación de bridas soldables al tren de piezas especiales	Mezquite

Fuente: IMTA, 2014

Tabla 2. Especificaciones de los equipos requeridos

Nombre del pozo	Q (l/s)	H (m)	POTENCIA (HP)	Observaciones
Toril, Erongarícuaro	26	76	40	En acero inoxidable capaz de proporcionar las especificaciones indicadas en las columnas de la izquierda. Motor eléctrico sumergible, incluye cambio de columna de bombeo, cable sumergible y arrancador adecuado.
Mezquite, Tzintzuntzan	25	68	40	
#1, Quiroga	31	107	75	
#2, Quiroga	14	121	40	
#3, Quiroga	18	155	50	

Fuente: IMTA, 2014

## EVALUACIÓN DEL SISTEMA ELÉCTRICO POR PERITO DE LA SEMIP

### Descripción de los trabajos

La evaluación del sistema eléctrico se llevó a cabo por un perito calificado de la Secretaría de Energía, Minas e Industria Paraestatal (SEMIP) a fin de conocer el estado en que se encuentra la instalación eléctrica, transformador y arrancador. Se evaluó que componentes operan de manera correcta y cuales son necesarias reemplazar para prolongar el correcto funcionamiento de la instalación eléctrica en general. Todos los equipos de medición utilizados en esta actividad presentaron constancia vigente del certificado de calibración por laboratorio acreditado.

Una vez realizada la visita al lugar de trabajo en los 5 pozos para inspeccionar las condiciones de maniobras sobre la infraestructura del pozo, el perito realizó los trámites correspondientes ante la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para que se autorizara la apertura de cuchillas en las instalaciones de los sistemas de bombeo. Una vez abiertas las cuchillas se realizó la desconexión del alimentador e interruptor general y realizar los siguientes trabajos:

- Prueba de resistencia de aislamiento a transformador: alta contra baja tensión; alta tensión contra tierra; baja tensión contra tierra.
- Prueba de resistencia de aislamiento de cables de alimentador general: tres fases a tierra; entre fases.
- Pruebas de resistencia a tierra del transformador utilizando el método de la NOM-022-STPS-2008.
- Revisión de la instalación eléctrica para cumplimiento de la NOM-001-SEDE-2012 en lo que fuera aplicable.

Así mismo, se realizó el correspondiente levantamiento para la elaboración de los planos eléctricos. Una vez efectuados los trabajos anteriores se procedió a restablecer las condiciones en que se encontraba operando la instalación eléctrica antes de realizar los mismos.

### Dictamen del peritaje

La resistencia del aislamiento a cables de media tensión se indica en la siguiente Tabla 3, así mismo la resistencia a tierra y condiciones de operación del transformador (Tabla 4).

Tabla 3. Resistencia de aislamiento a cable de media tensión

Nombre del pozo	Transformador / arrancador	Cable / bomba
Toril, Erongarícuaro	Muy baja	Efectivo
Mezquite, Tzintzuntzan	Muy baja	Deficiente
#1, Quiroga	Muy baja	Efectivo
#2, Quiroga	Muy baja	Efectivo
#3, Quiroga	Muy baja	Efectivo

Fuente: IMTA, 2014

Tabla 4. Resistencia a tierra y operación del transformador

Nombre del pozo	Resistencia a tierra	Transformador
Toril, Erongarícuaro	55%	Baja resistencia de aislamiento
Mezquite, Tzintzuntzan	60%	Óptimas condiciones de operación
#1, Quiroga	50%	Óptimas condiciones de operación
#2, Quiroga	50%	Baja resistencia de aislamiento
#3, Quiroga	58%	Baja resistencia de aislamiento

Fuente: IMTA, 2014

### Acciones propuestas para rehabilitación del sistema eléctrico

- Reemplazar la baja tensión eléctrica. Desde las boquillas de baja tensión del transformador, hasta la base de la bomba.
- Instalar un sistema de tierra en delta. El cual debe de contar con un puenteo a arrancador, tubo de la bomba y cerca perimetral.
- El resto de las acciones de rehabilitación se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Acciones complementarias de rehabilitación del sistema eléctrico

Acciones de rehabilitación	Pozo (s) identificado (s)
Instalación del variador de frecuencia	#3
Reemplazo del banco de capacitores	#1, 15 KVAR, 480 V
Instalación de estructura CCF-3 en poste próximo anterior	Mezquite
Reemplazar baja tensión eléctrica	#1, #3, Toril, Mezquite
Instalación del sistema de tierras $\Delta$	#1, #3, Mezquite
Reemplazar transformador	#3, Toril
Retirar el poste y transformador existente	#2
Construir subestación tipo pedestal y suministro de transformador	#2

Fuente: IMTA, 2014

### RECOMENDACIONES EN LOS CINCO POZOS PARA LLEVAR A CABO LAS ACCIONES DE REHABILITACIÓN

Para realizar los trabajos de rehabilitación de los pozos profundos, así como del aforo, se requiere el libre acceso en el sitio para maniobras de la maquinaria “al pie del pozo”, situación que en el pozo del Mezquite no es posible en virtud del espacio reducido destinado a las instalaciones del propio pozo (se encuentra ocupado casi en su totalidad por el tren de piezas especiales).

Para el caso del pozo del Mezquite en Tzintzuntzan las siguientes recomendaciones:

- Instalación de estructura CCF-3 en poste próximo anterior al pozo profundo. Para cortar el suministro de energía eléctrica en alta tensión a las instalaciones del pozo y realizar las maniobras de rehabilitación del pozo profundo.
- Seccionar el tren de piezas especiales. Para retirar el tren de piezas especiales de y realizar las acciones de rehabilitación.
- Instalación de bridas soldables al tren de piezas especiales. Para instalar el tren de piezas especiales una vez que se hayan concluido las acciones de rehabilitación del pozo.

En los cinco pozos se propone un aforo por 48 horas para conocer la aportación real de agua en litros por segundo del pozo en relación a su nivel dinámico en metros. De aquí se corroborará la capacidad del equipo de bombeo propuesto o bien se recalcula capacidad del equipo requerido.

Toda vez que la columna de bombeo, cable sumergible y arrancador se encuentran deteriorados por el desgaste natural del tiempo de operación, también deberán de ser remplazados. Situación similar aplica para el caso de válvulas que no operan correctamente (válvula contra golpe de ariete, válvula check y válvula de compuerta de vástago fijo). El total de las acciones de rehabilitación para cada pozo se encuentran definidas en los correspondientes catálogos de conceptos (ver Tabla 7)

## CONCLUSIONES

Como resultado del estudio de video de inspección y evaluación del sistema eléctrico, se determinó y presupuestaron las acciones necesarias para rehabilitación de cinco pozos profundos ubicados en localidades ribereñas del Lago de Pátzcuaro. La siguiente Tabla 6 resume la propuesta económica de 3 posibles prestadores de servicio para ejecutar las acciones de rehabilitación de cada pozo por localidad. La Tabla 7 muestra como ejemplo el catálogo de conceptos (pozo Toril) y finalmente la Figura 5 muestra la correspondiente cotización.

Tabla 6. Propuesta económica para la rehabilitación de los pozos profundos

LOCALIDAD	COTIZACIÓN DE PRESTADORES DE SERVICIOS		
	SIM <sup>+</sup>	EAISA*	GRUPO PLARN**
<b>QUIROGA</b>			
Rehabilitación del Pozo No. 1	\$ 516,536.06	\$ 572,611.96	\$ 598,235.20
Rehabilitación del Pozo No. 2	\$ 630,074.41	\$ 702,522.45	\$ 728,804.52
Rehabilitación del Pozo No. 3	\$ 770,177.51	\$ 840,892.12	\$ 871,968.52
<b>TZINTZUNTZAN</b>			
Rehabilitación del Pozo Mezquite	\$ 413,014.25	\$ 462,422.40	\$ 482,780.40
<b>ERONGARICUARO</b>			
Rehabilitación del Pozo Toril	\$ 399,332.35	\$ 444,862.32	\$ 794,872.00
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 2,729,134.58</b>	<b>\$ 2,578,893.79</b>	<b>\$ 3,476,660.64</b>

Fuente: IMTA, 2014

<sup>+</sup>Sistemas de Irrigación de Michoacán, S.A. de C.V.

\*Equipos Agrícolas e Industriales, S.A. de C.V.

\*\*Grupo PLARN, S.A. de C.V.

Tabla 7. Catálogo de conceptos del pozo profundo el Toril de Erongarícuaro

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA					
<b>OBRA:</b>	<b>REHABILITACIÓN Y EQUIPAMIENTO DEL POZO "EL TORIL"</b>				
<b>LOCALIDAD</b>	<b>ERONGARÍCUARO</b>				
<b>MUNICIPIO</b>	<b>ERONGARÍCUARO</b>				
<b>ESTADO</b>	<b>MICHOACÁN</b>				
					
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	IMPORTE
	<b>REHABILITACIÓN DE POZO PROFUNDO</b>				
1	EXTRACCIÓN DE EQUIPO DE BOMBEO EXISTENTE	EXT	1.00		
2	LIMPIEZA INICIAL DE POZO PROFUNDO	LIMP	1.00		
3	APLICACIÓN DE DISPERSOR DE ARCILLA	LT	40.00		
4	CEPILLADO DE POZO PROFUNDO HASTA POR 8 HORAS	CEP	1.00		
5	PISTONEO DE POZO PROFUNDO HASTA POR 8 HORAS	PIST	1.00		
6	DESAZOLVE FINAL DE POZO PROFUNDO	DES	1.00		
	<b>AFORO</b>				
7	AFORO CON BOMBA TIPO TURBINA DE 6" ACOPLADA MEDIANTE CABEZAL DE ENGRANES A MOTOR DE COMBUSTIÓN INTERNA, LONGITUD DE COLUMNA DE HASTA 100 M., DE PROFUNDIDAD, DURACIÓN DE 48 HR., CON UNA CAPACIDAD DE EXTRACCIÓN MÁXIMA DE 40 LPS, DESAHOgando EL AGUA PRODUCTO DEL AFORO HASTA 30 M., DE DISTANCIA EN LÍNEA RECTA.	AFO	1.00		
	<b>EQUIPO ELECTROMECÁNICO</b>				
8	SUMINISTRO BOMBA SUMERGIBLE EN ACERO INOXIDABLE MARCA ALTAMIRA MODELO KOR25 R400-5, ACOPLADA A MOTOR ELECTRICO MARCA FRANKLIN ELECTRIC O SIMILAR DE 40 HP 460 VOLTS, 3 FASES 60 HZ., CAPAZ DE PROPORCIONAR UN GASTO DE 26 LPS CONTRA UNA CARGA DINÁMICA DE 76 M.C.A.	PZA	1.00		
9	SUMINISTRO DE CABLE SUMERGIBLE CALIBRE 3X6 AWG, 600V.	M	40.00		
10	SUMINISTRO DE TUBERÍA DE COLUMNA DE BOMBEO DE ACERO C-40, CON COSTURA INVISIBLE, CON ROSCA Y COPLÉ EN TRAMOS DE 3.05 M x 6 PULGADAS DE DIÁMETRO	TMO	11.00		
11	INSTALACIÓN DE EQUIPO DE BOMBEO SUMINISTRADO.	INST.	1.00		
12	SUMINISTRO DE ARRANCADOR MAGNÉTICO A VOLTAJE REDUCIDO DE 40 HP 460 VOLTS, 3 FASES, INCLUYE ITM, VOLMETRO Y FACE ALERT	PZA	1.00		
13	SUMINISTRO DE MATERIALES NECESARIOS PARA INSTALACIÓN ELÉCTRICA EN BAJA TENSIÓN CON UN DESARROLLO DE HASTA 30.00 M., CON TUBERIA CONDUIT GALVANIZADA PARED GRUESA DE 2", CABLE UNIPOLAR CON 3 HILOS DE CORRIENTE Y 1 HILO DE TIERRA TIPO THW PARA 90 C CALIBRE 1/0	LOTE	1.00		
14	INSTALACIÓN ELÉCTRICA EN BAJA TENSIÓN DEL MATERIAL SUMINISTRADO Y BANCO DE CAPACITORES EXISTENTE.	INST.	1.00		
15	SUMINISTRO DE TRANSFORMADOR TIPO POSTE DE 45 KVA, 13200/440-254 NORMA ANCE J	PZA	1.00		
16	RETIRO DE TRANSFORMADOR EXISTENTE E INSTALACION DEL SUMINISTRADO EN BASE DE TRANSFORMADOR TIPO POSTE.	LOTE	1.00		
17	SUMINISTRO DE MATERIALES PARA FORMAR SISTEMA DE TIERRAS, CON PUENTE A ARRANCADOR, TUBO DE BOMBA Y CERCA METÁLICA CON ALAMBRE DE COBRE CAL. 4 AWG; INCLUYE EL TRASLADO DE LOS MATERIALES Y EQUIPO AL SITIO DE TRABAJO.	LOTE	1.00		
18	INSTALACIÓN DE SISTEMA DE TIERRAS SUMINISTRADO	INST.	1.00		
19	PRUEBA DE EQUIPO DE BOMBEO	PRUEBA	1.00		
	<b>TREN PIEZAS ESPECIALES</b>				
20	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE MEDIDOR DE GASTO TIPO PROPELA DE 6"	PZA	1.00		
21	ADECUACION DE DESCARGA DE CLORACIÓN A PARTE DELANTERA DE TREN DE PIEZAS ESPECIALES DE 6" CON DESARROLLO DE 5 M.	ADEC.	1.00		
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$</b>
				<b>16% IVA</b>	<b>\$</b>
				<b>TOTAL</b>	<b>\$</b>

Fuente: IMTA, 2014

Figura 5. Propuesta económica de Sistemas de Irrigación de Michoacán S. A. de C. V. (SIM)

<b>SISTEMAS DE IRRIGACION DE MICHOACAN S.A. de C.V.</b> AV. MORELOS NTE. No. 903 C.P. 58000 TEL./FAX. 01 (443) 313-74-68 MORELIA, MICH. sim_bombas@hotmail.com				
MORELIA, MICH., A 25 DE NOVIEMBRE DE 2014 COTIZACION 121/2014				
OBRA: REHABILITACIÓN Y EQUIPAMIENTO DEL POZO "EL TORIL" LOCALIDAD: ERONGARICUARO MUNICIPIO: ERONGARICUARO ESTADO: MICHOACÁN				
ERONGARICUARO, MICH.				
POR MEDIO DE LA PRESENTE, ESTAMOS PRESUPUESTANDO LO SIGUIENTE:				
CANTIDAD	UNIDAD	CONCEPTO	P. UNITARIO	TOTAL
<b>REHABILITACION DE POZO PROFUNDO</b>				
1.00	EXT	EXTRACCION DE EQUIPO DE BOMBEO EXISTENTE	\$ 7,150.00	\$ 7,150.00
1.00	LIMP	LIMPIEZA INICIAL DE POZO PROFUNDO	\$ 11,050.00	\$ 11,050.00
40.00	LT	APLICACIÓN DE DISPERSOR DE ARCILLA	\$ 52.00	\$ 2,080.00
1.00	CEP	CEPILLADO DE POZO PROFUNDO HASTA POR 8 HORAS	\$ 11,050.00	\$ 11,050.00
1.00	PIST	PISTONEO DE POZO PROFUNDO HASTA POR 8 HORAS	\$ 11,050.00	\$ 11,050.00
1.00	DES	DESADOLVE FINAL DE POZO PROFUNDO	\$ 10,400.00	\$ 10,400.00
<b>AFORO</b>				
1.00	AFO	AFORO CON BOMBA TIPO TURBINA DE 6" ACOPLADA MEDIANTE CABEZAL DE ENGRANES A MOTOR DE COMBUSTION INTERNA, LONGITUD DE COLUMNA DE HASTA 100 MTS DE PROFUNDIDAD, DURACIÓN DE 48 HRS. CON UNA CAPACIDAD DE EXTRACCION MAXIMA DE 40 LPS, DESAHOgando EL AGUA PRODUCTO DEL AFORO HASTA 30 MTS DE DISTANCIA EN LINEA RECTA.	\$ 74,000.00	\$ 74,000.00
<b>EQUIPO ELECTROMECHANICO</b>				
1.00	PZA	SUMINISTRO BOMBA SUMERGIBLE EN ACERO INOXIDABLE MARCA ALTAMIRA MODELO KOR25 R400-5, ACOPLADA A MOTOR ELECTRICO MARCA FRANKLIN ELECTRIC O SIMILAR DE 40 HP 460 VOLTS, 3 FASES 60 HZ., CAPAZ DE PROPORCIONAR UN GASTO DE 26 LPS CONTRA UNA CARGA DINAMICA DE 76 M.C.A.	\$ 60,699.45	\$ 60,699.45
40.00	MTS	SUMINISTRO DE CABLE SUMERGIBLE CALIBRE 3X6 AWG, 600V.	\$ 87.84	\$ 3,513.60
11.00	TMO	SUMINISTRO DE TUBERIA DE COLUMNA DE BOMBEO DE ACERO C-40, CON COSTURA INVISIBLE, CON ROSCA Y COPLE EN TRAMOS DE 3.05MTS x 6 PULGADAS DE DIAMETRO	\$ 2,338.05	\$ 25,718.55
1.00	INST.	INSTALACION DE EQUIPO DE BOMBEO SUMINISTRADO.	\$ 7,150.00	\$ 7,150.00
1.00	PZA	SUMINISTRO DE ARRANCADOR MAGNETICO A VOLTAJE REDUCIDO DE 40 HP 460 VOLTS, 3 FASES, INCLUYE ITM, VOLMETRO Y FACE ALERT	\$ 18,307.23	\$ 18,307.23
1.00	LOTE	SUMINISTRO DE MATERIALES NECESARIOS PARA INSTALACION ELECTRICA EN BAJA TENSION CON UN DESARROLLO DE HASTA 30.00 MTS. CON TUBERIA CONDUIT GALVANIZADA PARED GRUESA DE 2", CABLE UNIPOLAR CON 3 HILOS DE CORRIENTE Y 1 HILO DE TIERRA TIPO THW PARA 90 C CALIBRE 1/0	\$ 12,139.40	\$ 12,139.40
1.00	INST.	INSTALACION ELECTRICA EN BAJA TENSION DEL MATERIAL SUMINISTRADO Y BANCO DE CAPACITORES EXISTENTE.	\$ 5,202.60	\$ 5,202.60
1.00	PZA	SUMINISTRO DE TRANSFORMADOR TIPO POSTE DE 45 KVA, 13200/440-254 NORMA ANCE J	\$ 33,800.00	\$ 33,800.00
1.00	LOTE	RETIRO DE TRANSFORMADOR EXISTENTE E INSTALACION DEL SUMINISTRADO EN BASE DE TRANSFORMADOR TIPO POSTE.	\$ 14,950.00	\$ 14,950.00
1.00	LOTE	SUMINISTRO DE MATERIALES PARA FORMAR SISTEMA DE TIERRAS, CON PUENTE A ARRANCADOR, TUBO DE BOMBA Y CERCA METALICA CON ALAMBRE DE COBRE CAL 4 AWG; INCLUYE EL TRASLADO DE LOS MATERIALES Y EQUIPO AL SITIO DE TRABAJO.	\$ 13,388.84	\$ 13,388.84

**BOMBAS:  
AUTOCEBANTES  
CENTRIFUGAS  
SUMERGIBLES  
TURBINAS**

**LINEAS ELECTRICAS  
Y SUBESTACIONES  
  
MOTORES Y EQUIPOS DE  
CONTROL ELECTRICO**

**VENTA  
  
SERVICIO  
  
INSTALACION**

Fuente: IMTA, 2014

Figura 5. (Continuación) Propuesta económica de Sistemas de Irrigación de Michoacán (SIM)

**SISTEMAS DE IRRIGACION DE MICHOACAN S.A. de C.V.**  
 AV. MORELOS NTE. No. 903 C.P. 58000 TEL./FAX. 01 (443) 313-74-68 MORELIA, MICH.  
 sim\_bombas@hotmail.com

1.00	INST.	INSTALACION DE SISTEMA DE TIERRAS SUMINISTRADO	\$	5,742.36	\$	5,742.36
1.00	PRUEBA	PRUEBA DE EQUIPO DE BOMBEO	\$	4,000.00	\$	4,000.00
<b>TREN PIEZAS ESPECIALES</b>						
1.00	PZA	SUMINISTRO E INSTALACION DE MEDIDOR DE GASTO TIPO PROPELA DE 6"	\$	12,350.00	\$	12,350.00
1.00	ADEC.	ADECUACION DE DESCARGA DE CLORACION A PARTE DELANTERA DE TREN DE PIEZAS ESPECIALES DE 6" CON DESARROLLO DE 5 MTS.	\$	500.00	\$	500.00
			<b>SUMA</b>	<b>\$</b>	<b>\$</b>	<b>344,252.03</b>
			<b>16% I.V.A.</b>	<b>\$</b>	<b>\$</b>	<b>55,080.32</b>
			<b>TOTAL</b>	<b>\$</b>	<b>\$</b>	<b>399,332.35</b>

( TRESCIENTOS NOVENTA Y NUEVE MIL TRESCIENTOS TREINTA Y DOS PESOS 35/100 M.N. )

FORMA DE PAGO: 60% DE ANTICIPO Y EL RESTO AL AVANCE DE LA OBRA.

SISTEMAS DE IRRIGACION DE MICHOACAN, S.A. DE C.V.

\_\_\_\_\_  
 L.A. FRANCISCO SANCHEZ CONTRERAS  
 ADMINISTRADOR UNICO

Fuente: IMTA, 2014

## **Referencias**

Antúnez, L. E; (2014) Acciones de Eficiencia de los OOAPAS Ribereños. Servicio de video inspección y evaluación del sistema eléctrico de su equipamiento, para cinco pozos profundos en las localidades ribereñas del Lago de Pátzcuaro, Michoacán. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) Jiutepec, Morelos, México.

Departamento de Eficiencia Energética y Operativa (PADE). Diagnóstico energético a los equipos de bombeo de Erongarícuaro, Michoacán 2012. Secretaría de Finanzas y Administración del Estado de Michoacán.

Departamento de Eficiencia Energética y Operativa (PADE). Diagnóstico energético a los equipos de bombeo de Tzintzuntzan, Michoacán 2012. Secretaría de Finanzas y Administración del Estado de Michoacán.

Departamento de Eficiencia Energética y Operativa (PADE). Diagnóstico energético a los equipos de bombeo de Quiroga, Michoacán 2012. Secretaría de Finanzas y Administración del Estado de Michoacán.

## Capítulo 9. Funcionamiento hidráulico del acuífero Morelia-Queréndaro

*Alejandra Correa González (1), Sonia Tatiana Sánchez Quispe (2), María Carmen Espinosa Espinosa (3), Constantino Domínguez Sánchez (4)*

(1) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) decoazulale@hotmail.com

(2) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) soniatsq@hotmail.com

(3) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) espinosaemc@gmail.com

(4) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) constantinods@hotmail.com

---

**RESUMEN.** El acuífero Morelia-Queréndaro, se encuentra dentro de la cuenca del Lago de Cuitzeo, es de tipo libre, heterogéneo y anisótropo. Tiene 963 pozos y 23 manantiales, con una situación actual de sobreexplotado. Se ha realizado la modelación del acuífero por medio del programa MODFLOW; el cual simula el flujo de agua subterránea en tres dimensiones a través de un medio poroso mediante el uso de un método de diferencias finitas; se ha utilizado además de los paquetes básicos, el paquete de recarga y paquete de pozos. Se consideraron dentro del paquete de recarga las entradas compuestas por la recarga inducida, entrada horizontal subterránea y recarga vertical. En el paquete de pozos se consideraron las salidas del acuífero compuestas por extracción en pozos, flujos horizontales subterráneos, descargas por manantiales y evapotranspiración. La calibración de los niveles piezométricos fue a partir de 8 pozos, distribuidos en la mayor área del acuífero.

**ABSTRACT.** The Morelia-Queréndaro aquifer lies within the Lake Cuitzeo is unconfined type, heterogeneous and anisotropic. It has 963 wells and 23 springs, with a current situation of overexploited. Aquifer modeling was performed through MODFLOW program; it simulates the groundwater flow in three dimensions through a porous medium using a finite difference method; it is used in addition to the basic package, the recharge and wells package. Induced groundwater recharge, horizontal inlet and vertical groundwater recharge are considered within the groundwater recharge package. In the wells package are considered the exits composed of extraction wells, horizontal underground streams, springs and evapotranspiration. The groundwater levels calibration was from 8 wells distributed in the area of the aquifer.

---

Palabras clave: Modelación subterránea, acuífero, MODFLOW.

Keywords: Groundwater modeling, aquifer, MODFLOW.

## INTRODUCCIÓN

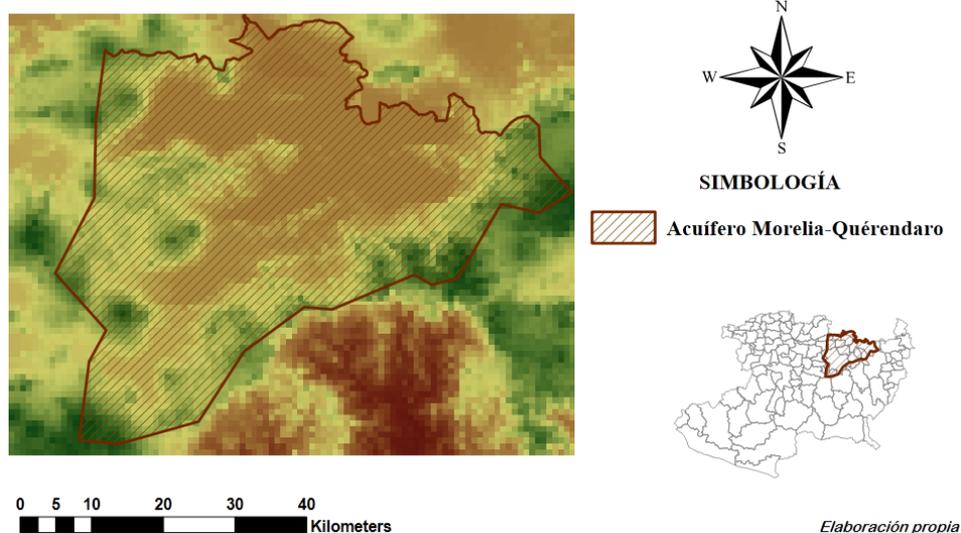
La zona de estudio comprende el acuífero Morelia-Queréndaro, el cual se localizan al noreste del estado de Michoacán, dentro de la cuenca del Lago de Cuitzeo, localizada en la región hidrológica número 12 Lerma-Chápala; con una extensión aproximada de 3 507 km<sup>2</sup> (FiguraFigura).

El acuífero es de tipo heterogéneo y anisótropo, en general de tipo libre, con presencia de condiciones locales de semiconfinamiento debido a la presencia de sedimentos arcillosos en la porción aledaña al lago de Cuitzeo. El acuífero se aloja en una depresión tectónica y está conformado, en su porción superior, por sedimentos clásticos de granulometría variada así como sedimentos arcillosos que se depositaron en la parte baja de la cuenca, donde se localiza el Lago de Cuitzeo; la porción inferior está constituida por rocas volcánicas que presentan permeabilidad primaria y secundaria, principalmente basaltos y tobas.

El medio granular y fracturado conforman una misma unidad hidrogeológica que presenta en general permeabilidad media a alta y un espesor promedio de 300 a 400 m.

Los principales usos del agua proveniente del acuífero es el agrícola (53.69%), el segundo lugar lo ocupa el público urbano (40.21%) y en menor medida los demás usos (6.1%) (CONAGUA, 2007).

Figura 1. Delimitación del acuífero Morelia-Queréndaro



Dentro del acuífero se tienen 963 pozos y 23 manantiales. El volumen anual de extracción, de acuerdo con los títulos de concesión inscritos en el Registro Público de Derechos de Agua (REPGA), de la Subdirección General de Administración del Agua, con fecha de corte 31 de mayo del 2007 es de 162 228 770.98 m<sup>3</sup> anuales (CONAGUA, 2007)

El acuífero Morelia-Queréndaro se recarga por infiltración de precipitación, entrada lateral subterránea, fugas en redes de agua potable y retornos de riego; su descarga ocurre a través de bombeo, salidas laterales, evapotranspiración y manantiales.

El balance de aguas subterráneas del acuífero presenta un déficit de 20 948 316 m<sup>3</sup> anuales, por lo cual la situación del acuífero es sobreexplotado (CONAGUA, 2007).

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Base teórica

El modelo MODFLOW es un programa de tipo modular que simula el flujo de agua subterránea en tres dimensiones a través de un medio poroso mediante el uso de un método de diferencias finitas

(McDonald y Harbaugh, 1988). El modelo simula en tres dimensiones, de tipo multicapa. La estructura modular consiste en un programa principal y una serie de subrutinas independientes denominadas módulos que realizan una determinada función. Los módulos se agrupan en paquetes. Cada paquete trata una característica específica del sistema hidrológico a ser simulado.

El flujo de agua subterránea se simula utilizando una aproximación de diferencias finitas centradas en bloque. Las distintas capas pueden ser simuladas como confinadas, libres, o combinación de confinadas y libres. Se pueden incorporar diferentes flujos del exterior, tales como bombeos de pozos, recarga distribuida, evapotranspiración, flujo hacia drenes, bordes de nivel constante y flujo a través de lecho de los ríos.

El movimiento tridimensional de las aguas subterráneas de densidad constante a través del material de tierra porosa puede ser descrito por una ecuación diferencial parcial; excepto en casos muy simples, no existe soluciones analíticas para esta ecuación (Ecuación 1).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

$K_{xx}$ ,  $K_{yy}$  y  $K_{zz}$  son valores de conductividad hidráulica a lo largo de  $x$ ,  $y$  y  $z$  ejes de coordenadas, que se supone que son paralelos a los principales ejes de la conductividad hidráulica ( $L/T^{-1}$ );  $h$  es altura piezométrica ( $L$ );  $W$  es un flujo volumétrico por unidad de volumen y representa las fuentes y/o sumideros de agua ( $T^{-1}$ );  $S_s$  es el almacenamiento específico del material poroso; y  $t$  es el tiempo ( $t$ ).

En general,  $S_s$ ,  $K_{xx}$ ,  $K_{yy}$  y  $K_{zz}$  pueden ser funciones del espacio ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ), y  $h$  y  $W$  del espacio y tiempo ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ,  $t$ ), con lo que la ecuación anterior describe el flujo saturado en un medio poroso heterogéneo y anisótropo en régimen transitorio. La ecuación anterior junto con condiciones iniciales y de contorno, constituyen el modelo matemático del flujo subterráneo.

Para la solución de la ecuación diferencial parcial del flujo subterráneo se utilizan métodos numéricos, uno de los cuales es el método de diferencias finitas. Este consiste en la sustitución del sistema continuo por un conjunto finito y discreto de puntos en el espacio y en el tiempo y de las derivadas parciales por diferencias de valores de la función  $h$  en dichos puntos. El proceso lleva a un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales simultáneas. Su solución da como resultado el valor potencial en los puntos especificados, en los instantes de tiempo elegidos. Estos valores constituyen una aproximación a la distribución continua de valores en el tiempo que daría una solución analítica de la ecuación diferencial.

### Esquema de simulación

Las características básicas para la modelación de acuíferos son: el tipo de acuífero, coeficiente de almacenamiento, conductividad hidráulica, coeficiente de descarga, altura o espesor del acuífero, conexiones con río o lagos; además de contar con series históricas de entradas y salidas de agua del acuífero, así como datos de niveles piezométricos con discretización espacial y temporal para la calibración.

La información con la que se realizó la modelación del acuífero Morelia-Queréndaro pertenece al Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (OOAPAS) y a la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Las características básicas e información de niveles piezométricos del acuífero son de acuerdo a estudios de la CONAGUA; el OOAPAS concentra la mayor parte de la información referente a los niveles piezométricos del acuífero, el cuál realiza mediciones de la mayoría de los pozos en la ciudad de Morelia.

La modelación se realizó en el periodo de 1960 al 2010. La unidad de simulación fueron días, agrupados en periodos de acciones de 30 días; por lo cual se consideraron 612 periodos de acciones.

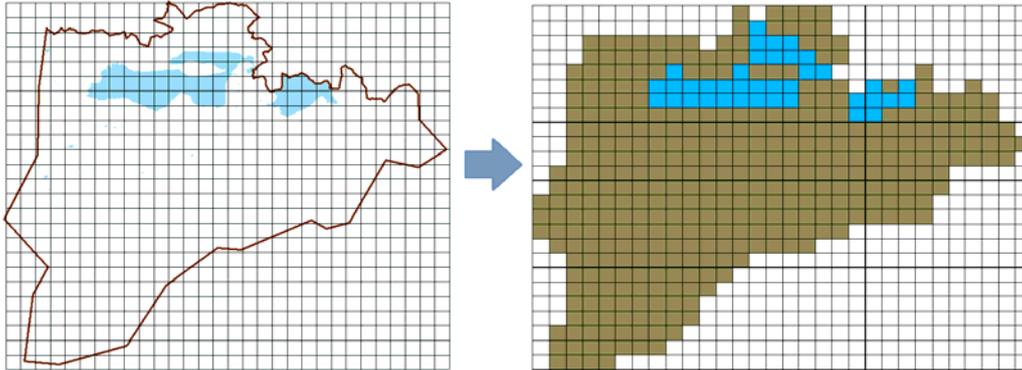
La parte superior del acuífero se consideró de acuerdo al Modelo Digital de Elevaciones (MDE); el fondo se propuso a partir de la elevación del Modelo Digital de Elevaciones (MDE) y el espesor de

400 m; se consideró el acuífero de tipo confinado, de una sola capa, heterogéneo y anisotropía igual en x y y.

El área del acuífero de 3 507 km<sup>2</sup>, fue discretizada en 26 columnas por 30 renglones en celdas de 3000 por 3000 metros; representando 407 celdas; considerando 343 celdas inactivas para darle el contorno al acuífero (Figura 218).

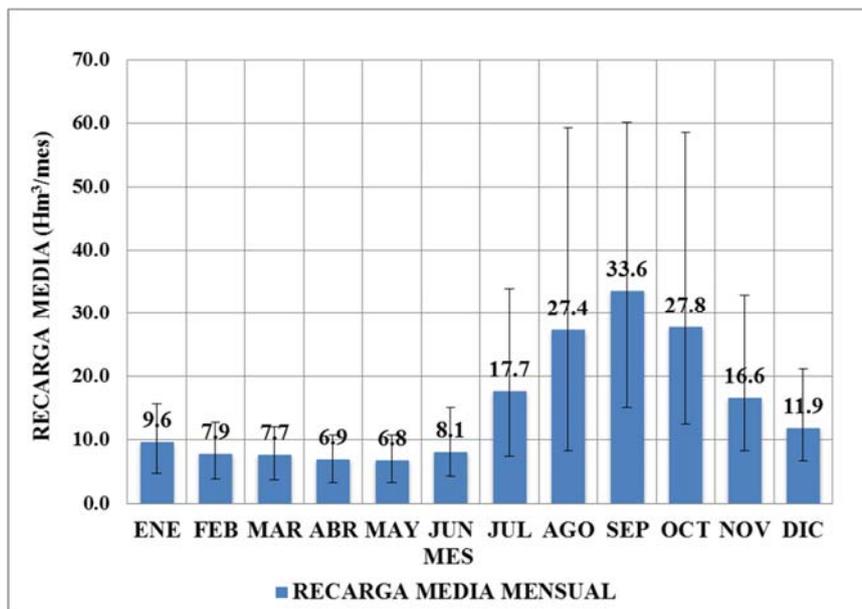
Las celdas que representan el Lago de Cuitzeo son 40 y son de nivel constante de 1835 msnm.

Figura 218. Discretización del acuífero en celdas



Los paquetes utilizados, además de los básicos, fueron el paquete de recarga y paquete de pozos. En el paquete de recarga se incluyeron las entradas al acuífero considerándose dentro de estas la recarga inducida, entrada horizontal subterránea y recarga vertical; las dos primera se obtuvieron de acuerdo a información de la CONAGUA, mientras que la última se generó a partir del modelo SWAT (Figura 3. Recarga media mensual del acuífero Morelia-Queréndaro. La entrada total de agua al acuífero manejados fueron son 308.5 hm<sup>3</sup> anuales (Tabla 4. Balance de entradas y salidas del acuífero; esta información se ingresó en el paquete de recarga, en unidades de longitud entre tiempo, considerando una distribución espacial y temporal de acuerdo al modelo SWAT y a información de la CONAGUA.

Figura 3. Recarga media mensual del acuífero Morelia-Queréndaro



Fuente: (SWAT, 2014).

En el paquete de pozos se consideraron las salidas del acuífero compuestas por extracción en pozos, flujos horizontales subterráneos, descargas por manantiales y evapotranspiración. La salida total de agua del acuífero considerada es de 307.6 hm<sup>3</sup> anuales; considerando constante en todo el periodo de modelación, se ingresó en unidad de volumen entre tiempo (Tabla 4. Balance de entradas y salidas del acuífero).

Tabla 4. Balance de entradas y salidas del acuífero

<b>Entradas</b>	<b>Volumen [hm<sup>3</sup>/año]</b>	<b>Salidas</b>	<b>Volumen [hm<sup>3</sup>/año]</b>
Recarga vertical	182	Evapotranspiración	81.8
Recarga inducida	38.5	Bombeo	162.2
Entrada subterránea	88.0	Salidas subterráneas	3.3
		Descarga de manantiales	60.3
<b>Total de entradas</b>	<b>308.5</b>	<b>Total de salidas</b>	<b>307.5</b>

Fuente: (CONAGUA, 2007)

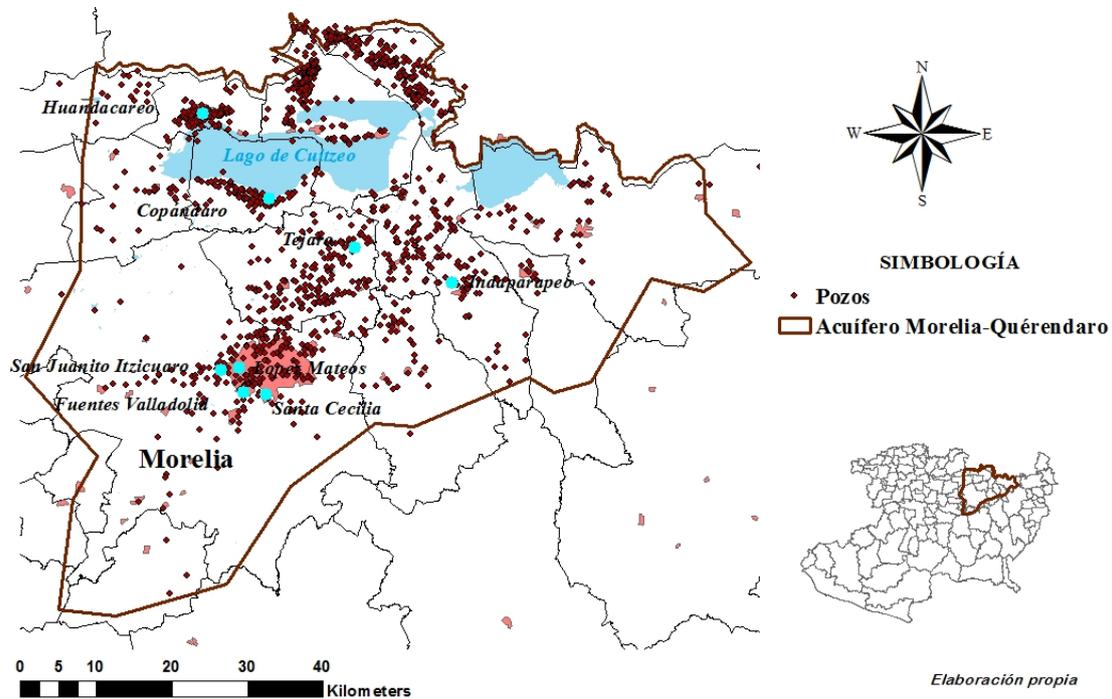
La información de niveles piezométricos del acuífero se obtiene mediante el monitoreo en los pozos. En el acuífero existen cerca de 1000 pozos, sin embargo la información que se tiene en la mayoría de estos es poco.

En la Tabla 5. Pozos para la modelación se muestran los pozos que se consideraron para la calibración del acuífero; los cuales fueron seleccionados de acuerdo a la ubicación y a la cantidad de información con que cuenta cada uno (Tabla 5).

Tabla 5. Pozos para la modelación

<b>No.</b>	<b>Nombre</b>	<b>Coordenadas UTM</b>		
		<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>
1	Fuentes De Valladolid	266917.4	2176600.64	1916
2	López Mateos	266403.8	2179655.8	1903
3	San Juanito Itzicuaró	264116.24	2179396.79	1922
4	Santa Cecilia	269737.52	2176336.38	1990
5	Téjaro	280389.882	2195140.21	1825
6	Indaparapeo	295840.537	2189769.48	1868
7	Huandacareo	261812.352	2211839.04	1835
8	Copándaro	266682.033	2201868.14	1830

Figura 4. Localización de los pozos calibrados



Los parámetros a calibrar fueron la conductividad hidráulica y el coeficiente de almacenamiento, principalmente en las celdas cercanas a los pozos. Los valores calibrados para conductividad hidráulica fueron de 30 a 3000 m/d y para el coeficiente de almacenamiento se tiene valores de 0.0001 a 0.3 l<sup>-1</sup>.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

La selección de los pozos se realizó de acuerdo a la cantidad de mediciones en cada pozo, además de considerar la distribución de pozos en todo el acuífero. Los pozos que se encuentran fuera de la ciudad de Morelia, son Indaparapeo, Tajaró, Copándaro y Huandacareo, estos se encuentran en la cercanía del Lago de Cuitzeo y los niveles piezométricos se muestran en las figuras 5, 6, 7 y 8.

Los pozos que se seleccionaron en la ciudad de Morelia fueron cuatro, San Juanito Itzicuaró, Fuentes Valladolid, López Mateos y Santa Cecilia y los resultados de la modelación se muestran en las figuras 9, 10, 11 y 12.

En los niveles piezométricos obtenidos se observa claramente como existe un periodo de ajuste o acomodo del modelo, debido a las condiciones iniciales de la modelación. Esto se presenta principalmente en los pozos de San Juanito Itzicuaró, Fuentes Valladolid, López Mateos y Copándaro.

Figura 5. Niveles piezométricos del pozo Indaparapeo.

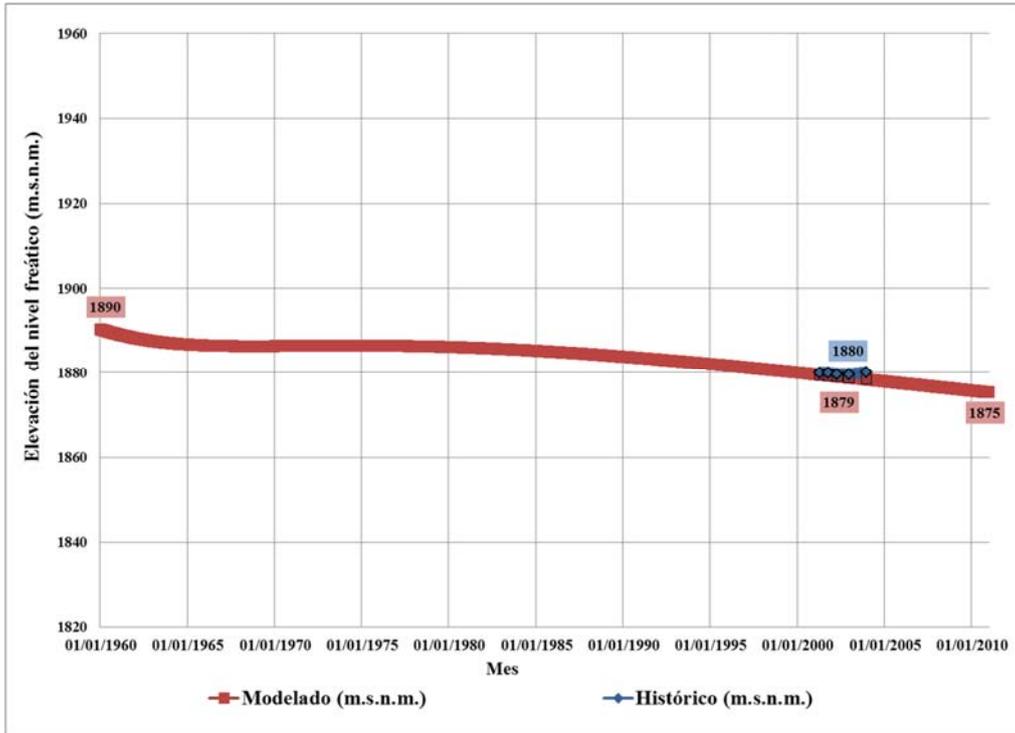


Figura 6. Niveles piezométricos del pozo Copándaro.

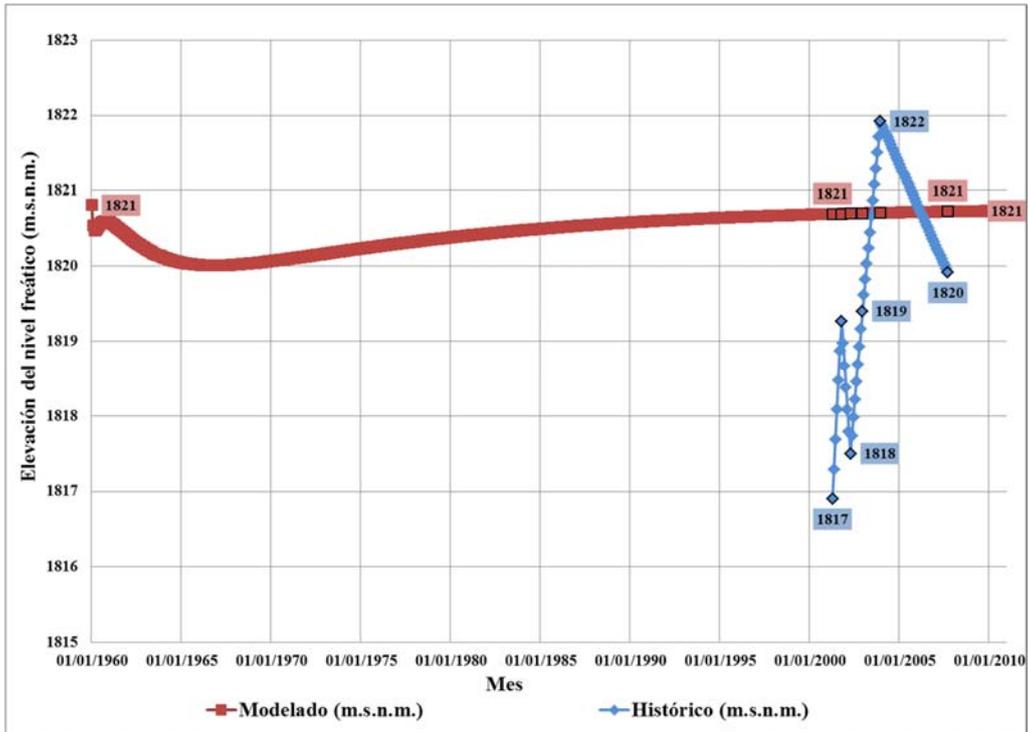


Figura 7. Niveles piezométricos del pozo del pozo Huandacareo.

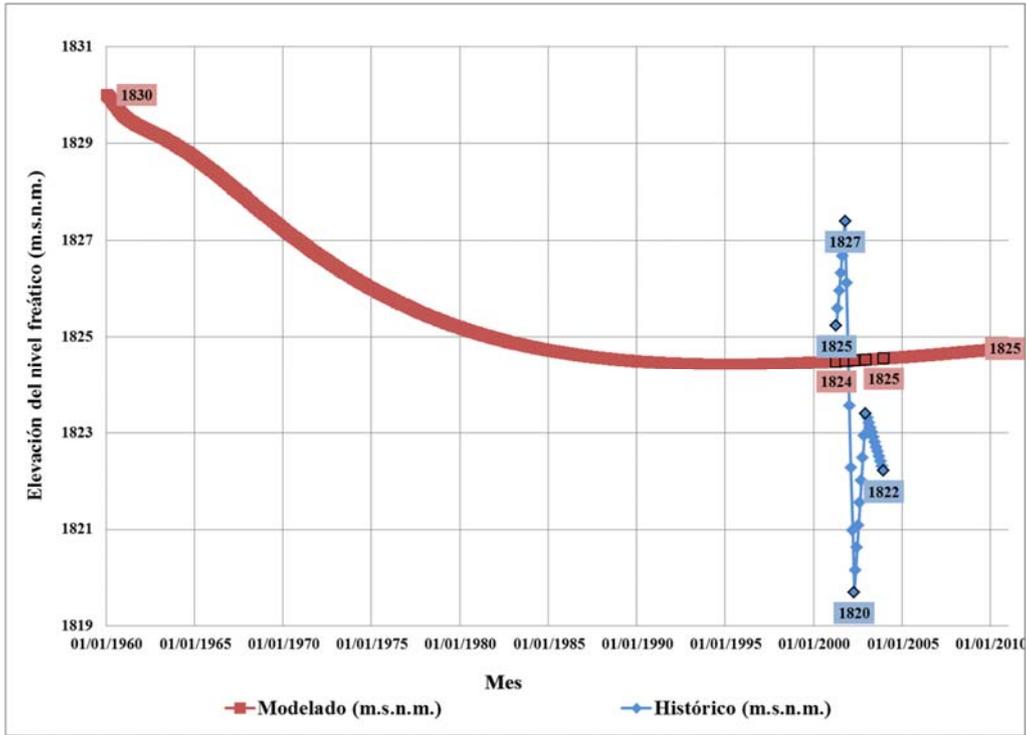


Figura 8. Niveles piezométricos del pozo Téjaro.

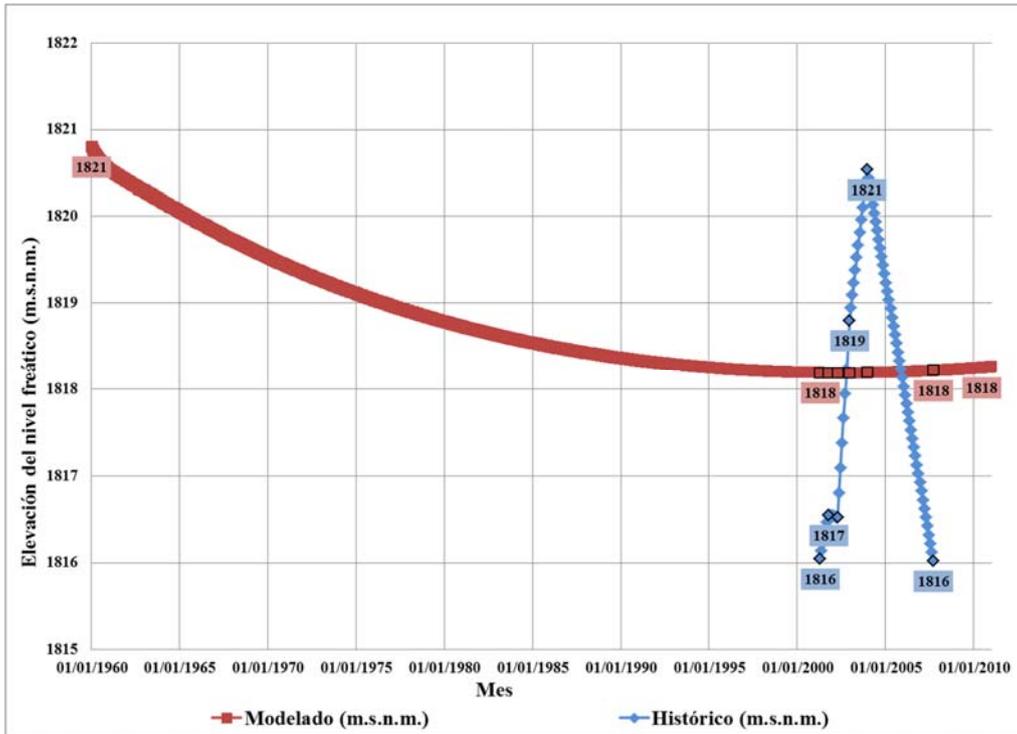


Figura 9. Niveles piezométricos del pozo Santa Cecilia.

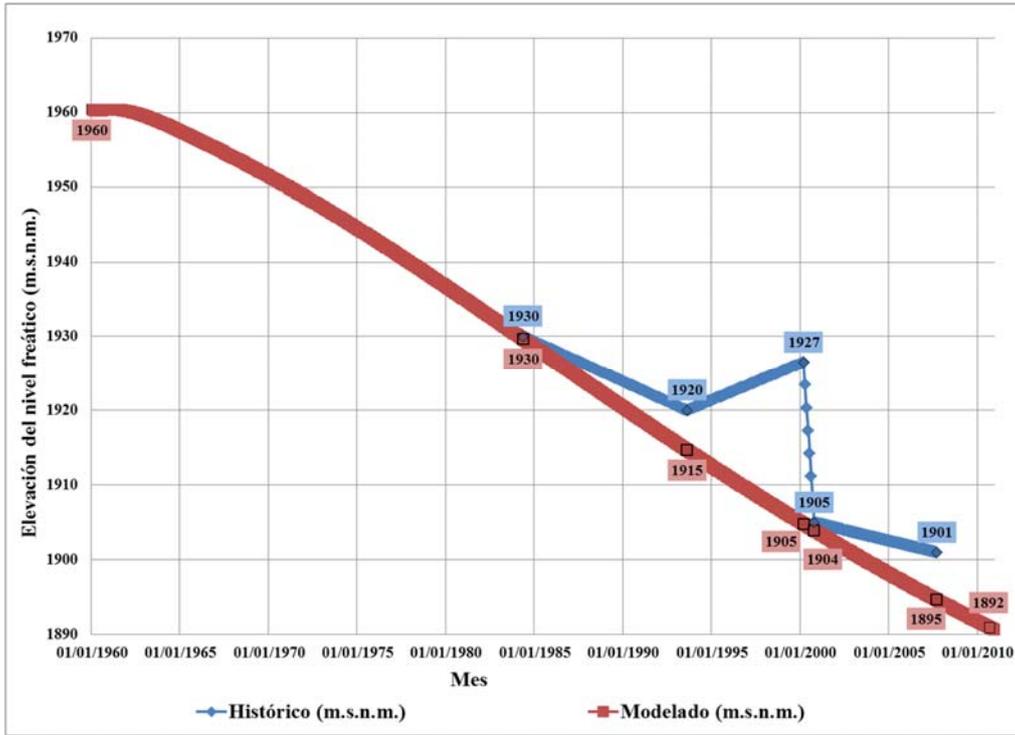


Figura 10. Niveles piezométricos del pozo Fuentes Valladolid.

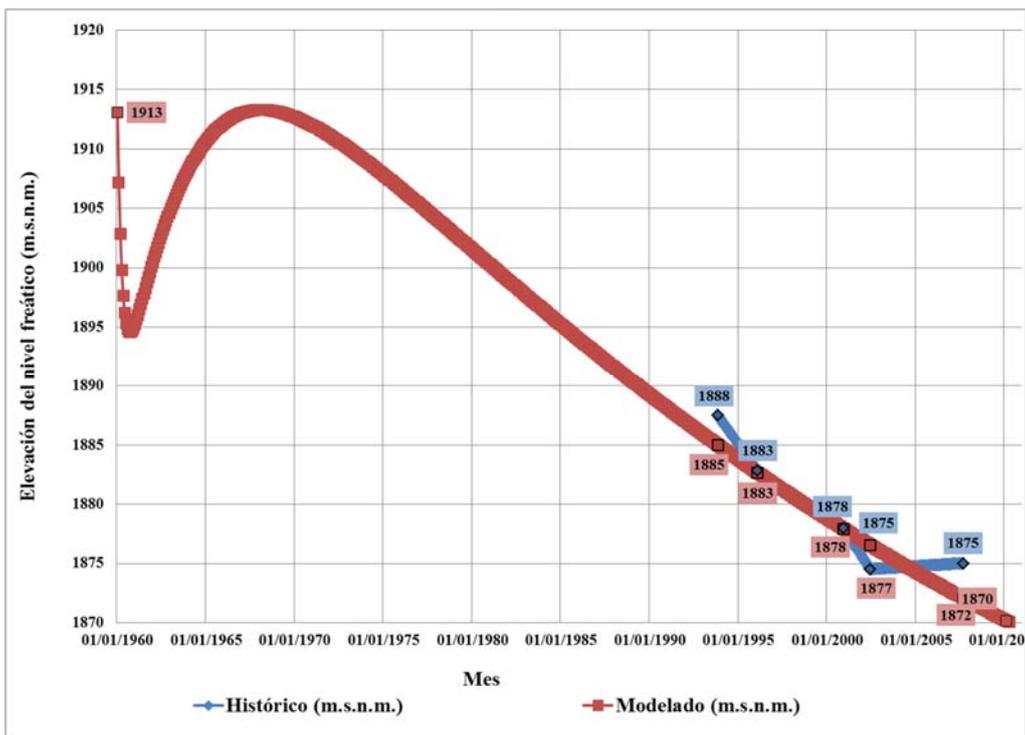


Figura 11. Niveles piezométricos del pozo San Juanito Itzícuaru.

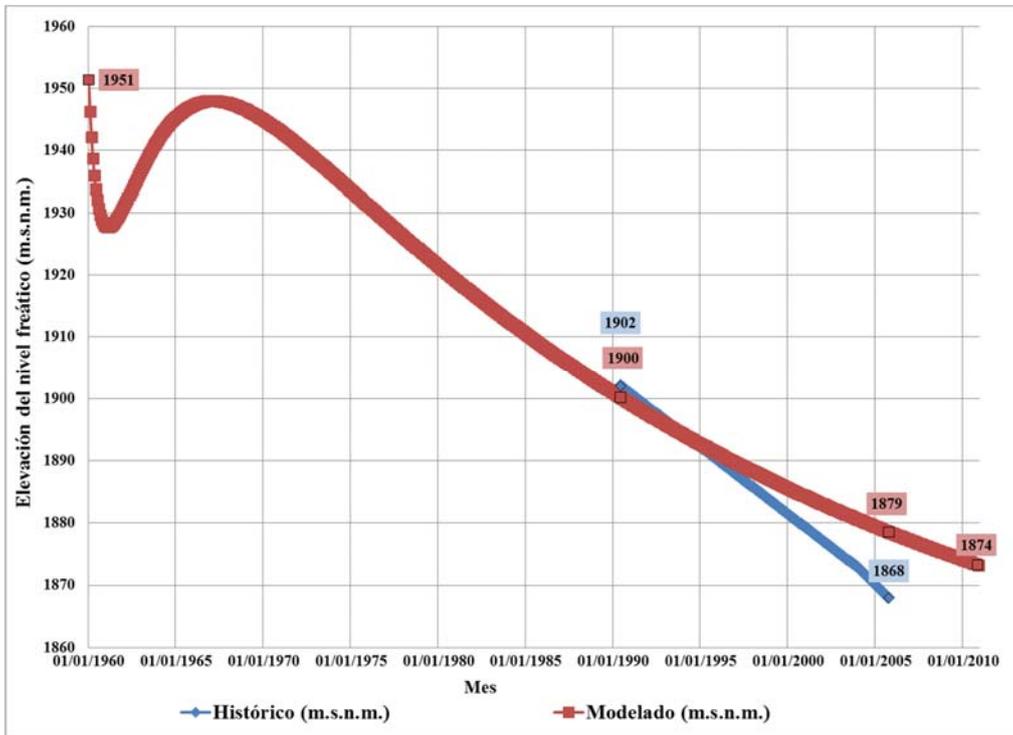
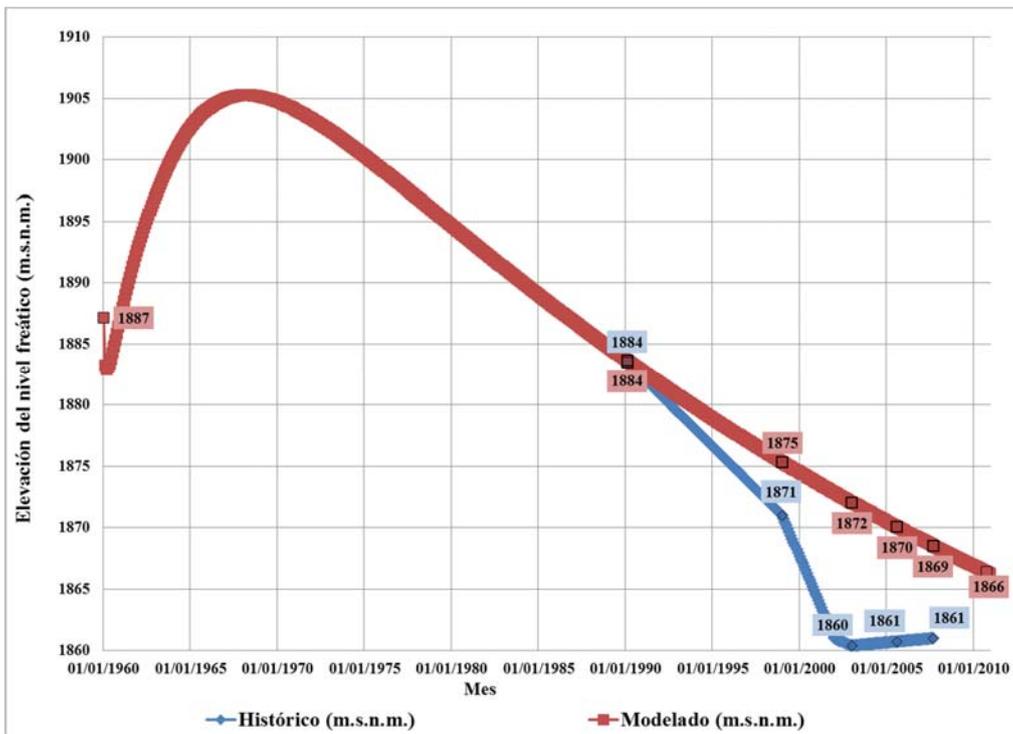


Figura 12. Niveles piezométricos del pozo López Mateos.



## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

En los pozos de Indaparapeo, Copándaro, Huandacareo y Téjaro, cercanos al lago de Cuitzeo, se observa que los resultados obtenidos siguen la misma tendencia que la información de niveles piezométricos histórica. La mayor diferencia entre dato histórico y modelado se da en el pozo de Copándaro, con un valor de 4 m. En el pozo de Huandacareo y Téjaro la diferencia presente es de 3 m. En el pozo de Indaparapeo se observa como sigue exactamente la tendencia de los niveles piezométricos, prácticamente sin existir cambios en este.

En los pozos de Fuentes Valladolid y Santa Cecilia se observa como los resultados de la modelación siguen la línea de tendencia de la información de niveles piezométricos histórica. En ambos pozos existe información de puntos en los que no logra coincidir; la mayor diferencia presente entre información histórica y modelada presente es de 25 m en el pozo de Santa Cecilia. En el pozo de Fuentes Valladolid la mayor diferencia es de 5 m.

En los pozos de San Juanito Itzícuaru y López Mateos se observa como los resultados obtenidos en la modelación solo coinciden con un punto en el tiempo; esto se debe a que en la modelación tienen colindancia con los pozos de Fuentes Valladolid y Santa Cecilia, por lo cual no se logró un mejor ajuste de estos pozos.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **Conclusiones**

Los resultados obtenidos en los pozos de Fuentes Valladolid y Santa Cecilia, se consideran que son muy buenos, debido a la escasez de información con la que se cuenta en el acuífero. Aunque se presentan errores, en general, la tendencia de ambas series es similar.

En los pozos de San Juanito Itzícuaru y López Mateos no se logró una mayor coincidencia debido cercanía de los pozos de Fuentes Valladolid y Santa Cecilia.

De acuerdo a la información histórica y modelada de los pozos en la ciudad de Morelia, se observa como existe un descenso significativo del nivel piezométrico en estos pozos.

En los pozos que se encuentran cerca del lago de Cuitzeo, se observa como la variación del nivel es pequeña en comparación con los pozos que se encuentran en la ciudad de Morelia. Aunque la información de estos pozos representan un periodo de tiempo pequeño, parece ser que no existe descenso en los niveles piezométricos en esta zona. Además de que debido a la elevación piezométrica de estos pozos, se puede concluir una clara conexión de los niveles piezométrico con el nivel del lago de Cuitzeo.

### **Recomendaciones**

En modelaciones futuras, se recomienda que se trabaje en general en contar con una mayor cantidad de información, principalmente en la extracción por pozos, pues en el presente trabajo se consideró una extracción constante debido a no contar con mayor información; además de mayor refinamiento en los niveles piezométricos iniciales.

## **REFERENCIAS**

CONAGUA. (2007). Actualización hidrogeológica de los acuíferos: Maravatío-Contepec-Epitacio Huerta, Zacapu, Morelia-Queréndaro y Pastor Ortiz, en el estado de Michoacán. México: Coordinación de Hidrología. Subcoordinación de hidrología subterránea.

MARTÍNEZ CORTINA, L., & CRUCES DE ABIA, J. (2007). Módulo I: Contaminación Ambiental. España: Master en Ingeniería Medioambiental y Gestión del Agua.

## **Capítulo 10. Optimización en la operación de válvulas para minimizar efectos por flujo transiente en redes de distribución de agua potable. Aplicación en red matriz de Bogotá D.C.**

*Bohórquez J. (1), Saldarriaga J. (2)*

(1) Universidad de los Andes. (Colombia) jm.bohorquez@uniandes.edu.co.

(2) Universidad de los Andes. (Colombia) jsaldarr@uniandes.edu.co.

---

**RESUMEN.** La gestión de los sistemas de distribución de agua potable depende de su operación y el control de los eventos de flujos transiente son también importantes ya que puede afectar drásticamente un sistema. En el presente artículo se propone una metodología para la obtención de curvas de cierre óptimo de válvulas en la red matriz de distribución de agua potable de la ciudad de Bogotá, Colombia bajo un escenario de emergencia. El artículo presenta primero una visión general sobre los principios teóricos de flujo transiente incluyendo el funcionamiento de válvulas y la forma de modelar el cierre de éstas. Se propone un modelo de optimización que incluye variables de decisión, restricciones, funciones objetivo y algoritmos de optimización para resolver el problema. Además, dada la naturaleza del problema, se utilizaron dos enfoques para su solución: monobjetivo y multiobjetivo. Los resultados obtenidos muestran que la aproximación multiobjetivo permite la obtención de más curvas de cierre que la aproximación monobjetivo.

**ABSTRACT.** Operational rules are key to accomplish a proper management of a Water Distribution Systems and transient flow events are also important to control because it can affect a system in a serious way. This paper proposes a methodology for obtaining the optimal valve closure curves in a real WDS in Bogotá, Colombia in an emergency scenario. The paper first presents an overview about the main theoretical principles regarding transient flow that includes the valve hydraulic and the closure modelling. An optimization model is proposed that includes decision variables, restrictions, objective functions and optimization algorithms is proposed to address the problem. Given the nature of the problem, two approaches were used for its solution: monobjective and multiobjective. The results obtained show that a multiobjective approach allows for the obtaining of more closure curves than the monobjective approach.

---

Palabras clave: flujo transiente, operación de redes de distribución de agua potable, cierre de válvulas, optimización monobjetivo, optimización multiobjetivo.

Keywords: transient flow, water distribution system operation, valve closure, monobjective optimization, multiobjective optimization.

## **INTRODUCCIÓN**

El problema de diseño de una Red de Distribución de Agua Potable, definido como la determinación de los diámetros de las tuberías cumpliendo con condiciones de presión mínima en todos los nudos de la red, ha sido abordado desde diferentes perspectivas durante los últimos años; sin embargo, algunos problemas relacionados con la operación han sido ignorados debido a su complejidad. Uno de estos problemas se relaciona con los efectos que el flujo transiente tiene en el comportamiento hidráulico de una RDAP cuando se introduce un cambio en el sistema (cierre de una bomba, el cierre de la válvula y cambio rápidos en la demanda, entre otros) y sus consecuencias para la infraestructura.

Este fenómeno, también conocido como golpe de ariete, aparece en cualquier sistema hidráulico cuando se inducen cambios repentinos. Tales cambios desarrollan una onda de presión que viaja a lo largo del sistema, produciendo como resultado altas y bajas presiones en las tuberías. Estas presiones altas y bajas pueden llevar a falla en las tuberías y la intrusión de agua contaminada en el caso de bajas presiones. Así, dado que el flujo transiente es inevitable (porque esto solamente se lograría con ningún cambio en la red), el estudio de sus efectos y su posible optimización ha sido un tema de discusión en los últimos años (Skulovich et al. 2013).

Varias soluciones se pueden aplicar con el fin de reducir los efectos del flujo transiente los cuales incluyen: 1) cambios en la operación del sistema, 2) la modificación de la infraestructura existente y 3) la instalación de dispositivos de protección contra sobrepresiones. Esta investigación se centra en la primera solución, ya que busca el cierre óptimo de válvulas para minimizar los efectos del flujo transiente en la red matriz de distribución de agua potable de Bogotá, Colombia.

Este artículo presenta primero una visión teórica que incluye los principios del flujo transiente, los principios hidráulicos de la operación de válvulas y sus diferentes alternativas de cierre. Posteriormente se presenta el modelo de optimización propuesto, junto con sus variables de decisión, el conjunto de restricciones que definen la región factible y las funciones objetivo utilizadas. Las variables de decisión son la curva de cierre de la válvula y el tiempo de cierre; las restricciones están relacionadas con las condiciones de flujo transiente y el modelo de cierre de la válvula seleccionada; y las dos funciones objetivo son: 1) la minimización del Factor Potencial de Daño por Transiente (FPDT en adelante), como una medida de los efectos del flujo transiente en el sistema y 2) la minimización de la Cantidad de Agua Transportada (CAT) para controlar el tiempo de cierre.

La minimización de estas dos funciones objetivo se logra mediante dos aproximaciones: una optimización monobjetivo usando una función objetivo unificada y una optimización multiobjetivo utilizando el algoritmo NSGA II donde no se requiere la unificación de estas funciones objetivo. Por último, este modelo de optimización se aplica un escenario de cierre de emergencia de una válvula en la red matriz de distribución de agua potable de Bogotá, Colombia.

## **PRINCIPIOS DE FLUJO TRANSIENTE**

El flujo transiente es una representación de flujo no permanente, donde las condiciones hidráulicas en algún punto de la red cambian a través del tiempo (Wylie y Streeter, 1993). Hay una gran variedad

de conceptos teóricos que son importantes cuando una investigación trata el tema del flujo transiente, de sus ecuaciones gobernantes, de la velocidad de onda, y en general de sus causas y consecuencias. En primer lugar, las ecuaciones que rigen este fenómeno fueron consideradas solamente con cambios en la dirección longitudinal de la tubería obteniendo las ecuaciones de continuidad (ecuación 1) y de momentum (ecuación 2).

$$\frac{c^2 \delta v}{g \delta x} + \frac{\delta H}{\delta t} = 0 \quad (1)$$

Donde  $c$  corresponde a la velocidad de onda de transiente, el término  $\frac{\delta v}{\delta x}$  representa el cambio en la velocidad (o en el caudal) a lo largo de la tubería considerada y la expresión  $\frac{\delta H}{\delta t}$  corresponde a la altura de presión en un punto de la tubería en un determinado paso del tiempo del evento de transiente. Como se puede ver en esta expresión, las dos variables más importantes para cualquier sistema hidráulico están incluidas: el caudal y la presión. La diferencia radica en que para el flujo transiente los cambios en el caudal y en la presión son considerados tanto en el tiempo como en el espacio.

Una variedad de importantes temas teóricos existe cuando una investigación se ocupa de flujo transitorio, sus ecuaciones de gobierno, su velocidad de onda y, en general, sus causas y consecuencias. En primer lugar, las ecuaciones que rigen se consideraron con cambios sólo en la dirección longitudinal de la tubería de la obtención de las ecuaciones de continuidad y de movimiento se muestran a continuación.

$$\frac{1 \delta v}{g \delta t} + \frac{\delta H}{\delta x} + \frac{f v |v|}{D 2g} = 0 \quad (2)$$

La ecuación 2 representa la ecuación de momentum donde  $\frac{\delta v}{\delta t}$  es el cambio en la velocidad en el tiempo,  $\frac{\delta H}{\delta x}$  es la variación de la presión un punto a lo largo de la tubería analizada y el último término representa las pérdidas de energía debidas a la fricción las cuales pueden ser determinadas con la ecuación de Darcy – Weisbach. Estas dos ecuaciones permiten establecer un sistema numérico completo con el cual se puede determinar la hidráulica del flujo transiente.

Con el paso del tiempo se han propuesto varios métodos de cálculo para resolver este sistema de ecuaciones. Estos métodos se pueden agrupar en tres categorías: analíticos, numéricos (Eulerianos) y numéricos (Lagrangianos). Los métodos analíticos se centran en la transformación de las ecuaciones originales para obtener una solución directa. Estas transformaciones están limitadas a simplificaciones al problema original. Los tres principales métodos analíticos son: método aritmético, el análisis gráfico y el análisis lineal (Magzoub y Kwame, 2007).

Por otro lado, los métodos numéricos (tanto de Euler y Lagrange) consideran la reformulación de las ecuaciones originales para analizar el problema utilizando ecuaciones diferenciales. Los métodos de Euler tienen en cuenta el cambio en la hidráulica en cada punto del sistema a lo largo del tiempo. Entre los métodos de Euler los más conocidos son el método algebraico, el método implícito, el método de elementos finitos y el método de las características. Este último es el método más popular utilizado en los modelos computacionales, incluyendo el software seleccionado en esta investigación como es Bentley HAMMER (Bentley Systems, 2013). Por otro lado, los métodos de Lagrange

consideran la determinación de los flujos y presiones sólo cuando son se producen cambios en el sistema y no en cada paso del tiempo (Wood et al., 2005).

El método de las características tiene algunas ventajas en relación a otros métodos principalmente porque es estable (da una solución en casi todas las situaciones) y porque consiste en un procedimiento fácil de seguir siempre y cuando la grilla de análisis sea seleccionada correctamente. Los valores de caudal y presión para un punto específico dependen de sus valores en el tiempo anterior y los valores en el momento actual de los puntos adyacentes (Wylie y Streeter, 1993).

Observando las ecuaciones que rigen el flujo transiente descritas anteriormente, la velocidad de onda es de vital importancia para determinar el comportamiento de un sistema debido al flujo transiente. Cuando el sistema es perturbado hay un cambio en la densidad del fluido y una deformación en el tubo en ese punto. Este desequilibrio afecta también las partículas cercanas que transmiten la perturbación a lo largo de la tubería con una velocidad finita que se conoce como velocidad de onda.

Esta velocidad de onda depende de características de la tubería como su diámetro, el material y el espesor y de características del fluido transportado. La expresión para la velocidad de la onda en un tubo lleno de agua se muestra en la ecuación 3.

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + C \frac{D}{e}}} \quad (3)$$

Donde  $C$  corresponde a un coeficiente que depende del material de la tubería,  $D$  es el diámetro de la tubería en mm y  $e$  es el espesor de la tuberías también en mm (Iglesias & Fuertes, 2004). Los valores de  $C$  se presentan en al tabla 1 para diferentes materiales.

Tabla 1. Coeficiente  $C$  para diferentes materiales.

MATERIAL	COEFICIENTE $C$
Acero	0.5
Hierro Dúctil	1.0
Asbesto - Cemento	0.833
PVC	0.80

Fuente: Iglesias & Fuertes, 2004.

Si un material más elástico es utilizado para la tubería, la velocidad de onda tiende a disminuir porque este material tiene una mayor capacidad para absorber las perturbaciones del sistema. De otro lado, los materiales rígidos no pueden absorber la energía producida por un evento de transiente y su efecto será más nocivo.

Los eventos de transiente son causados por perturbaciones en el estado estable de un sistema. Estas perturbaciones se presentan por los cambios repentinos en la presión o el flujo causando la propagación de la onda transitoria (Boulos et al., 2005). Entre los cambios que producen flujo transiente se incluyen: el inicio o interrupción del bombeo, la apertura o el cierre de las válvulas, cambios en las condiciones de frontera del sistema, llenado o vaciado de las tuberías, cambios en las demandas, vibraciones en las válvulas, movimientos de tuberías, entre otros . La presente investigación se centra en los efectos que el cierre completo de válvulas tiene una red compleja y de gran tamaño.

Una vez que un cambio se introduce a un sistema, varias consecuencias se pueden presentar (Boulos et al., 2005). En primer lugar, cuando un cambio repentino se presenta, altas presiones viajan a lo largo del sistema causando explosiones en las tuberías o en otros elementos de la red. Los eventos de transiente repetitivos también pueden producir un aumento de las fugas en la red. Otra consecuencia se relaciona con la condición de vacío que puede aparecer si el sistema tiene zonas topográficas altas. Estas condiciones exponen la tubería a presiones extremadamente altas que pueden producir fallos.

Una de las consecuencias más comunes de eventos de golpe de ariete está relacionada con la cavitación. Este fenómeno aparece cuando la presión local disminuye por debajo de la presión de vapor del líquido causando daños en la pared de la tubería. La vibración excesiva del sistema es otra consecuencia del flujo transiente que llevar a la tubería a la falla por fatiga. Estas vibraciones también producen ruidos extremos que pueden molestar a la población civil que se encuentre cerca de la zona del problema. La última consecuencia se presenta por la disminución en la presión del sistema. Si la presión cae por debajo de la presión externa del suelo, un pequeño orificio en una tubería puede permitir la entrada de tierra o agua contaminada. Este es un problema delicado teniendo en cuenta que las tuberías presurizadas transportan agua potable.

## **HIDRÁULICA DE VÁLVULAS Y MODELACIÓN DEL CIERRE**

Las válvulas son accesorios esenciales para garantizar el adecuado funcionamiento de un sistema hidráulico, se utilizan para regular el caudal y la presión, para proteger las tuberías y bombas de escenarios de sobrepresión y puede ayudar a prevenir eventos de transiente (Tullis, 1989). Sin embargo, su existencia también puede causar daños si su operación no se lleva a cabo correctamente. Sus efectos negativos están relacionados con el desencadenamiento de eventos de transiente cuando una válvula se cierra demasiado rápido.

Con el fin de determinar qué tipo de cierre es más apropiado en determinado sistema hidráulico, se requiere comprender el funcionamiento hidráulico de una válvula. Cualquier accesorio en una RDAP tiene una curva característica que describe las pérdidas de energía en el sistema cuando el caudal pasa a través del elemento. Hay diferentes maneras de representar (numéricamente) las pérdidas de energía en un tubo como se muestra en la ecuación 4.

$$h_v = k(\theta) \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

Donde  $h_v$  son las pérdidas de energía debido a la presencia de la válvula,  $k(\theta)$  representa el coeficiente de pérdidas el cual está en términos del grado de apertura de la válvula y  $\frac{v^2}{2g}$  es la altura de velocidad del flujo. Sin embargo, es más común encontrar la ecuación 5 donde las pérdidas de energía se encuentran en términos del caudal y del coeficiente de caudal  $K_V(\theta)$ .

$$Q = K_V(\theta)\sqrt{\Delta H} \quad (5)$$

Este coeficiente de caudal está en términos del diámetro de la tubería y del coeficiente de pérdidas descrito en la ecuación 6. Sus unidades dependen de las unidades del caudal y de las pérdidas de energía pero en el SI el coeficiente de caudal se presenta en  $(m^5/s^2)^{1/2}$  (Iglesias & Fuertes, 2004).

$$K_V(\theta) = \sqrt{\frac{(g\pi^2 D^4)}{8k(\theta)}} \quad (6)$$

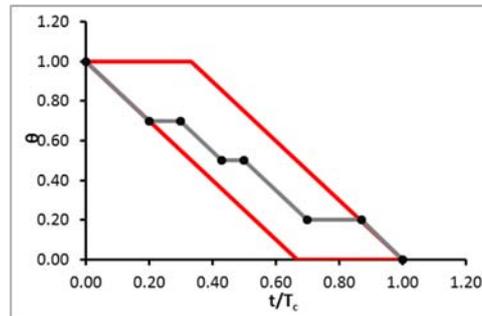
La relación entre el coeficiente de caudal (normalizado por el coeficiente para una apertura completa) y el cierre de la válvula es la curva característica la cual es conocida por los fabricantes de las válvulas y es vital para la modelación hidráulica, sin este valor un cambio en el cierre de la válvula no causaría un cambio en las condiciones de caudal que la válvula permite. Este hecho limita el uso de una de las funciones objetivo propuestas en esta investigación.

Por otro lado, el cierre de una válvula se puede modelar de diferentes maneras y la selección de un modelo de cierre fue de vital importancia para la solución del problema propuesto. El modelo de cierre debe incluir una variable modificable que permita modelar diferentes cierres de válvulas y así determinar la mejor. Una curva de cierre de la válvula muestra el tiempo relativo (de acuerdo con el tiempo total de cierre) y el porcentaje de cierre de la válvula. Varios autores han trabajado en el planteamiento de modelos de cierre y estos han sido aplicados en otros trabajos de investigación.

El cierre uniforme es ampliamente utilizado por las empresas prestadoras del servicio de distribución de agua potable (Karney y Ruus, 1985). Su restricción principal es que el tiempo de cierre es la única variable por lo que es no adecuado para la investigación propuesta. Otros modelos de cierre que se analizaron incluyen un cierre parabólico estándar, cierre de igual porcentaje, el cierre óptimo, cierre de dos pasos (Magzoub y Kwame, 2007) y el cierre parabólico modificado (Skulovich et al. 2013). Estos modelos de cierre contienen variables que pueden ser optimizados pero su estructura no es realista para la aplicación en un sistema real.

Teniendo en cuenta los requisitos del modelo de cierre de la presente investigación, se propuso un nuevo modelo denominado cierre escalonado. Este modelo combina los modelos de cierre uniforme y el modelo de dos pasos para contemplar el cierre de la válvula con una, dos o tres pausas siempre utilizando la misma velocidad de cierre de la válvula (representado numéricamente como una sola pendiente de la curva de cierre). Este modelo de cierre crea curvas como la que se muestra en la figura 1, donde la línea gris es un ejemplo de cierre y las líneas rojas indican los límites del modelo. Como se puede ver en esta figura, los límites están dados por un cierre uniforme.

Figura 1. Cierre escalonado.



El modelo matemático para describir un cierre escalonado se presenta en la siguiente sección ya que hace parte de las variables de decisión del problema de optimización propuesto. Las ventajas de la utilización de este modelo se centran en la diversa cantidad de opciones factibles para la optimización y al hecho que su aplicación podría llevarse a la vida real encontrando una solución que podría ser implementada en una RDAP.

## OPTIMIZACIÓN EN LA OPERACIÓN DE VÁLVULAS

De todas las opciones existentes para controlar los efectos que el flujo transiente tiene, esta investigación considera la optimización en la operación de válvulas de un sistema real en la ciudad de Bogotá, Colombia. Para lograr este objetivo, primero se necesita determinar un problema de optimización para encontrar el cierre de la válvula óptima minimizando los efectos de flujo transiente en el sistema. Esta sección muestra los diferentes componentes del problema de optimización propuesto, incluyendo las variables de decisión, las restricciones y funciones objetivo. Se incluye también un análisis de la naturaleza del problema, una breve descripción de la herramienta computacional desarrollada y los algoritmos de optimización utilizados.

### Variables de Decisión

Las variables de decisión permiten la caracterización de diferentes individuos que forman parte de una población (Paredes, 2005). Para esta investigación, se tuvieron en cuenta dos variables: la curva de cierre de la válvula y el tiempo total de cierre. En primer lugar, la curva de cierre de la válvula se define como un cierre escalonado como se mostró anteriormente. Teniendo en cuenta la limitación hecha de crear curvas con 0, 1, 2 o 3 pausas (líneas horizontales en la figura 1), sólo se requieren 5 números aleatorios entre 0 y 1 para la obtención de la curva.

Estos 5 números aleatorios buscan determinar la ubicación de la primera pausa y su longitud, la ubicación de la segunda pausa y su longitud (que puede ser fusionada con la primera pausa si están demasiado cerca) y la ubicación de la tercera pausa que también podría ser fusionada. El usuario de la herramienta de optimización define una tasa de cierre mínimo y una pausa mínimo, para comprobar si dos pausas son demasiado cercanas y deben ser fusionadas.

La segunda variable de decisión es el tiempo total de cierre, el cual es independiente de la curva de cierre obtenida en la variable de decisión anterior. Es importante destacar que estas dos variables de

decisión no habían sido utilizadas de forma conjunta previamente en otras investigaciones. Así, como ya fue mencionado anteriormente, la causa principal de la aparición eventos de transiente son los cambios repentinos en el sistema.

Teniendo lo anterior en cuenta, una posible solución será aumentar el tiempo de cierre al máximo. Sin embargo, como se mostrará en las funciones objetivo, se requiere el equilibrio entre la curva de cierre y el tiempo de cierre. Las dos variables de decisión son independientes, el tiempo de cierre se determina con un número aleatorio entre 0 y 1 de tal forma que dos individuos con la misma curva de cierre pero diferente tiempo de cierre producen efectos completamente diferentes en la red. En total, una serie de seis números aleatorios permite la caracterización de un individuo en el proceso de optimización.

### Restricciones

El segundo elemento a considerar son los límites que algunas variables de decisión deben tener así como otras restricciones relacionadas con la hidráulica flujo transiente. Las restricciones hidráulicas se muestran en la ecuación 7 y la ecuación 8.

$$\sum_{i=1}^{Nu} Q_{D_i} = \sum_1^m Q_e \quad (7)$$

$$\sum_{j=1}^{NT} h_{fij} + \sum_{j=1}^{NT} h_{mij} = 0 \quad (8)$$

Estas dos ecuaciones se refieren a los dos principios básicos de la hidráulica de una RDAP. La cantidad de materia que entra en el sistema debe ser exactamente la misma cantidad que sale, principio conocido como la conservación de la masa. Por su parte, la conservación de la energía considera que la energía total disponible para el sistema debe conservarse en todos los circuitos del sistema (Saldarriaga, 2007).

Otras restricciones hidráulicas están relacionadas con las presiones máximas y mínimas permisibles en el sistema. Los individuos que producen presiones por encima o por debajo de este límite serán descartados del proceso de optimización porque en una operación real podría tener efectos negativos importantes en la red. Las restricciones restantes están relacionados con la creación correcta de un individuo con las variables de decisión. Estas restricciones incluyen: un tiempo de pausa mínimo, un cierre mínimo entre pausas y límites para el tiempo de cierre de la válvula.

### Funciones Objetivo

La esencia de un problema de optimización es la determinación adecuada de sus funciones objetivo. Este elemento evalúa cada individuo para determinar qué combinación de variables de decisión es la mejor (Paredes, 2005). Para esta investigación se han propuesto dos funciones objetivo, una por cada variable de decisión ya que si bien las dos variables están relacionadas, su evaluación es completamente diferente. La primera función objetivo se relaciona con la minimización de los efectos del flujo transiente y el segundo controla el tiempo de cierre.

Para minimizar los efectos de flujo transiente se utiliza un índice específico llamado Factor Potencial de Daño por Transiente (FPDT). Fue propuesto por Jung et al. (2011) con el fin de determinar un diseño óptimo de una RDAP. El FPDT es la integral de las presiones generadas por el flujo transiente que son mayores a un nivel establecido y menores a otro nivel determinado. Estos límites son definidos por el usuario como un porcentaje de sobre presión y presión baja respecto a la presión de estado estable inicial (Jung et al., 2011). Para la presente investigación se modificó el valor de FPDT determinado por Jung et al. Para considerar diferentes alternativas que producen flujo transiente bajo diferentes tiempos de cierre, el FPDT utilizado se presenta en la ecuación 9.

$$FPDT_i = \frac{\int |H_i(t)| dt}{T_{Tr}} \quad \text{cuando } H_i < H_{min}^* \text{ o } H_i > H_{max}^* \quad (9)$$

Dónde  $H_{min}^*$  y  $H_{max}^*$  son los niveles de presión a partir de los cuales se calcula el FPDT.  $T_{Tr}$  corresponde al tiempo total del fenómeno de transiente el cual es una función del tiempo de cierre. El subíndice  $i$  se refiere a cada nudo de la red por lo tanto el FPDT es la suma del efecto en todos los nudos del sistema analizado. La función objetivo es entonces la minimización del FPDT para reducir los efectos del flujo transiente.

La segunda función objetivo se centra en controlar el tiempo de cierre total de la válvula. El concepto de Cantidad de Agua Transportada (CAT) fue propuesto por Bazargan-Lari et al. en 2013 con el fin de resolver un problema relacionado con la respuesta de un sistema a eventos de emergencia (Bazargan-Lari, 2013). La CAT es mayor si el tiempo de cierre es más alto y tendrá un valor inferior si el tiempo de cierre es corto, de esta manera, la minimización de la CAT guiará a los algoritmos de optimización para determinar un tiempo de cierre óptimo. La ecuación 10 muestra cómo se realiza el cálculo de la CAT.

$$CAT_i = \int_0^{T_c} |Q_i(t)| dt \quad (10)$$

La CAT se define como el área bajo la curva de caudal a lo largo de la tubería cerrada por la válvula. Este índice es diferente si el tiempo de cierre cambia y también varía con la curva de cierre de la válvula. El subíndice  $i$  es válido si varias válvulas son cerradas al mismo tiempo, situación que no fue tomada en cuenta en esta investigación. Las unidades de la CAT son unidades de volumen, m<sup>3</sup> en SI.

Estas dos funciones objetivo apuntan a minimizar los efectos del flujo transiente cambiando la curva de cierre y tiempo de cierre de una válvula. Aun cuando estas dos funciones minimizan los efectos, su uso conjunto le da al problema una naturaleza específica.

### Naturaleza del problema

El uso simultáneo de las funciones objetivo descritas anteriormente da al problema de optimización propuesto una naturaleza única. Si estas se comparan, cuando el tiempo de cierre aumenta (aumentando la CAT), los efectos del flujo transiente decrecerían (bajando el valor del FPDT). De la misma manera, cuando el tiempo de cierre disminuye, la CAT se reduce pero el FPDT se eleva. Esta característica especial significa que no hay una solución única se puede encontrar con el problema propuesto, varias combinaciones de CAT y FPDT puede minimizar los efectos del flujo transiente en el sistema, y estos puntos formar una frontera de Pareto. Esta es la razón por la cual se puede afirmar que la naturaleza del problema impulsa el uso de la optimización multiobjetivo.

### **Algoritmos de optimización**

Una vez que las variables de decisión, las restricciones y las funciones objetivo fueron determinadas, un algoritmo de solución fue seleccionado. Un problema de optimización multiobjetivo se puede resolver de dos maneras: unificando las funciones y utilizando cualquier algoritmo de optimización, o utilizando un tipo especial de algoritmo que puede resolver el problema sin la unificación. En lugar de elegir un camino para resolver el problema, esta investigación desarrolla soluciones utilizando ambos algoritmos para comparar las curvas de cierre resultantes.

La primera aproximación, denominada optimización monobjetivo, utiliza la función no lineal de Tchebycheff para la unificación de las funciones objetivo y encuentra una curva de cierre óptima (incluyendo el tiempo de cierre). La función unificada considera pesos para cada función que guían el algoritmo a una solución diferente por cada par de pesos. Usando esta aproximación, una curva de cierre óptimo se encuentra por cada ejecución del algoritmo. Una vez que se determinan los pesos, se ejecuta un algoritmo genético para encontrar una solución. El AG establecido utilizada procesos de torneo binario, mecanismo SBX de cruce y mutación polinomial.

Por otro lado, la segunda aproximación se llama optimización multiobjetivo la cual no requiere la unificación de las funciones objetivo porque su formulación puede encontrar un conjunto de soluciones en una ejecución, completando una frontera de Pareto. Para resolver el problema en esta aproximación se utilizó el algoritmo NSGA-II (Deb, 2002). El tamaño de la población y el número de generación fueron fijadas en 60 teniendo en cuenta el tamaño de un individuo, una probabilidad de cruce de 0,5 y una probabilidad de mutación de 0.001 (Khalafallah, 2014). Estos parámetros fueron los mismos para los dos enfoques con el fin de comparar los resultados obtenidos.

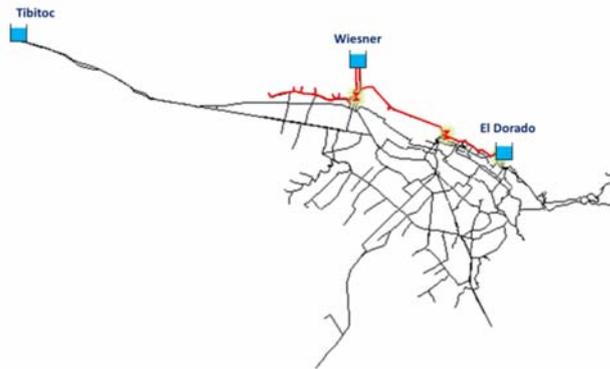
### **Herramienta computacional**

Para la obtención de resultados con ambas aproximaciones, una herramienta computacional fue desarrollada en Visual Studio 2010. Esta plataforma fue seleccionada debido a que permite el uso de una herramienta especial desarrollado por Bentley Systems, WaterObjects.NET, para ejecutar varias veces Bentley HAMMER, el software seleccionado para conocer la hidráulica de transiente. La interacción de estos tres programas permite la determinación de curvas de cierre óptimos utilizando tanto la optimización monobjetivo como la multiobjetivo.

### **CASO DE ESTUDIO**

El problema de optimización propuesto se aplicó a la red matriz de distribución de agua potable de la ciudad de Bogotá, Colombia. Esta ciudad es alimentada por tres fuentes principales como se presenta en la figura 2: PTAP Wiesner, Tibitoc y El Dorado. El agua proviene de estas fuentes y se transporta en un sistema de tuberías que incluye tubos con diámetro superior a 12 pulgadas. El sistema está compuesto por 4369 nudos y 4478 tubos con una longitud total de 550 kilómetros. Incluye 26 estaciones de bombeo (que no se tuvieron en cuenta en esta investigación), 15 tanques de almacenamiento y 30 válvulas (17 FCV, 1 PBV y 12 PRV).

Figura 2. Red matriz de distribución de agua potable. Bogotá, Colombia.



En primer lugar, un modelo esqueletizado fue desarrollado para la ejecución de la hidráulica de transiente. La herramienta Bentley HAMMER Skelebrator se utilizó para obtener el modelo simplificado (Walski et al., 2004). Este modelo final tiene 868 nudos y 1.029 tuberías logrando una ejecución hidráulica en 1 minuto y 23 segundos con un intervalo de tiempo de un segundo. Por su parte, el escenario elegido para la búsqueda de las curvas de cierre óptimas se basó en una situación real del sistema que se presentó en abril de 2014, cuando las compuertas a la salida de la PTAP Wiesner se desplomó repentinamente dejando el 70% de la ciudad sin suministro de agua. El cierre verdadero se modeló como un cierre lineal con un tiempo de cierre de 2 segundos. La ubicación de la válvula cerrada se muestra en la Figura 2 con la selección de tuberías que fueron afectados por el evento y que se tuvieron en cuenta para el cálculo del FPDT.

## RESULTADOS

Después de ejecutar la herramienta de optimización creada con optimización monoobjetivo y optimización multiobjetivo, se encontraron varios tipos de resultados. En primer lugar, los efectos generales del cierre fueron evaluados en la red. La Figura 3 muestra la onda de presión típica que se produce por el cierre de la válvula en la PTAP Wiesner, el aumento en la presión se cuantificó como 19%. La propagación exacta de la onda exacta cambia entre tuberías afectadas en función de su material y diámetro, pero el comportamiento es muy similar a la presentada. Estas curvas de presión se utilizaron para calcular el FPDT en las tuberías afectadas, donde no se observaron efectos del evento no se calculó este factor porque no habría ninguna diferencia con respecto a las curvas de cierre.

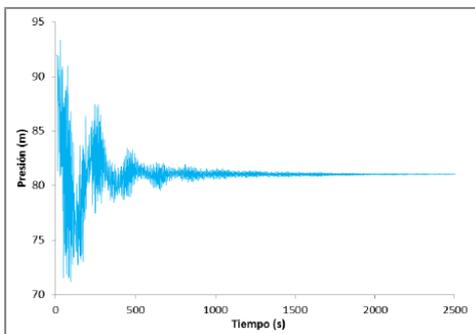


Figura 2. Onda de presión.

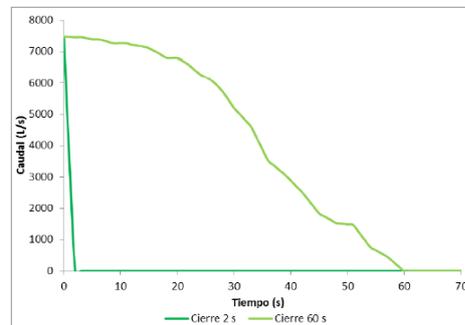


Figura 3. Curvas de caudal en tubería cerrada.

La Figura 4 presenta un ejemplo de una curva de caudal obtenida a partir de un cierre lineal de 2 seg y otra de 60 seg. Como se puede ver, el cambio en la apertura de la válvula afecta la forma en que el caudal pasa a través de la tubería, esta curva y su área cambian dependiendo del tiempo de cierre y la curva de cierre. Con esta curva, que siempre se extrae de la tubería cerrada por la válvula, se calcula la CAT.

Teniendo claro el comportamiento del sistema frente a la perturbación inducida, dos fronteras de Pareto se obtuvieron después de la ejecución de la herramienta computacional; estas fronteras se muestran en la Figura 5. Los puntos de color naranja representan la frontera de Pareto obtenida por la optimización monobjetivo donde se determinaron 7 puntos 7 pares diferente de pesos en la función no lineal de unificación. La serie azul presenta la frontera obtenida por el algoritmo NSGA-II, donde se encontraron 23 curvas de cierre diferentes.

Al comparar las dos fronteras, es evidente que el enfoque multiobjetivo alcanza mejores soluciones que están más cerca del óptimo global. De la misma forma, la diversificación de la frontera es más fuerte con NSGA-II en comparación con GA. Es importante notar que el esfuerzo computacional requerido para obtener la frontera es significativamente menor en la optimización multiobjetivo, ya que con una ejecución se determina toda la frontera mientras que en la optimización monobjetivo se requiere una ejecución para la obtención de cada punto de la frontera de Pareto. Otro punto claro deducible a partir de la Figura 5 es el hecho de que el cierre real (denotado por el punto rojo) produce mayores efectos sobre el sistema en comparación con ambas aproximaciones de optimización.

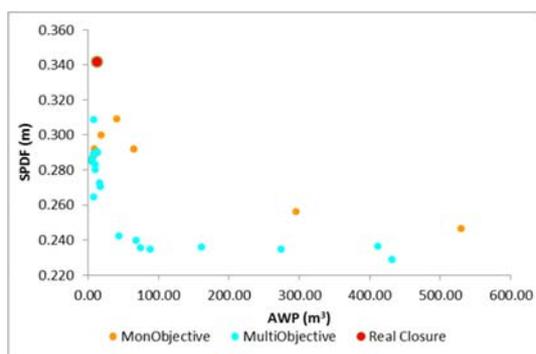


Figura 4. Fronteras de Pareto encontradas.

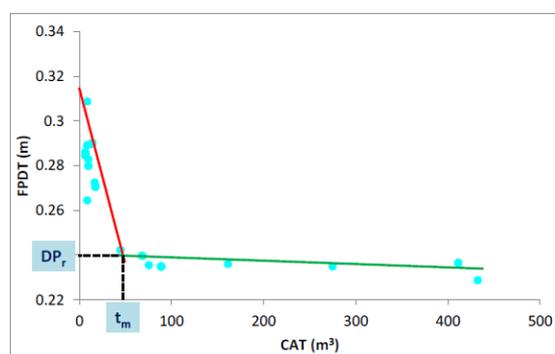


Figura 5. Tiempo marginal y daño remanente.

Tomando los resultados de la optimización multiobjetivo como los mejores, un comportamiento particular se encontró en la red matriz de distribución de agua potable de la ciudad de Bogotá, tal como se muestra en la Figura 6. Analizando la figura desde los valores más bajos de CAT hasta sus valores más altos, donde tendencias se encontraron. Hasta un cierto punto de CAT (directamente relacionado con un tiempo de cierre específico) un pequeño cambio en el tiempo de cierre resulta en una caída significativa del FPDT, este valor fue llamado tiempo marginal porque los tiempos de cierre más altos no ayudan a la red para minimizar la efectos de flujo transiente. Así, ligado a esta definición, el daño remanente es el efecto mínimo que se puede encontrar en un sistema particular. El tiempo marginal del sistema estudiado es de 8.17 segundos y el daño remanente es 0.2396 m.

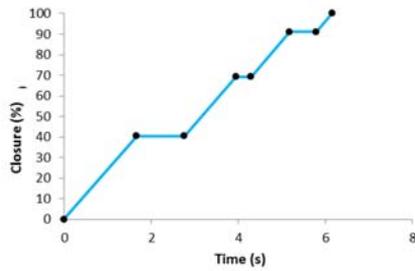


Figura 6. Curva de cierre. Optimización monobjetivo.

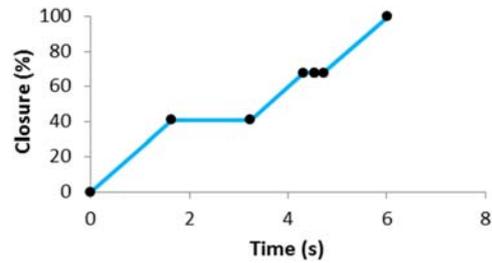


Figura 7. Curva de cierre. Optimización multiobjetivo.

Cada punto de la Figura 5 representa una curva de cierre diferente que puede ser definido como óptimo para el problema propuesto. Usando cada aproximación de optimización fueron obtenidas una variedad de curvas de cierre, la Figura 7 y la Figura 8 son ejemplos de estas curvas obtenidas. Como se puede observar los resultados no fueron concluyentes acerca de una curva de cierre específico, algunos resultados arrojaron un cierre de tres pausas, otros un cierre 2 pausas y algunos otros sólo una pausa; el único modelo de cierre que no resultó del proceso de optimización fue el cierre lineal.

## CONCLUSIONES

Un problema de optimización fue planteado con el fin de determinar las curvas de cierre de válvula óptimas en una verdadera RDAP. Dos aproximaciones se utilizaron con el fin de resolver el problema, el primero teniendo en cuenta la unificación de las funciones objetivo y el otro utilizando ambas funciones al mismo tiempo. La comparación entre las fronteras de Pareto obtenidas se realizó para concluir cual aproximación era mejor.

Los resultados dieron a conocer varios puntos. En primer lugar, el enfoque multiobjetivo produjo una frontera más diversa que permite la determinación de 23 curvas de cierre óptimas mientras que el enfoque monobjetivo encontró 7 curvas que eran menos competitivas en el gráfico CAT-FPDT. El tiempo de cálculo es significativamente menor utilizando el algoritmo NSGA-II ayudando a que la aplicación de este tipo de reglas operativas sea más factible en sistemas reales.

Basado en los resultados obtenidos también fue evidente que el aumento en el tiempo de cierre tiene un efecto importante en la minimización del FPDT hasta un tiempo específico denominado tiempo marginal; por encima de este valor los efectos del flujo transiente no disminuyen de una manera dramática. El modelo lineal de cierre, que se utiliza ampliamente en sistemas reales, definitivamente no es una manera óptima de operar las válvulas en una RDAP.

## REFERENCIAS

Bazargan-Lari, M., Kerachian, R., Afshar, H., & Bashi-Azghadi, S. (2013). Developing an optimal valve closure rule curve for real-time pressure control in pipes. *Journal of Mechanical Science and technology*, 215-225.

Bentley Systems. (2013). Bentley HAMMER Help.

- Boulos, P., Karney, B., & Lingireddy, S. (2005). Hydraulic Transient Guidelines for Protecting Water Distribution Systems. *Journal AWWA*.
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., & Meyarivan, T. (2002). A fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 182-197.
- Iglesias Rey, P., & Fuertes Miquel, V. (2004). *Modelación de Transitorios Hidráulicos mediante Ordenador*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Jung, B., Boulos, P., & Altman, T. (2011). Optimal transient network design: a multi-objective approach. *Journal AWWA*, 118-127.
- Karney, B., & Ruus, E. (1985). Charts for water hammer in pipelines resulting from valve closure form full opening only. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 241-264.
- Khalafallah, A. (2014). Assessing the Performance of the Non-Dominated Sortic Genetic Algorithm in Optimizing Construction Site Planning. *Computing in Civil and Building Engineering*, 1254-1261.
- Magzoub, M., & Kwame, S. (2007). *Hydraulic Transient in a Pipeline*. Lund, Sweden: Lund University.
- Paredes, S. (2005). *Optimización y Simulación*. Cartagena, España: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías*. Bogotá: Alfaomega.
- Skulovich, O., Perelman, L., & Ostfeld, A. (2013). Modeling and Optimizing Hydraulic Transients in Water Distribution Systems. 12th International Conference on Computing and Control for the Water Industry.
- Tullis, J. (1989). *Hydraulics of Pipelines*. Toronto: Wiley.
- Walski, T., Daviau, J.-L., & Coran, S. (2004). Effect of Skeletonization on transient analysis results. *World Water Congress*, (págs. 1-10).
- Wood, D., Lingireddy, S., Boulos, P., Karney, B., & McPherson, D. (2005). Numerical methods for modeling transient flow in Distribution Systems. *Journal AWWA*, 104 - 115.
- Wylie, E., & Streeter, V. (1993). *Fluid Transients in Systems*. New Jersey: Prentice Hall.

## Sección 6

# Calidad del agua, potabilización y tratamiento de agua residual

## Capítulo 1. Análisis comparativo de cuerpos de agua para abastecimiento público sustentable

*Brenda Prisila Saucedo Rodríguez (1), Cuauhtémoc Tonatiuh Vidrio Sahagún (2)*

(1) Universidad de Guadalajara (México) cuau\_visa@yahoo.com.mx

(2) Universidad de Guadalajara (México) prissy491@hotmail.com

---

**RESUMEN.** Tomando como antecedente la iniciativa de aprovechar escurrimientos pluviales para dotar de agua a comunidades con insuficiencia de abasto, me nace la curiosidad de conocer la calidad hídrica (tanto química como biológica) y diseñar un tratamiento sustentable en base a los parámetros aceptados y deseados y así lograr que ésta sea una propuesta satisfactoria y cubra todos los aspectos indispensables para convertirse en una opción real y lista para materializarse. Realizando también una atractiva comparación de calidad en el cual se muestre la sustentabilidad que presentan distintas fuentes de abastecimiento de agua, incluyendo en el análisis: agua de lluvia, aguas subterráneas (bombeada de pozos), y aguas superficiales (escurrimientos pluviales), caracterizando cada uno de ellos. Para ello se seleccionaron puntos de muestreo en los que se determinaron parámetros físicos, químicos y biológicos de las aguas colectadas. Se elabora un protocolo específico para el análisis de calidad de aguas, tomando en cuenta la normatividad correspondiente.

**ABSTRACT.** Taking as a precedent the initiative to harness rainwater runoff to supply water to communities with insufficient supply, begins a curiosity about the water quality (both chemical and biological) and sustainable design a treatment based on accepted and desired parameters and achieve that it can be a satisfactory proposal and cover all the essential aspects to become a real option and ready to materialize. Also making an attractive compared in which the quality and sustainability that have different sources of water supply is displayed, including in the analysis: rainwater, groundwater (pumped from wells) and surface water (rainwater runoff), having the characterizing each one. For this, we selected the sampling points, where parameters of the collected waters were determined (physical and biological parameters). Given a specific protocol developed for the analysis of water quality, taking into account the relevant regulations.

---

Palabras clave: agua, insuficiencia, calidad, sustentabilidad.

Keywords: water, failure, quality, sustainability.

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad el mundo se enfrenta a una crisis severa en lo que se refiere a abastecimiento y disponibilidad de agua potable para consumo de la población mundial y la del futuro ante el inminente crecimiento pronosticado por distintas organizaciones gubernamentales, ONGs y la comunidad científica. Sin embargo, esta problemática no es precisamente por insuficiencia de agua en existencia en el planeta, sino de la cantidad del vital líquido que es apta para el consumo humano.

Buscar el aprovechamiento de más cuerpos de agua para eliminar la insuficiencia y carencia de abastecimiento mediante tratamientos modernos o mixtos es una necesidad importante a resolver para asegurar uno de los derechos que se ven comprometidos para las siguientes generaciones: el acceso al agua

Conocer la calidad hídrica (física, química y biológica) permite diseñar un tratamiento sustentable basado en los resultados obtenidos y a los parámetros aceptados y deseados, logrando así que se cubran todos los aspectos indispensables para garantizar al consumidor que el tipo de agua captada, alcanzará la calidad indicada en la legislación para su aprovechamiento.

Para determinar si el agua es apta para consumo humano deberá ser sometido a un minucioso control de calidad. Dependiendo del uso que se le dará al agua, estará sujeta a normatividades legalmente reguladas que fijan los parámetros para que sea considerada apta.

Las fuentes de abastecimiento de agua comparadas en el presente serán: agua de lluvia, aguas subterráneas (bombeada de pozos), y aguas superficiales (escurrimientos pluviales), caracterizando cada uno de ellos.

### A. Aguas de lluvia

La captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea importante dada la ausencia de cal y otros minerales.

### B. Aguas superficiales

Las aguas superficiales están constituidas por los ríos, lagos, y arroyos (formados por escurrimientos pluviales) que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal, sin embargo a veces no existe otra fuente alternativa en la comunidad, siendo necesario su utilización.

### C. Aguas subterráneas

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de estas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero. La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Muestreo

El control de calidad de las aguas incluye la técnica del muestreo (número de muestras, frecuencia, lugares de muestreo), la conservación de las muestras, la selección de los parámetros de control, la elección de los métodos analíticos y el control de calidad de los análisis. El muestreo es un paso clave, siendo la primera etapa para la realización de un análisis representativo, éste se rige por ciertas especificaciones y condiciones para que los resultados que se obtengan sean confiables y no haya riesgo de alteración y distorsión de resultados de la muestra.

Para tomar la muestra se debe limpiar el área cercana al cuerpo de agua, eliminando la vegetación y cuerpos extraños. Tomar la muestra en un envase de vidrio de boca ancha.

Según sea el tipo de muestra a analizar, el procedimiento se lleva a cabo de forma específica, por lo que al tratarse de un arroyo, se tomó a mediana profundidad, sumergiendo el recipiente (estéril) y con un movimiento en semicírculo, que inicia en sentido del flujo del cauce (con la boca del frasco apuntando en este sentido) y regresa en sentido contrario para captar el agua para almacenarse y una vez lleno se cierra inmediatamente después. Considerando que las muestras de agua fueron tomadas de distintas partes del arroyo, existen especificaciones para la toma de muestra donde el agua del arroyo se encuentre con corriente.

Cada muestra se identifica rotulando aspectos como: nombre del muestreador, fecha de la toma, número de muestra, lugar de procedencia y tipo de análisis requerido. Cuanto menor tiempo tarde la realización de las pruebas mayor será la exactitud de resultados.

### **Análisis Básicos**

El realizar una descripción aparente del cuerpo de agua que se estudia nos brinda una idea del porque el escurrimiento pluvial de esta zona puede ser aprovechado como fuente de abastecimiento de agua para la población cercana, siendo respaldado por análisis que corresponden a la determinación precisa de la calidad. El caudal es una función del volumen de agua y el tiempo en el que se desplaza, y que resulta importante por su impacto en la calidad del agua y en los organismos que viven en ella.

La velocidad del arroyo se incrementa en la medida en la que el volumen de agua aumenta, determinando los tipos de organismos que pueden vivir en el arroyo ya que algunos necesitan de corrientes rápidas y otros de pequeñas pozas de agua tranquila.

### *Color*

El color del agua puede estar representado por la presencia de iones metálicos naturales (Fe y Mn.), de humus y restos vegetales entre otros. Para conocer el color debido a las sustancias disueltas y la materia en suspensión se realizó una examinación llamada “Examen de Color Aparente” el cual se realiza en la muestra de agua sin ser centrifugada ni filtrada, se examina bajo una luz difusa sobre fondo blanco y los resultados de esta prueba se expresaron como tono de coloración del agua siendo cuatro las posibles respuestas: incoloro, claro, pálido y oscuro. La transparencia de una masa natural de agua es un factor decisivo para la calidad

Tabla 1. Caracterización de color de muestras de agua

<b>Agua</b>	<b>Incoloro</b>	<b>Pálido</b>	<b>Claro</b>	<b>Obscuro</b>
Lluvia				
Superficial	X	-	-	-
Subterránea				

Fuente: Elaboración propia

## Olor

El olor en el agua puede utilizarse de manera subjetiva para describir cualitativamente su calidad; se reconoce como factor que afecta la aceptabilidad del agua, sabiendo que el agua en su forma pura no produce sensaciones olfativas. El olor raramente es indicativo de la presencia de sustancias peligrosas en el agua, pero sí puede indicar la existencia de una elevada actividad biológica. Por ello, en el caso de agua potable, no debería apreciarse olor alguno, no sólo en el momento de tomar la muestra sino a posteriori (10 días en recipiente cerrado y a 20°C). Cuando se percibe un olor, lo caracterizamos con fuentes definidas que lo tipifican, y por esto en análisis de calidad organoléptica de olor lo utilizamos como clasificación. Este análisis se lleva a cabo con el dispositivo supremo para la realización de pruebas de olor que es la nariz humana mediante percepciones sensoriales en la ubicación de los cuerpos de agua.

Tabla 2. Relación de los principales tipos de olores

<b>Código</b>	<b>Naturaleza.</b>	<b>Descripción</b>
A	Aromático	Espicias, alcanfor, clavo, limón.
B	Balsámico	Flores
C	Químico	Cloro
C2	Hidrocarburo	Petróleo
C3	Medicamentoso	Yodo o clorfenol
C4	Azufre	Ácido Sulfhídrico
D	Pescado	Pescado
D1	Desagradable	Gusto pronunciado
E	Terroso	Tierra o arcilla húmeda.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. Código seleccionado de tipificación

<b>Agua</b>	<b>Código</b>
<b>Lluvia</b>	
<b>Superficial</b>	<b>E</b>
<b>Subterránea</b>	

Fuente: Elaboración propia

### Conductividad

La conductividad es la expresión numérica de la capacidad de una solución para permitir el flujo de corriente eléctrica, esta capacidad depende de la presencia de iones y de sus concentraciones totales, de sus movilidades, valencia y concentraciones relativas, así como la temperatura.

En el presente estudio la medición de la conductividad se realizó en laboratorio para que las mediciones arrojaran resultados de adecuada exactitud con el objetivo de evaluar la concentración de minerales disueltos en este cuerpo de agua. La conductividad fue medida con un conductímetro: “MODEL150 de la Marca ORION”. La muestra fue analizada fue sometida a la prueba de conductividad dentro de las primeras 24 horas.

Una vez realizadas las mediciones de la muestra de agua proveniente del micro escurrimiento caso ejemplo se hicieron pruebas al agua de abastecimiento público suministrado al municipio de Jalisco para compararse contra la que sería suministrada por el cuerpo de agua potable del proyecto en cuestión.

En los análisis de agua es más conveniente utilizar la unidad de  $\mu\text{mhos}$  expresado como  $\mu\text{mhos/cm}$ . En el Sistema Internacional de Unidades (SI) el recíproco del ohmio es el Siemens (S) y la conductividad se expresa en mili siemens por metro ( $\text{mS/m}$ )

Tabla 4. Conductividad en muestras

<b>RESULTADOS DE CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA</b>	
<b>MUESTRA</b>	<b>Conductividad eléctrica</b>
Muestra A*	180.0 $\mu\text{S/cm}$
Muestra B*	180.9 $\mu\text{S/cm}$
Muestra C**	975.0 $\mu\text{S/cm}$
Muestra D**	883.0 $\mu\text{S/cm}$

Fuente: Elaboración propia.

\*Las muestras A y B corresponden a agua proveniente del micro escurrimiento.

\*\*Las muestras C y D corresponden a agua proveniente del sistema de abastecimiento de agua potable de la local, Jalisco.

### Análisis Volumétricos

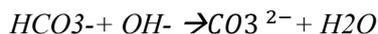
El siguiente paso es el análisis de orden volumétrico, que se engloban en los 3 siguientes incisos.

- a) Alcalinidad
- b) Durezas
- c) Cloruros

### *Alcalinidad*

La alcalinidad de muchas aguas de superficie depende primordialmente de su contenido en Carbonatos ( $CO_3^{2-}$ ) Bicarbonatos ( $HCO_3^-$ ) e Hidróxidos ( $OH^-$ ) que se pueden encontrar solos o asociados con los cationes  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{+2}$  y  $Mg^{+2}$  por lo que suele tomarse como una indicación del contenido de estos componentes. Debido a la concentración contenida de estos iones, el agua puede tener baja alcalinidad y un pH relativamente alto o viceversa.

Se considera que en una misma solución no se puede encontrar juntos oxhidrilos y bicarbonatos porque reaccionarían para formar carbonatos:



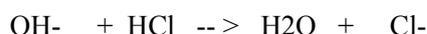
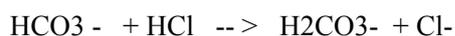
La medición de la alcalinidad, sirve para fijar los parámetros del tratamiento químico así como para ayudarnos en la interpretación y el control de los procesos de tratamiento de aguas limpias y residuales, en los que la alcalinidad del agua no se puede presentar los siguientes casos de alcalinidad:

1. Presencia de  $CO_3^{2-} + OH^-$  en el agua.
2. Presencia de  $CO_3^{2-} + HCO_3^-$
3. Presencia de  $CO_3^{2-}$
4. Presencia de  $HCO_3^-$
5. Presencia de  $OH^-$

### *Método de titulación (Método de doble indicador)*

El método utilizado para determinar el contenido de alcalinidad en la muestra de agua es llamado "Método del doble indicador" que consiste en valorar una muestra con una solución de ácido en presencia de dos indicadores, fenolftaleína y anaranjado de metilo respectivamente.

Para determinar cuál es el caso de alcalinidad presente en la muestra de agua la muestra se valora con una solución de ácido fuerte (HCl), los puntos finales determinados visualmente mediante indicadores adecuados, son los puntos de equivalencia seleccionados para la determinación de los tres componentes fundamentales. Esta prueba se realiza por triplicado para tener resultados más confiables. Las reacciones base que suceden en esta doble titulación son:



Con el indicador de fenolftaleína, el pH 8.3 está próximo al punto de equivalencia para las concentraciones de carbonato y dióxido de carbono y representa la valoración de todo el hidróxido y la mitad del carbonato, mientras que el pH inferior (4-5) está próximo al punto de equivalencia para el ión hidrógeno y el bicarbonato y permite determinar la alcalinidad total.

Para determinar la alcalinidad del agua debido a cada una de las especies se realiza una relación entre la cantidad en ml de ácido (HCl) necesario para titular la muestra hasta el cambio de color en presencia de un indicador y la cantidad de bicarbonatos, carbonatos o hidróxidos que éste titula como se muestra en las siguientes ecuaciones:

F = mililitros utilizados de indicador Fenolftaleína.



M = mililitros utilizados de indicador Anaranjado de Metilo.



Tabla. 5 Sustitución de ecuaciones

Fenolftaleína			Anaranjado de metilo			
$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = \frac{1}{2}(2M) + OH$	$OH = F - M$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3$	$M = \frac{1}{2} CO_3$		$CO_3 = 2 M$
$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = \frac{1}{2} CO_3$	$CO_3 = 2F$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3$	$M = \frac{1}{2} (2F) + HCO_3$	$M = F + HCO_3$	$HCO_3 = M - F$
$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = 0$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3^-$		$M = HCO_3^-$
$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = \frac{1}{2} CO_3$	$CO_3 = 2F$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3$	$M = \frac{1}{2} CO_3$	$CO_3 = 2 M$	$2F = 2M$ $CO_3$ $F = M$
$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = \frac{1}{2} CO_3 + OH$	$F = OH^-$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3$	$M = \frac{1}{2} CO_3 + HCO_3$		$M = 0$

Fuente: elaboración propia

Titulación de la prueba: Con ayuda de una pipeta volumétrica se colocan 25 ml de la muestra de agua en un matraz Erlenmeyer de 250 ml, se adicionaron 4 gotas de indicador Fenolftaleína. Si de esta adición resulta coloración se procede a titular con la solución de Ácido Clorhídrico hasta incoloro (el volumen de ácido gastado corresponde a F), una vez decolorada la muestra o de igual manera si no hubo coloración en la adición del primer indicador, se adicionan 4 gotas de indicador Anaranjado de Metilo y se vuelve a titular con la solución de Ácido Clorhídrico hasta que vire del indicador (el volumen gastado es M). Considerando como se explica en la tabla siguiente:

Tabla.6 Tipos de alcalinidad posible

Resultado de la titulación	$HCO_3^-$	$CO_3^{2-}$	$OH^-$
$F > M$	0	2M	F-M
$F < M$	M-F	2F	0
$F = M$	0	2M ó 2F	0
$F = 0$	M	0	0
$M = 0$	0	0	F

Fuente: Manual de métodos analíticos para la determinación de parámetros fisicoquímicos básicos en aguas.

\*CLAVE F = ml de HCl gastado al usar fenolftaleína

\*CLAVE M = ml de HCl gastado al usar anaranjado de metilo.

En base al volumen gastado de ácido valorado con cada indicador, se determina el caso de alcalinidad presente y se reporta como ppm de Carbonato de Calcio. Para obtener los resultados se calcula utilizando la concentración del ácido fuerte empleado, que en este caso fue HCl ( 0.096N) preparado con anterioridad para el análisis, el volumen de muestra de agua utilizado ( 0.025L) y se relaciona con equivalentes químicos de Carbonato de Calcio.

### *Dureza*

De acuerdo con los criterios actuales, la dureza total se define como la suma de las concentraciones de Calcio ( $\text{Ca}^{++}$ ) y Magnesio ( $\text{Mg}^{++}$ ) ambos expresados como Carbonato de Calcio en partes por millón (ppm de  $\text{CaCO}_3$ ).

Se considera de importancia en nuestro estudio puesto que el agua pretende abastecer para consumo a una población cercana mediante diseños optimizados, y la dureza entra de forma directa en este uso diario, ya que la existencia de determinados cationes disueltos en agua interfieren en la producción de espuma en el uso de jabones debido a la formación de un precipitado insoluble, las aguas más duras requieren mayor uso de jabones para lavados, interfieren en la cocción de legumbres por la formación de pectatos insolubles y favorece la aparición de incrustaciones, daña luego de ser evaporada el funcionamiento de diversos equipos domésticos, entre otras.

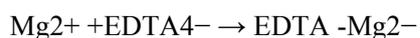
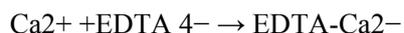
La dureza oscila entre cero y cientos de miligramos por litro dependiendo de la fuente. Puede ser de dos tipos: Temporal o permanente; la temporal se debe a la presencia de bicarbonatos y es eliminada por la ebullición y la permanente se origina por la presencia de otros iones diferentes a bicarbonatos y no es eliminada por ebullición.

La determinación de la dureza total se realizó con un Análisis volumétrico por formación de complejos con EDTA (ácido-etilen-diamino-tetracético) preparado previamente, y utilizando como indicador el negro de eriocromo-T que cambia de color rojo a azul en el punto final de la valoración. A medida que se adiciona EDTA al medio se produce la valoración del  $\text{Ca}^{2+}$ , y una vez agotado aquél se valoraría el  $\text{Mg}^{2+}$ .

De forma más explícita este método consiste en que el EDTA forma un complejo de quelato soluble al añadirse a las soluciones de algunos cationes metálicos, si se añade una pequeña cantidad de negro de ericromo T. la solución toma un color rojo vino, si se añade EDTA como reactivo de titulación los iones calcio y magnesio formaran un complejo y cuando todos estos iones estén incluidos en este complejo, la solución cambiara del rojo al azul señalando el punto final de la titulación.

La titulación se realizó en un margen de 4-5 min ya que reduce al mínimo la tendencia de precipitar del  $\text{CaCO}_3$ , además se utilizó una solución reguladora de Hidróxido de amonio- cloruro de amonio. ( $\text{NH}_4\text{OH}-\text{NH}_4\text{Cl}$ ) a  $\text{pH}= 10$  (La nitidez del punto final aumenta con los incrementos de  $\text{pH}$ .)

Las reacciones base son las siguientes:



Titulación de la muestra.

En un matraz Erlenmeyer se tomaron 25 ml de muestra de agua se adicionó 1ml de solución reguladora de ( $\text{NH}_4\text{OH}-\text{NH}_4\text{Cl}$ ) a  $\text{pH}= 10$  y aproximadamente 50 mg de mezcla de indicador negro de ericromo T, se tituló con la solución de EDTA, hasta el punto final azul claro.

### *Cloruros*

El ión cloruro se encuentra ampliamente distribuido en el medio ambiente, generalmente en forma de cloruro sódico, potásico o cálcico. Existen varios métodos para su determinación y de ellos, la argentometría es aconsejable para aguas relativamente claras como es el caso de nuestra muestra.

Determinación volumétrica por precipitación- Argentometría. (Método directo o de Mohr.)

Consiste en determinar directamente mediante titulación la presencia de halogenuros (iones  $\text{Cl}^-$ ) mediante soluciones valoradas de nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3$ ) en presencia de cromato de potasio ( $\text{K}_2\text{CrO}_4$ ) al 5% como indicador.

Reacciones base:



Procedimiento:

En un matraz Erlenmeyer de 250 ml, se colocaron 25 ml de muestra medidos con pipeta volumétrica, añadir 8 gotas de indicador cromato de potasio ( $\text{K}_2\text{CrO}_4$ ), y titular con la solución de nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3$ ) hasta coloración rojiza permanente. Realizar al menos dos réplicas que resulten coincidentes (diferencia máxima de 0.1 ml. en los volúmenes gastados).

Basándose en el volumen gastado de nitrato de plata se determinó el contenido de cloruros en la muestra y se reportó en ppm (mg/L), utilizando la concentración correspondiente de la solución de  $\text{AgNO}_3$  y equivalentes químicos de cloruros ( $\text{Cl}^-$ ). Realizado por triplicado

Tabla.7 Volumen de titulante gastado

Repeticiones	Volumen $\text{AgNO}_3$
1	.4ml
2	.3ml
3	.3ml

Fuente: elaboración propia (basada en resultados)

### Determinación de Sulfatos

Los sulfatos son un componente natural de las aguas superficiales, y por lo general no se encuentra en concentraciones que puedan afectar su calidad aunque un amplio rango de concentraciones se encuentra presente en aguas lluvias.

La remoción de sulfato resulta ser costosa y requiere métodos complicados, por lo cual es preferible elegir fuentes naturales con niveles de sulfato por debajo de los límites aconsejados. La OMS recomienda que en aguas destinadas al consumo humano, el límite permisible no exceda 250 mg/L.

Método Espectrofotométrico.

El ion sulfato precipita en medio ácido con cloruro de bario en medio ácido, formándose un precipitado blanco de sulfato de bario, se requiere de un solvente acondicionador, que contiene glicerina y alcohol, para modificar la viscosidad de la muestra y así permitir que el precipitado de  $\text{BaSO}_4$  se mantenga en suspensión, produciendo valores de turbidez estables .

La cantidad de cristales es proporcional a la concentración de sulfatos en la muestra y la absorbancia luminosa de la suspensión, se puede medir espectrofotométricamente a 420 nm, siendo la concentración de  $\text{SO}_4^{2-}$  determinada respecto a una curva de calibración.

La muestra se almacenó en un recipiente estéril de plástico (no altera la concentración) y se mantuvo a una temperatura menor a 6°C por menos de 24 hrs para su análisis.

Nuestro objetivo principal en este análisis era comprobar que el agua de nuestra investigación presentara concentración menor de  $(\text{SO}_4)^{2-}$  a la que establece el límite permisible, es decir, que no excediera los 250 mg/L por lo tanto se realizó una modificación al método en el que se ajustó la curva de calibración en concentraciones de 0 a 250 mg/L de  $(\text{SO}_4)^{2-}$  graficado contra la lectura de absorbancia a 420 nm.

Reactivos: Se utilizó agua destilada en la preparación de reactivos y soluciones patrón.

Solución Patrón: Se pesaron 0.3697 g de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , se disolvieron con agua destilada en un matraz y se aforo a 1 litro, ésta solución es equivalente a una solución patrón de 250 ppm de  $(\text{SO}_4)^{2-}$ .

Solución ácida acondicionadora: Se colocaron en un matraz de 1L en el siguiente orden: 30 ml de HCl concentrado, 300 ml de agua destilada, 100ml de alcohol etílico, 75 gramos de NaCl, 50 ml de glicerina.

Solución reactivo de Cloruro de Bario al 5%

Preparación de curva de calibración.

Tomar volúmenes crecientes de la solución patrón de sulfato y completar a volumen en matraz aforado de 100ml con agua destilada para obtener al menos seis concentraciones comprendidas en el intervalo de 0 a 250mg/L.

Cálculo de volúmenes:  $(250\text{ppm} = 250\text{mg/L} = 250 \mu\text{g/ml})$

Tomar 4ml de la solución patrón:

$250 \text{ ppm solución patrón } (4 \text{ ml })/(100 \text{ ml })$

$=10 \text{ ppm de } \text{SO}_4^{2-}$

Tomar 20ml de la solución patrón:

$250 \text{ ppm solución patrón } (20 \text{ ml })/(100 \text{ ml })$

$=50 \text{ ppm de } \text{SO}_4^{2-}$

Tomar 40ml de la solución patrón:

$250 \text{ ppm solución patrón } (40 \text{ ml })/(100 \text{ ml })$

$=100 \text{ ppm de } \text{SO}_4^{2-}$

Tomar 60ml de la solución patrón:

$250 \text{ ppm solución patrón } (60 \text{ ml })/(100 \text{ ml })=$

$150 \text{ ppm de } \text{SO}_4^{2-}$

Tomar 80ml de la solución patrón:

$250 \text{ ppm solución patrón } (80 \text{ ml })/(100 \text{ ml })=$

$50 \text{ ppm de } \text{SO}_4^{2-}$

Tomar 100ml de la solución patrón:

$250 \text{ ppm solución patrón } (100 \text{ ml })/(100 \text{ ml })$

$=250 \text{ ppm de } \text{SO}_4^{2-}$

Tabla. 8 Diluciones para preparación de curva de calibración

Patrón	ml de solución patrón	Concentración en ppm
A	4ml	10
B	20ml	50
C	40ml	100
D	60ml	150
E	80ml	200
F	100ml	250

Fuente: Elaboración propia

Se transfirieron 10 ml de los patrones: A, B, C, D, E, F, a vasos de precipitado de 100 ml. Se adicionó a cada patrón 1ml de solución acondicionadora, y 2ml de SR cloruro de bario y se agitó nuevamente en forma vigorosa.

Leer antes de 5 minutos en espectrofotómetro a 420 nm con celdas de 1 cm de paso óptico.

En función del espectrofotómetro utilizado, crear la curva de calibración con las lecturas de absorbancia.

Lectura espectrofotométrica a 420 nm (u-v)

Tabla 9. Absorbancias de curva de calibración

Patrón	Concentración en ppm	Absorbancia
A	10	0.029
B	50	0.059
C	100	0.128
D	150	0.138
R	200	0.254
F	250	0.467

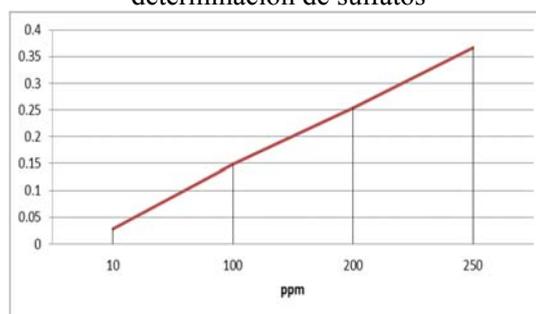
Fuente: Elaboración propia

Lectura de la muestra:

Se tomaron 10 ml de la muestra X\* y se colocó en un vaso de precipitado de 100 ml, se le adicionó 1 ml de la solución acondicionadora y 2 ml de la SR de BaCl<sub>2</sub> al 5%. Leer antes de 5 minutos en espectrofotómetro a 420 nm con celdas de 1 cm de paso óptico.

Se Repite el procedimiento con muestras: Y\*, Z\*, ML1\* y ML2\*

Figura 1. Curva de Calibración para determinación de sulfatos



Fuente: Elaboración propia

## **Análisis microbiológicos**

La realización del análisis microbiano debe llevarse a cabo con el mayor cuidado posible.

Las normas, generalmente establecen la calidad microbiológica en términos de microorganismos "indicadores", éstos se detectan y cuantifican más fácilmente y la presencia en cierto número se considera como una indicación de que la muestra estuvo expuesta a condiciones que pudieron permitir la proliferación de especies patógenas. Éstos son organismos habitualmente asociados al tracto intestinal, es por ello que la presencia de estos microorganismos indica que el agua ha recibido una contaminación de origen intestinal.

El grupo de bacterias coliformes ha sido siempre el principal indicador de calidad de los distintos tipos de agua; el número de coliformes en una muestra se usa como criterio de contaminación y por lo tanto, de calidad sanitaria de la misma.

Los microorganismos coliformes por definición son bacilos Gram negativos, aerobios o anaerobios facultativos, y fermentan la lactosa a 35 °C con la producción de ácido y gas presente en las campanas de fermentación.

El agua para consumo humano debe estar ausente de coliformes tanto totales como fecales, de acuerdo a los parámetros establecidos.

Los agentes patógenos transmitidos por el agua constituyen un problema mundial que demanda un control urgente mediante la implementación de medidas de protección ambiental.

Considerando la información anterior, se procedió a realizar el examen microbiológico.

Se utilizó el método establecido para la determinación de coliformes totales en la \*NOM-112-SSA-1994, ésta Norma Oficial establece el método microbiológico para estimar el número de coliformes presentes por medio del cálculo del número más probable (NMP) después de la incubación a 35 °C de la muestra diluida en un medio líquido.

El método se basa en la inoculación de alícuotas de 1ml de la muestra sin diluirla en una serie quintuple con un medio que contiene lactosa (caldo lactosado).

Se realiza en dos fases, presuntiva y confirmativa. La prueba para coliformes fecales permite diferenciar entre coliformes de origen fecal (intestino de animales de sangre caliente), y los procedentes de otras fuentes.

Los géneros *Enterobacter*, *Klebsiella*, *Citrobacter* y *Escherichia* suelen representar la mayor parte de los microorganismos aislados en aguas naturales suministros de aguas municipales, siendo *Enterobacter* el que se aísla con mayor frecuencia.

Se expresa en NMP de microorganismos existentes: éste número basado en determinadas fórmulas de probabilidad es un cálculo de la densidad media de coliformes en la muestra.

La densidad bacteriana se calcula por medio de la tabla que utiliza el número de tubos positivos en las diluciones múltiples.

Las tablas de NMP se basan en la hipótesis de una distribución de Poisson, (dispersión aleatoria), considerándose estadísticamente válido.

Es preciso estudiar un número suficiente de muestras que permitan alcanzar resultados representativos del lugar en que se ha efectuado la toma.

Las muestras para el análisis microbiológico deben tomarse en frascos muestreadores estériles. Durante el periodo que transcurre del muestreo al análisis, se debe conservar la muestra a 4°C, con objeto de inhibir la actividad bacteriana para no obtener resultados falsos o dudosos.

Se utilizó el siguiente material:

25 tubos para colocar 9ml agua peptonada.

100 tubos de 16x150 para colocar 9 ml de Caldo Lactosado en c/u.

100 tubos de 13x100 para colocar 5 ml de Caldo Verde Brillante Billis.

200 campanas de fermentación (Durham) para colocar en tubos de C.L y en CVBB.

Referente a la preparación de medios, se pesó debidamente cada uno calculando el volumen deseado tomando en cuenta los gramos necesarios para la preparación de 1L.

#### Agua Peptonada (A.P)

Se necesitan 230 ml

Para preparar 1L es necesario 0.087 gr

Por lo tanto  $0.087 \text{ gr de Peptona} \frac{230 \text{ ml}}{1000 \text{ ml}} = 0.02 \text{ gr de Peptona en } 230 \text{ ml de agua.}$

#### Calco Lactosado (C.L)

Se necesitan 920 ml

Para preparar 1L son necesarios 13 gr.

Por lo tanto  $13 \text{ gr de C. L} \frac{920 \text{ ml}}{1000 \text{ ml}} = 11.96 = 12 \text{ gr de C. L. en } 920 \text{ ml de agua.}$

#### Caldo Verde Brillante Billis. (CVBB)

Se necesitan 520 ml

Para Prepara un litro son necesarios 40 gr.

Por lo tanto  $40 \text{ gr CVBB} \frac{520 \text{ ml}}{1000 \text{ ml}} = 20.80 \text{ gr de CVBB en } 520 \text{ ml de agua.}$

Se regularon los medios a su pH óptimo.

Tabla.10 Regulación de medios

Nombre del medio	pH óptimo	pH medido	Se reguló		Gotas	pH final
			SI	No		
Caldo Lactosado	6.9 ±0.2	5-6	X		4	7
Caldo Verde Brillante Bilis	7.2 ± 0.2	7.1		X	-----	7

Fuente: Elaboración propia

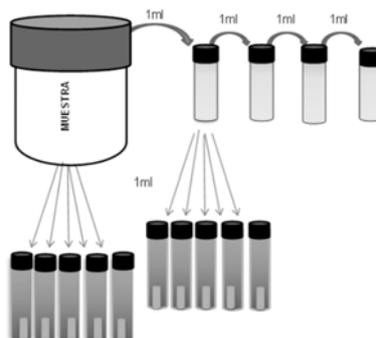
Se procede a realizar la primera etapa del análisis es decir, la prueba presuntiva.

La denominada prueba presuntiva consiste en una metodología de tipo general para cualquier grupo de bacterias, mientras que la prueba confirmativa es específica.

Prueba presuntiva:

1. Colocar cinco series de 5 tubos de caldo lactosado en una gradilla.
2. Etiquetar las series con # de muestra y dilución correspondiente.
3. Agitar vigorosamente la muestra por lo menos 20 veces antes de tomar el volumen de la muestra que se va a inocular, para así homogenizar.
4. Para evitar la contaminación antes y después de la inoculación de la muestra la boca del frasco deberá ser flameada.
5. Tomar 1ml de la muestra y colocar directamente a la primera serie de tubos con caldo lactosado
6. Tomar 1 ml de la muestra y depositarla en el tubo #1 de la serie de 5 tubos de agua peptonada, (el cual corresponde a la primera dilución.)
7. Tomar de éste tubo con micropipeta un volumen de 1ml, pasar al tubo #2 de Agua peptonada, cuidadosamente flameando la punta de la pipeta y la boca del tubo, cerrar cuidadosamente y tapar ambos tubos.
8. Del tubo #1 de Agua Peptonada se toma 1ml y se coloca en cada uno de los 5 tubos de la serie correspondiente que contiene Caldo Lactosado, evitando cualquier contaminación por aire (trabajando cerca del mechero).
9. Realizar la siguiente dilución ahora con tubo #2 de Agua peptonada + muestra.
10. Se repite el procedimiento del 6-8 con cada una de las muestras (4 muestras totales).
11. Incubar los tubos a una temperatura de 35°C durante 24 hrs. (todos los tubos contienen campanas de fermentación con ausencia de burbujas de aire).
12. Después de 24hrs se realizó una primera lectura para observar si hay tubos positivos, es decir, si el medio contiene una producción de gas y turbidez en la campana Durham.
13. En caso de no apreciarse tubos positivos éstos continuaran en incubación por 24hrs más.
14. Después de las 48hrs a partir de la inoculación, realiza la lectura final de los tubos.
15. Si pasados estas 48hrs los tubos no presentas turbidez ni producción de gas, se toman como NEGATIVOS.
16. Si pasados estas 48hrs algunos tubos resultan POSITIVOS, es decir con producción de gas y turbidez, se procede a realizar la prueba confirmativa para coliformes fecales y totales.

**Figura 2. Esquematación de prueba presuntiva**



Como si hubo resultados positivos se procede a realizar prueba confirmativa.

A partir de cada uno de los tubos que hayan resultado positivos en la prueba presuntiva

1. Agitar para homogenizar.
2. Inocular con asa de nicromo tubos contenidos con Caldo Verde Brillante Billis y campana con ausencia de burbuja de aire.
3. Incubar por 48 + 3 hrs a 35 + 0.5°C
4. Leer resultados y observar la presencia de turbidez y gas.
5. Si se observa turbidez y producción de gas considerar tubos como POSITIVOS.
6. Si en ninguno de los tubos se observa producción de gas, aun cuando se observe turbidez se considera NEGATIVO. Entonces se establece código 0,0,0 NMP.

### PRESENTACIÓN DE RESULTADOS Y ANÁLISIS

Los resultados obtenidos para cada una de las pruebas realizadas a las muestras de agua y las comparativas de acuerdo a los análisis descritos anteriormente, se presenta que para la caracterización del color del cuerpo de agua se obtuvo:

Tabla.11 Resultados obtenidos de los tres cuerpos de agua

Agua	Incoloro	Pálido	Claro	Obscuro
Lluvia		X		
Superficial	X	-	-	-
Subterránea		X		

Fuente: elaboración propia

Los resultados anteriores son indicadores de la aceptabilidad por lo tanto el agua superficial muestreada de un escurrimiento pluvial caso ejemplo presenta la mayor aceptabilidad a comparación de los otros cuerpos de agua analizados.

Sabiendo que el agua en su forma pura no presenta olor se obtuvieron las siguientes tipificaciones.

Tabla 12. Tipificación de olor para cada muestra de agua

Agua	Código
Lluvia	E
Superficial	E
Subterránea	D1

Fuente: elaboración propia

Considerando que presentan olor los tres analizados se debe considera que se debe precisamente al área geográfica que rodea cada uno de los cuerpos de agua analizados, por lo tanto deberá ser un factor corregido a lo largo del proceso de potabilización seleccionado.

En tanto referente la conductividad eléctrica presente en cada uno de los cuerpos analizados ser obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 13. Resultados de conductividad eléctrica

Muestra	Conductividad eléctrica
Muestra X	210.0 $\mu$ S/cm
Muestra Y	180.9 $\mu$ S/cm
Muestra Z	875.0 $\mu$ S/cm

Fuente: Elaboración propia

Muestra X: Agua de lluvia

Muestra Y: Agua superficial (escurrimiento pluvial)

Muestra Z: Agua subterránea:

La conductividad es una medida importante de la calidad del agua, ya que indica la cantidad de materia disuelta en la misma por lo tanto el agua proveniente de pozo (aguas subterráneas) de acuerdo al análisis realizado y comparando con valores bibliográficos, es el que presentara de acuerdo a su conductividad mayor cantidad de materia disuelta.

Tabla. 14 Resultado de Alcalinidad para muestra de agua superficial (escurrimiento pluvial)

Casos de ALCALINIDAD	Alcalinidad por:		
	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	CO <sub>3</sub> <sup>=</sup>	OH <sup>-</sup>
<i>F &gt; M</i>	0	2M	F-M
<i>F &lt; M</i>	M-F	2F	0
<i>F = M</i>	0	2M ó 2F	0
<i>F = 0</i>	M	0	0
<i>M = 0</i>	0	0	F

Fuente: Manual de métodos analíticos para la determinación de parámetros fisicoquímicos básicos en aguas (basada en resultados)

Alcalinidad por HCO<sub>3</sub> expresada como CaCO<sub>3</sub>

$$\text{ppm de CaCO}_3 = 0.467 \text{ ml de HCl} \left( \frac{0.0976 \text{ EQ}}{1000 \text{ ml}} \right) \left( \frac{\text{EQ CaCO}_3}{\text{EQ HCl}} \right) \\ \left( + \frac{50 \text{ gr CaCO}_3}{\text{EQ CaCO}_3} \right) \left( \frac{1000 \text{ mg}}{1 \text{ gr}} \right) \left( \frac{1}{0.025 \text{ L}} \right)$$

$$= 91.09 \text{ ppm CaCO}_3$$

Comparación:

Una vez obtenidos los datos se realizó una comparación entre nuestra muestra de interés, es decir, el agua del arroyo con el agua del sistema potable de abastecimiento de la ciudad de Gdj. utilizando el mismo método de análisis. En ésta comparación el caso seleccionado en la tabla 15 fue **F < M**

Tabla. 15 Resultado de Alcalinidad para muestra de agua potable

Casos de ALCALINIDAD	Alcalinidad por:		
	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	CO <sub>3</sub> <sup>=</sup>	OH <sup>-</sup>
<i>F &gt; M</i>	0	2M	F-M
<i>F &lt; M</i>	M-F	2F	0
<i>F = M</i>	0	2M ó 2F	0
<i>F = 0</i>	M	0	0
<i>M = 0</i>	0	0	F

Fuente: Manual de métodos analíticos para la determinación de parámetros fisicoquímicos básicos en aguas (basada en resultados)

El cual representa que la alcalinidad presente en la muestra de agua del sistema de abastecimiento de Guadalajara, Jalisco está conformada tanto de Carbonatos ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) como por Bicarbonatos ( $\text{HCO}_3^-$ )

Se utilizan los datos de la segunda y tercera titulación por ser iguales y se desprecia la primera titulación ya que representa un error significativo de .2ml en los resultados.

Alcalinidad por  $\text{HCO}_3^-$  expresados como  $\text{CaCO}_3$ :

M-F ( 2.7ml – 0.4ml) = 2.3ml de ácido gastado.

$$\text{ppm de CaCO}_3 = 2.3 \text{ ml de HCl} \left( \frac{0.0976 \text{ EQ}}{1000 \text{ ml}} \right) \left( \frac{\text{EQ CaCO}_3}{\text{EQ HCl}} \right) \\ \left( + \frac{50 \text{ gr CaCO}_3}{\text{EQ CaCO}_3} \right) \left( \frac{1000 \text{ mg}}{1 \text{ gr}} \right) \left( \frac{1}{0.025 \text{ L}} \right)$$

= 448.96 ppm de  $\text{CaCO}_3$

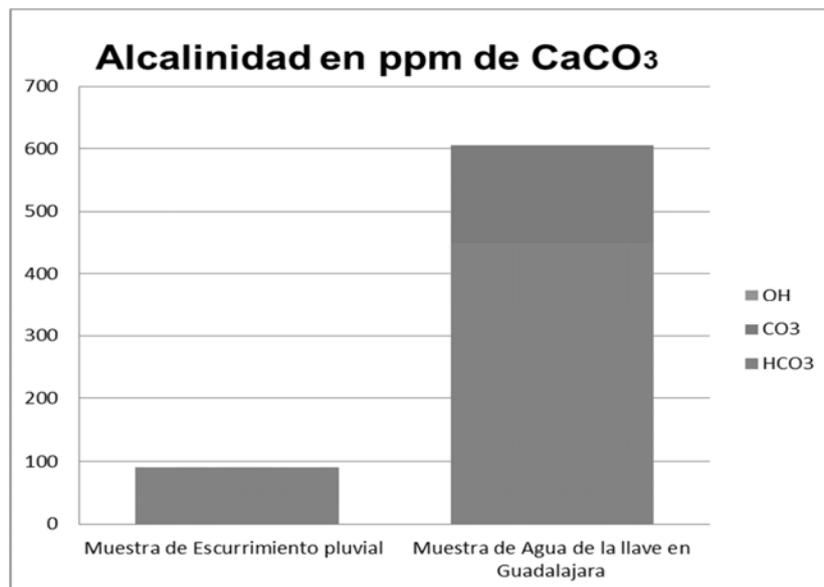
Alcalinidad por  $\text{CO}_3^{2-}$  expresada en  $\text{CaCO}_3$

2F = 2(0.4ml) = 0.8ml de ácido gastado

$$\text{ppm de CaCO}_3 = 0.8 \text{ ml de HCl} \left( \frac{0.0976 \text{ EQ}}{1000 \text{ ml}} \right) \left( \frac{\text{EQ CaCO}_3}{\text{EQ HCl}} \right) \\ \left( \frac{50 \text{ gr CaCO}_3}{\text{EQ CaCO}_3} \right) \left( \frac{1000 \text{ mg}}{1 \text{ gr}} \right) \left( \frac{1}{0.025 \text{ L}} \right)$$

= 156.16 ppm de  $\text{CaCO}_3$

Figura 3. Gráfico comparativo de alcalinidad en cuerpos de agua.



Fuente: elaboración propia basada en los resultados

La alcalinidad de muchas aguas de superficie depende primordialmente de su contenido en Carbonatos ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) Bicarbonatos ( $\text{HCO}_3^-$ ) e Hidróxidos ( $\text{OH}^-$ ) que se pueden encontrar solos o asociados con los cationes  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{+2}$  y  $\text{Mg}^{+2}$  por lo que suele tomarse como una indicación del contenido de estos componentes. Aguas que resulten con una alcalinidad alta, presentaran una resistencia a los procesos de coagulación y floculación en el proceso de tratamiento ya que alta presencia de estos iones tendrán una resistencia a los químicos agregados en los pasos mencionados anteriormente durante el proceso de potabilización.

En éste caso el agua evaluada del caso ejemplo procedente a un escurrimiento pluvial presenta una alcalinidad mínima comparada con agua normalmente presente el sistema de abastecimiento público, lo cual indica que no presentará una resistencia a los químicos agregados para éste paso.

En el caso de determinación de sulfatos presentes en los cuerpos de agua los resultados fueron los siguientes.

Lectura de la muestra:

Se tomaron 10 ml de la muestra X\* y se colocó en un vaso de precipitado de 100 ml, se le adicionó 1 ml de la solución acondicionadora y 2 ml de la SR de BaCl<sub>2</sub> al 5%.

Leer antes de 5 minutos en espectrofotómetro a 420 nm con celdas de 1 cm de paso óptico.

Se Repite el procedimiento con muestras: Y\*, Z\*, ML1\* y ML2\*

\*Muestra X = Agua de lluvia

\*Muestra Y= Agua superficial (escurrimiento pluvial)

\*Muestra Z= Agua subterránea

Tabla 16. Resultados de sulfatos en muestras de agua.

Muestra	Absorbancia a 420 nm
X	0.237
Y	0.034
Z	0.129

Fuente: Elaboración propia basada en resultados

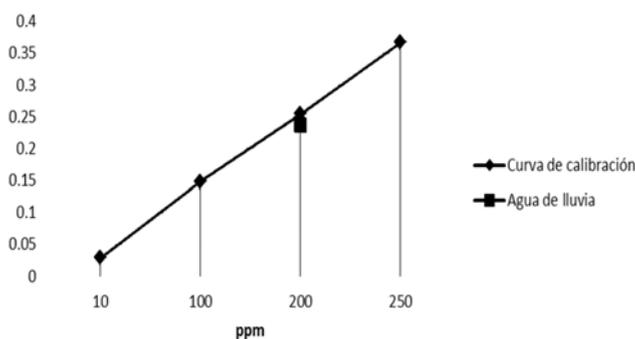
El sulfato (SO<sub>4</sub>) se encuentra en casi todas las aguas naturales. La mayor parte de los compuestos sulfatados se originan a partir de la oxidación de las menas de sulfato, la presencia de esquistos, y la existencia de residuos industriales. El sulfato es uno de los principales constituyentes disueltos de la lluvia.

El nivel máximo de sulfato sugerido por la organización Mundial de la Salud (OMS) en las Directrices para la Calidad del Agua Potable sugiriendo un máximo de 250 mg/l de sulfato en el agua destinada al consumo humano.

Algunos de los problemas ocasionados por aguas con concentraciones altas de sulfatos son: si el sulfato en el agua supera los 250 mg/l, un sabor amargo o medicinal puede hacer que sea desagradable beber esa agua.

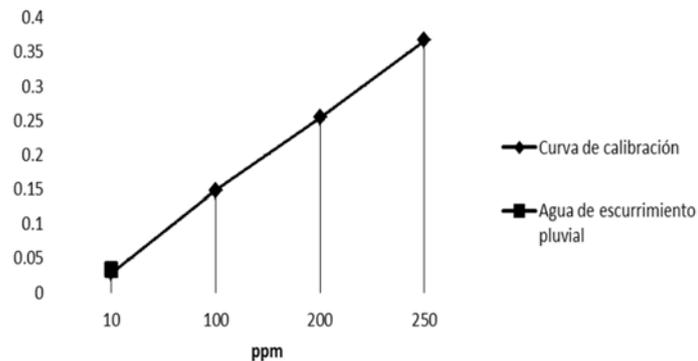
Los altos niveles de sulfato pueden también corroer tuberías, particularmente las de cobre. En áreas con altos niveles de sulfato, normalmente se utilizan materiales más resistentes a la corrosión para las tuberías, tales como tubos de plástico. Y de igualo manera el proceso para la eliminación de sulfatos constituye un costo elevado en el proceso de tratamiento por lo tanto se prefiere aguas con contenido bajo de éste ion para que represente una opción sustentable. En nuestro estudio el agua de lluvia obtuvo un valor alto a comparación de las otras fuentes de agua analizadas, lo cual indica que puede el que con mayor facilidad pueda ocasionar los problemas anteriormente mencionados.

Tabla. 17 Cantidad de sulfatos presente en muestra de agua de lluvia



En comparación con los resultados obtenidos en otra agua analizada, de acuerdo a estos resultados la prueba nos brinda la suficiente información para confirmar que la presencia de sulfatos en las muestras de agua tomadas escurrimiento pluvial contiene cantidades por debajo del límite permitido, es decir, contienen menos de 250 ppm de  $(SO_4)_2^-$ . Cabe mencionar que la presencia de sulfatos en estas muestras es mínima ya que se encuentran entre las 10 a 50 ppm de  $(SO_4)_2^-$

Tabla. 18 Cantidad de sulfatos presente en muestra de agua de escurrimiento pluvial



Fuente: Elaboración propia

Considerándose agua favorable para el uso que se le quiere dar, ya que no se consideran cantidades que puedan afectar su calidad o cantidades que necesiten ser removidas.

El análisis microbiológico constituye un factor importante en los cuerpos de agua. Los resultados obtenidos para el análisis de calidad en escurrimiento pluvial (el cual es el único análisis microbiológico realizado hasta ahora)

Posición	DILUCIONES					Clave	
	1	2	3	4	5		
1	+	-	-	-	-	1 1 0	= 2
2	+	-	-	-	-	1 0 1	= 1
3	+	+	-	-	-	1 0 0	= 1
4	+	-	-	-	-		
5	+	-	-	-	-		

=9NMP/100ml

Fuente: Elaboración propia

Posición	DILUCIONES				
	1	2	3	4	5
1	+	-	-	-	-
2	+	-	-	-	-
3	+	-	-	-	-
4	+	-	-	-	-
5	+	-	-	-	-

Clave			
1	0	0	= 1
1	0	0	= 1
1	0	0	= 1

= 6 NMP/100ml

Fuente: Elaboración propia

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se buscaron procesos los cuales puedan producir agua limpia así como su tratamiento con el menor costo posible. El objetivo principal fue diseñar un proceso el cual pudiera representar una fuente de abastecimiento de agua sostenible

La cantidad y el tipo de impurezas en las precipitaciones varían con la localidad y época del año. La complejidad y el costo del tratamiento se incrementa al mismo tiempo que la calidad del agua de deteriora.

El agua proveniente de arroyos está expuesta a la incorporación de materiales, y microorganismos requiriendo un proceso de potabilización basado en las características pre-potables.

Se deben aplicar los tratamientos específicos de acuerdo a los resultados de las pruebas, cuando los contaminantes biológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua, excedan los límites permisibles.

La potabilización del agua procedente de una fuente en particular, debe estar fundamentada en estudios de calidad y pruebas de tratabilidad para asegurar su efectividad.

El agua para consumo humano debe estar ausente de coliformes tanto totales como fecales, de acuerdo a los parámetros establecidos. Los microorganismo coliformes son indicadores de calidad sanitaria, el número de coliformes en una muestra se usa como criterio de contaminación. La presencia de éstos indica que el agua debe ser tratada para asegurar su calidad.

Se proponen distintos métodos para combatir la presencia de bacterias, helmintos y protozoarios como:

**Desinfección con Cloro:** Es el elemento más importante para la desinfección del agua, la aceptación del cloro es debido a 4 factores: Por su capacidad de oxidar sustancias inorgánicas (Hierro, Manganeseo, Nitritos, etc.) que causan corrosión y deterioro en las líneas de trasmisión del agua, la acción del cloro como bactericida, la capacidad de mejorar los procesos de coagulación y floculación favoreciendo la formación de flóculos, su uso es de bajo costo, es seguro y el equipo requerido para su dosificación no es sofisticado ni complejo.

Tabla.19 Resultados obtenidos del cuerpo de agua correspondiente a escurrimiento pluvial.

CARACTERÍSTICA	LIMITE MÁXIMO PERMISIBLE	RESULTADO OBTENIDO	TRATAMIENTO RECOMENDADO
<b>Organismos coliformes totales</b>	2 NMP/100 ml	Muestra 1 = 12NMP/100ml	Desinfección con: Cloro Yodo Ozono Luz Ultra violeta Coagulación-sedimentación Filtración.
		Muestra 3 = 9NMP/100ml	
		Muestra 6 = 9NMP /100 ml	
		Muestra 7 = 6 NMP/100ml	
<b>Organismos coliformes fecales</b>	No detectable  NMP/100 ml Cero UFC/100 ml	No detectable	Desinfección con: Cloro Yodo Ozono Luz Ultra violeta Coagulación-sedimentación Filtración
<b>Color, olor sabor</b>	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores,	Aceptable de acuerdo a tablas de clasificación.	Oxidación Floculación Sedimentación Filtración Absorción en carbón activado.
<b>Turbiedad</b>	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.		Filtración Floculación - Coagulación
<b>Dureza total (como CaCO<sub>3</sub>)</b>	500,00 ppm	101.1388 ppm de CaCO <sub>3</sub>	Ablandamiento químico o intercambio iónico
<b>pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH</b>	6,5-8,5		Neutralización
<b>Cloruros (como Cl<sup>-</sup>)</b>	250.00 ppm	3.3%	Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación
<b>Sulfatos (como SO<sub>4</sub><sup>=</sup>)</b>	400.00 ppm	<250	Sulfatos. Intercambio iónico u ósmosis inversa

Fuente: elaboración propia

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las variaciones en los resultados obtenidos están condicionadas por las precipitaciones, el caudal del cuerpo superficial, los usos del suelo y sus modificaciones en zonas cercanas y los focos de contaminación presentes. Cada agua se caracteriza con propiedades que la postulan como conveniente para su tratamiento con fines de abastecimiento público sustentable. Realizando un minucioso análisis de calidad y comparación atractiva entre tres distintas fuentes de agua para abastecimiento y considerando que es necesario conocer las características del agua pre-potable, para poder determinar si tal agua es susceptible de someterla al proceso de tratamiento para hacerla apta

para el consumo humano se determina que el agua que presenta las mejores características para ser tratada por sus propiedades pres potables es el agua de superficie correspondiente a un escurrimiento pluvial caso ejemplo.

Se buscaron procesos los cuales puedan producir agua limpia así como su tratamiento con el menor costo posible para que éste pueda representar una fuente de abastecimiento de agua sostenible y una nueva alternativa a las convencionales.

Se debe considerar que dependiendo del cuerpo de agua que se desee aprovechar, la cantidad y el tipo de impurezas variarán con la localidad y época del año, dependiendo de ello las características físicas, químicas y biológicas que tendrá el agua y por lo tanto los tratamientos requeridos para su potabilización serán basados en los resultados que se obtengan a partir de un minucioso análisis de calidad.

Se puede aplicar el tratamiento de Coagulación-Floculación-Sedimentación-Filtración en aguas que contengan fuera de límites máximos permisibles las características de: Color, Olor, Sabor, Turbiedad, Arsénico, Mercurio, Nitritos y Nitratos, Nitrógeno Amoniacal y Sólidos Disueltos Totales.

El tratamiento de Adsorción en Carbón Activado se emplea en aquellos casos en el que se encuentren fuera de especificación los parámetros de: Fenoles (también podría ser por Oxidación), Materia Orgánica, Mercurio, Plaguicidas, Sustancias Activas al Azul de Metileno, y Trihalometanos (éstos pueden ser tratados también por un proceso llamado Aireación).

La Oxidación (con ozono) es un proceso que puede emplearse cuando el Color, Olor, Sabor, Turbiedad, la cantidad de Fenoles y de Trihalometanos se encuentren fuera de los límites establecidos.

El intercambio iónico es un proceso de potabilización muy utilizado ya que una gran cantidad de compuestos presentes en el agua pueden ser removidos por éste método tales como: Arsénico, Aluminio, Bario, Cadmio, Cianuro, Cobre, Cromo Total, Plomo, Cloruros, Dureza, Fierro, Manganeso, Sodio, Sólidos Disueltos Totales, Sulfatos y Zinc.

Ósmosis inversa se utiliza para aguas que contengan: Arsénico, Aluminio, Bario, Cadmio, Cianuro, Cobre, Cromo Total, Plomo, Cloruros, Fierro, Manganeso, Fluoruros, Mercurio y Sulfatos cuando se encuentren fuera de cantidades permitidas.

Para tratar aguas donde la cantidad de Zinc y de Cloruros presentes exceda los límites establecidos se emplea un proceso de Destilación.

Para aguas consideradas Duras (Dureza) se emplea como proceso de potabilización un Ablandamiento Químico.

La Oxidación Filtración es una opción cuando las cantidades presentes de Fierro, Manganeso y Materia Orgánica se encuentran elevadas.

En el caso de que el agua presente un excedente de Fluoruros se emplea un método llamado Coagulación Química.

Para el tratamiento de la acidez o basicidad del agua (pH) se debe aplicar un proceso de Neutralización para regular el pH del agua.

Cuando la presencia de Nitrógeno Amoniacal está fuera de límites, se emplea un proceso de Desgasificación u Desorción en Columna, para eliminarlo.

## REFERENCIAS

APHA-AWWA-WEF (2005) Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 21th Edition. New York, 2-27 a 2-29, método 2320

Calvache, M.L., Martín-Rosales, W., López-Chicano, M., Rubio, J.C., González-Ramón, A., Duque, C. y Cerón, J.C. (2006). En: El agua subterránea en los países mediterráneos. Guía de las excursiones. AquainMed-06, 285 p.

SECRETARÍA DE SALUD, 2000. Modificación a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994. Diario Oficial de la Federación, 22-11-00. México. Primera sección, pp. 73-79.

CLESCERI, L. S. GREENBERG, A. E. y A. D. PATO. 1998d. Standard methods for examination of water and wastewater. Part 5000.

## Capítulo 2. Estudio experimental de la difusión del cloro por la mezcla de flujos en cruces de tuberías de redes de agua potable

*Óscar Arturo Fuentes Mariles<sup>1</sup>, Rojacques Mompremier<sup>2</sup>, Martín Rubén Jiménez Magaña<sup>3</sup>, Faustino De Luna Cruz<sup>4</sup>*

<sup>1</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) OFuentesM@iingen.unam.mx

<sup>2</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) RMompremier@iingen.unam.mx

<sup>3</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) mrjm.unam.mx@hotmail.com

<sup>4</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) FLunaC@iingen.unam.mx

---

**RESUMEN.** En este artículo se realiza una investigación sobre el fenómeno de mezcla de flujos provenientes de fuentes diferentes en cruces de tuberías dentro de una red de distribución de agua potable. Según la teoría de mezcla, dos flujos con concentraciones de cloro diferentes se mezclan homogéneamente al coincidir en un cruce o nudo de una red de tuberías para el transporte de agua potable. Para llevar a cabo este estudio, se construyó un dispositivo físico en el Laboratorio de Hidráulica y Ambiental del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM), donde se realizaron varias pruebas, variando los caudales y las concentraciones de cloro en las entradas de los cruces. Los resultados mostraron que la suposición general, que afirma que ocurre una mezcla completa en todos los casos, no es correcta.

**ABSTRACT.** This paper investigates the mixing phenomena in cross junctions in a Water Distribution System. Mixing theory frequently assumes that mixing at pipe junctions is complete and instantaneous. For carrying out this study, an experimental setup was built in the Hydraulic and Environmental Laboratory of the Engineering Institute of the National Autonomous University of Mexico where a series of experiments with varying inflows and chlorine concentrations were carried out. Experimental results from this study showed that mixing is not complete in most of the cases.

---

Palabras clave: Cruces de tuberías, mezcla, sistema de distribución de agua potable, cloro residual

Keywords: Cross-junction, mixing, water distribution systems, chlorine residual

## INTRODUCCIÓN

La misión principal de un sistema de abastecimiento de agua potable es la entrega del agua requerida por los usuarios con una presión suficiente y una calidad adecuada, en cualquier momento del día.

Un aspecto importante a destacar sobre los estudios realizados por la Agencia de Protección del Medio Ambiente (Environmental Protection Agency, EPA 1999), se refiere al cloro ya que esta sustancia tiene una alta capacidad para la desinfección del agua para la desactivación de la mayoría de los microorganismos, con un precio relativamente bajo.

El cloro es utilizado como un agente en la desinfección del agua, una concentración menor a la establecida en las Normas de Salud podría causar la aparición de patógenos que deterioran la calidad del agua potable.

En diversos estudios sobre el cloro en los sistemas de distribución de agua, se ha observado que disminuye la calidad del agua dentro de una red de agua potable. En la literatura técnica sobre el tema, se explica que existen varios aspectos que contribuyen a este decaimiento, como:

- La trayectoria del flujo y el tiempo de residencia en el agua
- Formación de bio-película
- El régimen del flujo y
- Reacción con las paredes de la tubería

Conocer la difusión del cloro en una red de agua potable a partir de verificaciones físicas es fundamental, pero los modelos matemáticos para la calidad del agua constituyen una importante herramienta, entregando información anticipada de las condiciones de la calidad del agua en una red, ya que permiten estimar la concentración de cloro en distintos puntos de la red a distintas horas del día. Uno de los modelos más utilizados en el mundo sobre redes de agua potable es EPANET. Esta herramienta no solamente permite obtener una buena estimación de los caudales, la carga de presión en los nudos, las pérdidas de carga dentro de un sistema de agua potable, también permite calcular la calidad del agua a lo largo de la red de distribución. Sin embargo, en cuanto a la mezcla de los flujos en cruces, el modelo siempre considera una mezcla completa e instantánea, lo que no siempre sucede en la realidad.

Respecto a este punto, Fuentes et al. (1998, 2000), en estudios realizados en el Instituto de Ingeniería UNAM, han puesto especial atención en la mezcla de sustancias en cruces de tuberías. De acuerdo con los resultados obtenidos en este estudio, puede decirse que la concentración de una sustancia en un nudo no siempre se realiza de manera homogénea.

A su vez, Cruickshank et al. (2004), publicaron un artículo en el cual se describe el fenómeno de mezcla en cruces de tuberías. Los resultados indicaron que cuando dos flujos de concentraciones diferentes entran a un cruce de tuberías se mezclan en forma parcial.

Por su parte, Romero-Gómez et al. (2008) llevaron a cabo investigaciones sobre el mismo fenómeno, y corroboraron los resultados de una cantidad de trabajos previos en este campo.

Mompremier (2010) experimentó con la mezcla de flujos en cruces de tuberías. Para estudiar este fenómeno, se construyó un dispositivo físico en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se llevaron a cabo una serie de experimentos con diferentes escenarios, variando caudales de entrada al cruce, concentraciones de cloro en cada una de las entradas, diámetros y configuración de los cruces. Sobre la cuestión de mezcla en cruces de tuberías, este estudio mostró

que cuando dos flujos volumétricos de concentración diferente entran a un cruce, no siempre ocurre una mezcla completa. Se desarrollaron ecuaciones para calcular la concentración del cloro en salida de los cruces de tuberías.

## MATERIALES Y MÉTODOS

### Diseño y construcción del dispositivo físico

En una red de distribución de agua potable, existen varios tipos de configuraciones de cruces de tuberías. Estas configuraciones se listan a continuación:

- Una entrada y dos salidas; dos entradas y una salida ( caso de una tee, Fig. 1A);
- Dos entradas y dos salidas. Depende de la dirección de los flujos, esta configuración se puede dividir en dos grupos: dos entradas a  $90^\circ$  (Fig. 1B) y dos entradas a  $180^\circ$  (Fig. 1C);
- Una entrada y tres salidas o tres entradas y una salida (Fig. 1D).

Se construyó un dispositivo físico en uno de los Laboratorios de la Coordinación Hidráulica e Ambiental del II-UNAM (Fig. 1) con el fin de representar las configuraciones descritas anteriormente.

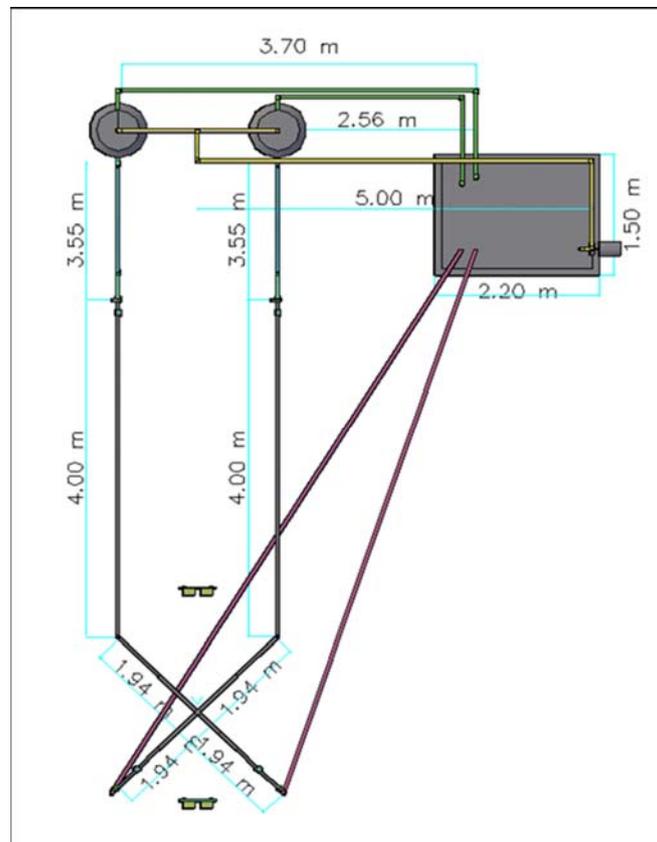
Figura 1. Dispositivo físico construido en el Laboratorio Hidráulico del IIUNAM



## DISPOSITIVO FÍSICO

El dispositivo físico está compuesto de cruces construidos con tuberías de policloruro de vinilo PVC con cinco diámetros diferentes: 13 mm, 19 mm, 25 mm, 32 mm y 38 mm. Un cárcamo de 2.12 m<sup>3</sup> de capacidad, dos tanques de almacenamiento que cuentan con una línea común de llegada, tuberías independientes a la salida y una tubería para las excedencias, con capacidad de 420 litros cada uno con el fin abastecer el dispositivo durante las pruebas. Finalmente para realizar los diferentes montajes y ensambles, así como la conexión de válvulas, fue necesario contar con accesorios de acople rápido en el mismo material de la tubería. Los accesorios adquiridos fueron: “Tees”, codos, adaptadores macho y hembra, reducciones y coples. Detalles y dimensiones del dispositivo se presentan en la Figura 2.

Figura 2. Detalles del dispositivo físico construido



## MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN

Para obtener resultados confiables fue necesario instrumentar el dispositivo físico. Se utilizaron cuatro medidores de flujo ubicados en las entradas y salidas de los cruces de tuberías. Los equipos miden e indican el caudal instantáneo. Se seleccionaron instrumentos adecuados para medir bajos

caudales. También se contó con cuatro medidores de cloro en línea, (Cl2 controller, CL 7635), un equipo diseñado especialmente para medir varios parámetros según la necesidad del usuario, como por ejemplo: el cloro residual, cloro libre, el dióxido de cloro, ozono disuelto, la temperatura, la turbiedad y el pH. Por cada parámetro mencionado se requiere un sensor diferente. El parámetro que se toma en cuenta en este trabajo es el cloro libre. Finalmente se utilizó una bomba dosificadora con el fin de controlar la concentración de cloro en los tanques de almacenamiento.

## DESCRIPCIÓN DE LOS ESCENARIOS

Para estudiar la mezcla de flujos en cruces de tuberías, se establecieron siete escenarios, que muestran en la Tabla 1.

Tabla 1- Descripción de los escenarios

Escenario	Configuración de los cruces		Flujos de entrada	Concentraciones
	Entradas	Salidas		
A	2	2	$Q_{e1} = Q_{e2}$	$C_{e1} = C_{e2}$
B	2	2	$Q_{e1} \neq Q_{e2}$	$C_{e1} = C_{e2}$
C	2	1 (tee)	$Q_{e1} \neq Q_{e2}$	$C_{e1} \neq C_{e2}$
D	3	1	$Q_{e1} \neq Q_{e2} \neq Q_{e3}$	$C_{e1} \neq C_{e2} \neq C_{e3}$
E	2	2	$Q_{e1} > Q_{e2}$	$C_{e1} > C_{e2}$
F	2	2	$Q_{e1} > Q_{e2}$	$C_{e1} < C_{e2}$
G	2 a 180°	2	$Q_{e1} > Q_{e2}$	$C_{e1} > C_{e2}$

Tabla 2- Gastos y concentraciones de entrada en las pruebas

Escenarios	Gastos [L/s]	Cloro libre [mg/L]
A & B	0.16 - 0.90	0.29 - 0.85
C & D	0.17 - 0.42	1.25 - 1.75
E	0.09 - 0.90	0.13 - 1.80
F	0.10 - 0.90	0.06 - 1.65
G	0.14 - 0.24	0.59 - 1.68

Como se observa en la Tabla 1, para el escenario A los gastos de entrada son iguales mientras que en los demás escenarios los gastos de entrada son diferentes. En cuanto a las concentraciones de entrada, en los escenarios A y B las concentraciones de entrada son iguales, mientras en los escenarios C, D, E, F y G las concentraciones de entrada son diferentes. En el escenario E, el gasto de entrada 1 es mayor al gasto de entrada 2. En cuanto a las concentraciones, la entrada 1 tiene una mayor concentración. En el escenario F, el gasto de entrada 1 es mayor al gasto de entrada 2, sin embargo, la concentración de entrada 1 es menor a la de entrada 2. El escenario G es un caso especial en el cual los flujos entran al cruce a 180°. Se realizaron varias pruebas para cada escenario. La Tabla 2 muestra la magnitud de los gastos así como las concentraciones en cada uno de ellos.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Se realizaron varias pruebas con una duración entre 5 y 10 minutos durante los cuales se midieron la concentración del cloro libre y los gastos en las entradas y salidas de los cruces. Posteriormente se calculó la masa en las entradas y salidas de los cruces con el fin de verificar la ecuación de continuidad. Los datos (concentraciones del cloro libre) fueron registrados utilizando un datalogger en cada equipo. Una vez terminada la prueba se genera la representación gráfica de los valores instantáneos de los sensores del equipo de medición de cloro. Se presentan a continuación los resultados obtenidos durante las pruebas. En la Tabla 3 se pueden observar los resultados correspondientes a los escenarios A y B. Los resultados del escenario C se presentan en la Tabla 4. Los resultados del escenario D no se presentan ya que son similares a los del escenario C. Finalmente en las Tablas 5, 6 y 7 se pueden ver los resultados de los escenarios E, F y G respectivamente.

Tabla 3. Resultados obtenidos en los escenarios A y B

Escenario	Pruebas	Q <sub>e1</sub> L/s]	Q <sub>e2</sub> L/s]	Q <sub>s1</sub> L/s]	Q <sub>s2</sub> L/s]	C <sub>e1</sub> mg/L	C <sub>e2</sub> mg/L	C <sub>s1</sub> mg/L	C <sub>s2</sub> mg/L	M <sub>e</sub> mg/s	M <sub>s</sub> mg/s
A	1	0.17	0.17	0.16	0.18	0.40	0.40	0.40	0.40	0.136	0.136
	2	0.18	0.18	0.17	0.19	0.33	0.33	0.33	0.33	0.119	0.119
	3	0.22	0.22	0.21	0.23	0.45	0.45	0.45	0.45	0.198	0.198
	4	0.25	0.25	0.24	0.26	0.40	0.40	0.40	0.40	0.200	0.200
B	1	0.32	0.17	0.18	0.31	0.35	0.35	0.35	0.35	0.172	0.172
	2	0.34	0.21	0.26	0.29	0.60	0.60	0.60	0.60	0.330	0.330
	3	0.34	0.20	0.22	0.32	0.29	0.29	0.29	0.29	0.157	0.157
	4	0.36	0.22	0.27	0.31	0.30	0.30	0.30	0.30	0.174	0.174
	5	0.38	0.16	0.24	0.29	0.45	0.45	0.45	0.45	0.243	0.239
	6	0.38	0.16	0.24	0.29	0.85	0.85	0.85	0.85	0.459	0.451
	7	0.45	0.24	0.34	0.34	0.33	0.33	0.33	0.33	0.228	0.224
	8	0.90	0.48	0.70	0.68	0.33	0.33	0.33	0.33	0.455	0.455

Tabla 4. Resultados obtenidos en el escenario C

Pruebas	Q <sub>e1</sub> [L/s]	Q <sub>e2</sub> [L/s]	Q <sub>s1</sub> [L/s]	C <sub>e1</sub> [mg/L]	C <sub>e2</sub> [mg/L]	C <sub>s1</sub> [mg/L]	M <sub>e</sub> [mg/s]	M <sub>s</sub> [mg/s]	Promedio C <sub>e1</sub> ,C <sub>e2</sub> [mg/L]
1	0.220	0.400	0.610	1.26	1.08	1.17	0.7092	0.7107	1.17
2	0.110	0.200	0.300	1.60	0.96	1.28	0.3700	0.3840	1.28
3	0.150	0.200	0.350	0.96	1.36	1.16	0.4160	0.4060	1.16
4	0.180	0.300	0.480	1.00	1.80	1.40	0.7200	0.6720	1.40
5	0.360	0.600	0.950	0.90	1.30	1.15	1.1040	1.0925	1.10
6	0.240	0.170	0.410	1.60	1.24	1.42	0.5965	0.5863	1.42

Tabla 5. Resultados obtenidos en el escenario E

Pruebas	Q <sub>e1</sub> L/s	Q <sub>e2</sub> L/s	Q <sub>s1</sub> L/s	Q <sub>s2</sub> L/s	C <sub>e1</sub> mg/L	C <sub>e2</sub> mg/L	C <sub>s1</sub> mg/L	C <sub>s2</sub> mg/L	M <sub>e</sub> mg/s	M <sub>s</sub> mg/s
1	0.180	0.090	0.140	0.125	1.75	0.70	1.24	1.63	0.378	0.377
2	0.194	0.120	0.150	0.160	1.65	0.70	1.06	1.53	0.404	0.404
3	0.210	0.105	0.156	0.150	1.75	0.75	1.27	1.63	0.446	0.443
4	0.250	0.160	0.260	0.140	1.25	0.87	1.10	1.17	0.452	0.450
5	0.350	0.180	0.300	0.220	1.80	1.42	1.65	1.75	0.886	0.880
6	0.360	0.180	0.290	0.250	1.65	0.80	1.16	1.53	0.738	0.719
7	0.380	0.230	0.310	0.300	0.19	0.13	0.16	0.17	0.102	0.101
8	0.400	0.240	0.310	0.325	1.25	0.85	1.00	1.16	0.704	0.687
9	0.430	0.210	0.330	0.300	1.75	0.75	1.25	1.63	0.910	0.902

Tabla 6. Resultados obtenidos en el escenario F

Pruebas	Q <sub>e1</sub> L/s	Q <sub>e2</sub> L/s	Q <sub>s1</sub> L/s	Q <sub>s2</sub> L/s	C <sub>e1</sub> mg/L	C <sub>e2</sub> mg/L	C <sub>s1</sub> mg/L	C <sub>s2</sub> mg/L	M <sub>e</sub> mg/s	M <sub>s</sub> mg/s
1	0.200	0.170	0.170	0.200	0.64	1.90	1.62	0.74	0.451	0.423
2	0.250	0.150	0.170	0.230	0.60	1.00	0.78	0.73	0.300	0.300
3	0.320	0.170	0.180	0.310	0.61	1.25	1.00	0.73	0.408	0.406
4	0.340	0.200	0.220	0.320	0.90	1.35	1.08	1.04	0.576	0.570
5	0.340	0.210	0.260	0.290	0.06	0.50	0.40	0.07	0.125	0.124
6	0.360	0.220	0.270	0.310	0.15	0.51	0.41	0.18	0.166	0.166
7	0.380	0.200	0.250	0.310	0.21	0.81	0.65	0.21	0.242	0.227
8	0.400	0.300	0.350	0.340	0.71	1.39	1.15	0.87	0.701	0.701
9	0.450	0.240	0.340	0.340	0.50	1.40	1.12	0.52	0.561	0.558
10	0.680	0.400	0.440	0.640	0.30	0.70	0.58	0.36	0.484	0.484
11	0.900	0.480	0.700	0.680	0.90	1.65	1.32	0.99	1.602	1.597

Tabla 7. Resultados obtenidos en el escenario G

Pruebas	Q <sub>e1</sub> L/s	Q <sub>e2</sub> L/s	Q <sub>s1</sub> L/s	Q <sub>s2</sub> L/s	C <sub>e1</sub> mg/L	C <sub>e2</sub> mg/L	C <sub>s1</sub> mg/L	C <sub>s2</sub> mg/L	M <sub>e</sub> mg/s	M <sub>s</sub> mg/s
1	0.14	0.24	0.25	0.13	1.47	0.59	0.88	0.88	0.347	0.334
2	0.13	0.23	0.24	0.12	1.67	0.59	0.97	0.97	0.353	0.349
3	0.14	0.22	0.24	0.12	1.37	0.61	0.82	0.84	0.326	0.298

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los escenarios A y B son los más sencillos de esta investigación. Como se pudo observar en la Tabla 3 (escenario A) dos flujos con gastos iguales entran al cruce con la misma concentración de cloro. Después de medir la concentración en ambas salidas se observó que la concentración en las entradas fue igual a la concentración en las salidas. En el caso del escenario B se observó que los dos flujos con la misma concentración de cloro y de magnitudes diferentes entraron al cruce, sin embargo, salieron con la misma concentración. Estos resultados fueron esperados porque cuando dos flujos con la misma concentración entran a un cruce, independientemente de la magnitud de los gastos, siempre salen con la misma concentración, Mompremier (2015).

Los resultados del escenario C se presentan en la Tabla 4, en estas pruebas los flujos llegan al cruce con gastos diferentes y concentración de cloro diferente. Se observó que los dos flujos se mezclaron antes de salir. Es importante mencionar que cuando se trata de una tee, la mezcla es inevitable ya que hay una sola salida. En este caso, la concentración en la salida fue igual al promedio de la suma de la concentración de las dos entradas. Lo mismo sucedió en el cruce con tres entradas y una salida.

Los escenarios E y F son los casos más comunes en la realidad. En el escenario E, los gastos en la entrada 1 fueron mayores que los gastos en la entrada 2. El flujo de mayor magnitud llevó una concentración mayor de cloro. Después de medir la concentración del cloro en ambas salidas se observó una diferencia. En otros términos, los flujos se mezclaron antes de salir del cruce, sin embargo, la mezcla no es completa, como lo menciona la teoría de mezcla en cruces de tuberías.

Figura 3. Mezcla incompleta en cruces de tuberías



Con el propósito de visualizar físicamente el fenómeno de la mezcla, se construyeron cruces en material transparente y se utilizó un trazador (colorante artificial para alimentos, rojo grosella) en la entrada 1 y agua limpia en la entrada 2. Se utilizaron los mismos gastos de la Tabla 5. Como se puede observar en la Figura 3, cada flujo al entrar al cruce se dirigió hacia la salida opuesta a su entrada:  $Q_{e1}$  hacia  $Q_{s1}$  y  $Q_{e2}$  hacia  $Q_{s2}$ . Cuando los flujos tienen la misma magnitud, se observó que es

prácticamente imposible que se crucen para salir en las salidas opuestas al contrario se rebotan para dirigirse hacia las salidas adyacentes ( $Q_{e1}$  hacia  $Q_{s2}$  y  $Q_{e2}$  hacia  $Q_{s1}$ ). En el caso de este escenario, el flujo mayor (con colorante) impidió que el flujo limpio se dirigiera hacia la salida opuesta, su fuerza lo empujó hacia la salida adyacente ( $Q_{s1}$ ) mientras que una parte de este flujo se mezcla con el otro y la otra parte se dirigió a la salida adyacente ( $Q_{s2}$ ). Por esta razón la concentración en la salida 2 es mayor a la concentración de la salida 1 ya que el flujo de la salida 1 es una mezcla de agua limpia más una parte de agua coloreada mientras que el flujo en la salida es prácticamente el mismo flujo coloreado, más un ligera mezcla de agua limpia.

En cuanto al escenario F, cuyos resultados se encuentran en la Tabla 6, se observó el mismo fenómeno, sin embargo, el flujo de mayor magnitud lleva menor concentración de cloro. Después de medir la concentración en las salidas del cruce se observó que los flujos salieron del cruce sin mezclarse.

Figura 4. Flujos sin mezcla en cruces de tuberías



En el caso de este escenario, el flujo mayor (agua limpia) impidió que el flujo coloreado se dirigiera hacia la salida opuesta, su fuerza lo empujó hacia la salida adyacente ( $Q_{s1}$ ) mientras que una parte de este flujo se mezcla con el otro y la otra parte se dirigió a la salida adyacente ( $Q_{s2}$ ). Por esta razón la concentración en la salida 2 es menor a la concentración de la salida 1. El flujo de la salida 2 es prácticamente agua limpia (Fig. 4) mientras que el flujo en la salida 1 es el mismo flujo coloreado más una ligera mezcla de agua limpia.

Finalmente, en la Tabla 7 se observan los resultados del escenario G. En este caso los flujos entraron al cruce con un ángulo de  $180^\circ$ ; chocan entre ellos y salen con una mezcla completa. Como se puede observar en todas las pruebas las concentraciones en ambas salidas fueron iguales.

## CONCLUSIONES

Los resultados de los experimentos de laboratorio mostraron que la suposición general que afirma que siempre ocurre una mezcla completa y homogénea en un cruce de tuberías es errónea. Según esta consideración, cuando dos flujos de concentración de cloro diferente entran a un cruce, siempre salen mezclados con la misma concentración en ambas salidas.

Sin embargo, los resultados obtenidos en esta investigación fueron diferentes. En forma resumida se presentan a continuación los resultados obtenidos.

A.- Tres tuberías, en este caso, dos eventos pueden suceder:

- Cuando entra un solo flujo y sale en la bifurcación, la concentración del cloro no cambia.
- Cuando entran dos flujos con concentración de cloro diferentes, salen mezclados y esta mezcla es igual al promedio de la suma de la concentración de las dos entradas.

B.- Cuatro tuberías (cruce). Para este caso es importante saber cómo llegan los flujos al cruce. Según los estudios realizados, pueden ingresar de tres formas: a 45°, 90° y 180°. Otros factores importantes son los gastos y la concentración de entrada.

Cuando dos flujos entran al cruce a 45° o 90° y tienen la misma concentración de cloro, independientemente de su magnitud, salen con la misma concentración. Cuando los gastos son diferentes y tienen concentración de cloro diferente, dos eventos pueden suceder:

- No se mezclan los flujos. Esto sucede cuando el flujo de mayor magnitud tiene menor concentración de cloro.
- Se mezclan cuando el flujo de mayor magnitud tiene mayor concentración de cloro. Sin embargo, los resultados de laboratorio muestran que esta mezcla no es homogénea.

Cuando los flujos entran al cruce a 180°, dos eventos suceden:

- Los flujos se mezclan y la concentración en las salidas es igual al 60% de la concentración mayor. Esto sucede cuando los gastos de entrada son diferentes y el de mayor magnitud tiene menor concentración de cloro o viceversa.
- Los flujos se mezclan y la concentración en las salidas es igual al 80% de la concentración mayor de entrada. Esto sucede cuando el flujo de mayor magnitud tiene mayor concentración de cloro.

## REFERENCIAS

Fuentes, M.O.A., Chávez Z. C., Osnaya, R. J. "Método para determinar las concentraciones de una sustancia en una red de tuberías de agua potable", Vector, No. 18, septiembre, No. 19, octubre, 1998, México, D.F.

Fuentes, M. O. A., Chávez Z. C., Osnaya R.J. "Comprobación experimental del cálculo de concentraciones de cloro en redes de tuberías de agua potable", Memorias del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo I, pp 207-216, Córdoba, Argentina, octubre 2000.

Cruickshank, C., Chávez, C. (2004). "Mezcla de sustancias en cruces de tuberías". XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro, São Paulo, Brasil, octubre, 2004. IAHR – AIPH.

Mompremier, R. (2010) “Difusión de sustancias en redes de tuberías a presión” Instituto Politécnico Nacional IPN.

Mompremier, R. (2015) “Difusión del cloro en redes de tuberías a presión” Universidad Nacional Autónoma de México UNAM.

Romero-Gomez, P., Ho, C.K., Choi, C.Y. (2008) "Mixing at Cross Junctions in Water Distribution Systems. I: Numerical Study." *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134(3), 285-294. (SAND2007-0774J)

### Capítulo 3. Estudio numérico de la difusión del cloro por la mezcla de flujos en cruces de tuberías de redes de agua potable

*Rojacques Mompremier<sup>1</sup>, Óscar Arturo Fuentes Mariles<sup>2</sup>, Martín Rubén Jiménez Magaña<sup>3</sup>, Faustino De Luna Cruz<sup>4</sup>*

<sup>1</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) RMompremier@iingen.unam.mx

<sup>2</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) OFuentesM@iingen.unam.mx

<sup>3</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) mrjm.unam.mx@hotmail.com

<sup>4</sup> Universidad Nacional Autónoma de México (México) FLunaC@iingen.unam.mx

---

**RESUMEN.** Con base a los resultados obtenidos en experimentos de Laboratorio se muestra que la suposición general que afirma que en un cruce (sitio donde se unen dos o más tuberías) siempre ocurre una mezcla completa y homogénea, es errónea. Se desarrollaron expresiones matemáticas para calcular la concentración del cloro en las salidas de un cruce en función de los gastos y concentraciones iniciales en las entradas. Con apoyo del software EPANET-BAM, se realizaron simulaciones numéricas del mismo fenómeno, y se observó una buena correlación entre los resultados experimentales y numéricos, utilizando las expresiones propuestas para el cálculo de la concentración en los nudos de una red. Finalmente, se aplicó el modelo planteado a una red real de la región de Duberger-Les Saules, en la Ciudad de Quebec, Canadá, lo que permitió identificar las zonas del sistema donde es conveniente la dosificación adicional de cloro.

**ABSTRACT.** Based on the results obtained in Laboratory they showed that the general supposition that always affirms that complete and homogeneous mixing occur in a cross junctions is erroneous. Mathematical expressions were developed to calculate the chlorine concentration in the exits of the cross junctions based on the inflow rates and initial concentrations. With support of the simulator EPANET-BAM, numerical simulations of the same phenomenon were performed, and a good correlation was observed between the experimental results and the numerical ones, using the expressions proposed for the calculation of the concentration in the node of a network. Finally, the model was also tested using the data of a real water distribution system in the region of Duberger-Les Saules, Quebec City, Canada. Larger vulnerability zone was identified due the impact of the incomplete mixing at cross junction in the prediction of the chlorine in a water distribution network.

---

Palabras clave: Cruces de tuberías, parámetro de mezcla, EPANET-BAM, cloro residual

Keywords: Cross-junction, mixing parameter, EPANET-BAM, chlorine residual

## INTRODUCCIÓN

El agua es esencial para la vida, y por ello todos debemos disponer de un abastecimiento satisfactorio (suficiente, de calidad y accesible). La mejora del suministro de agua proporciona beneficios tangibles para la salud, por eso debe realizarse el máximo esfuerzo para lograr que la calidad del agua sea la adecuada. El agua potable, según se define, no ocasiona ningún daño a la salud cuando se consume, teniendo en cuenta las diferentes sensibilidades que pueden presentar las personas en las distintas etapas de su vida. El acceso al agua potable es fundamental para la salud, uno de los derechos humanos básicos y un componente fundamental de las políticas eficaces de protección de la salud.

Un sistema de abastecimiento de agua potable tiene como misión principal entregar el agua requerida por los usuarios con una presión suficiente y una calidad adecuada, en cualquier momento del día.

Uno de los parámetros para evaluar la calidad del agua es el cloro residual libre que contiene el agua en una concentración de entre 0.2 y 1.50 mg/L, para cumplir con las normas de salud (en México), y sobre todo mantenerla libre de contaminantes, ya sean químicos o agentes de otro tipo que causan efectos nocivos al ser humano.

En diversos estudios sobre el cloro en los sistemas de distribución, se ha observado que disminuye la calidad del líquido dentro de una red de agua potable. En la literatura técnica sobre el tema se explica que existen varios aspectos que contribuyen a este decaimiento, como:

- La trayectoria del flujo y el tiempo de residencia en el agua
- Formación de bio-película
- El régimen del flujo
- Reacción del cloro con las paredes de la tubería

Las mismas investigaciones experimentales muestran la importancia de los modelos matemáticos en el estudio de la difusión del cloro en una red de agua potable, ya que éstos entregan información anticipada de las condiciones de la calidad del agua en una red y esta información es muy importante para monitorear la calidad durante su trayectoria en un sistema de abastecimiento. En cuanto a la mezcla de los flujos en cruces, Mariles, Chávez y Osnaya (1998), Mariles, Chávez y Osnaya (2000), Mariles, Domínguez y Chávez (2005), Cruickshank (2004), Romero-Gómez et al. (2008), Mompremier (2010), Ho et al. (2007) llevaron a cabo investigaciones sobre este fenómeno y todos corroboraron que la mezcla de flujos no siempre es perfecta, completa y homogénea. A continuación se presentan las expresiones matemáticas desarrolladas en este trabajo para calcular la concentración del cloro en las salidas de un cruce de tuberías.

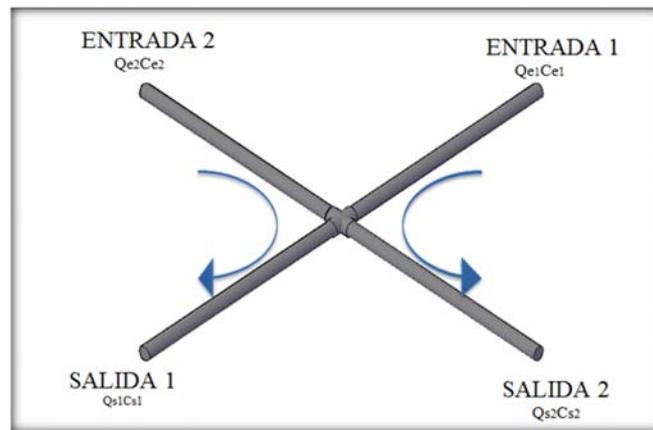
## DESARROLLO DE LAS ECUACIONES

Se establecieron siete escenarios para estudiar la mezcla de flujo en cruces de tuberías. En el escenario A los gastos de entrada son iguales mientras que en los demás escenarios los gastos de entrada son diferentes. En cuanto a las concentraciones de entrada, en los escenarios A y B las concentraciones de entrada son iguales, mientras en los escenarios C, D, E, F y G las concentraciones de entrada son diferentes. En el escenario E, el gasto de entrada 1 es mayor al gasto de entrada 2. En cuanto a las concentraciones, la entrada 1 tiene una mayor concentración. En el escenario F, el gasto de entrada 1 es mayor al gasto de entrada 2, sin embargo la concentración de entrada 1 es menor a la de entrada 2. El escenario G es un caso especial en el cual los flujos entran al cruce a 180°.

Para desarrollar las ecuaciones que describen el fenómeno de mezcla en cruces de tuberías para los diferentes casos estudiados, primero se analizó la tendencia de los flujos en cruces de tuberías. En un sentido general, se verificó un patrón de comportamiento de los flujos en un cruce durante un período de tiempo.

Como se observa en la Figura 1, existe una relación entre la concentración de entrada (1 o 2) y la concentración de salida adyacente a esta entrada, Mompremier (2015). Al dividir la concentración de salida adyacente por la concentración de entrada, se obtiene el coeficiente R.

Figura 1. Tiempo de viaje simulado VS concentración del cloro simulada



Para el escenario E esta relación se define por medio de la siguiente expresión:

$$R = \frac{C_{s2}}{C_{e1}} \quad (1)$$

Para el escenario F esta relación se define por medio de la siguiente expresión:

$$R = \frac{C_{s1}}{C_{e2}} \quad (2)$$

En las Tablas 1 y 2 se puede observar el valor de R obtenido en los escenarios E y F.

Tabla 1. Patrón de comportamiento de flujos en cruces de tuberías (escenario E,  $Q_{e1} > Q_{e2}$ ;  $C_{e1} > C_{e2}$ )

PRUEBAS DE LABORATORIO CON FLUJOS DE ENTRADA A 90°											
PRUEBAS	$Q_{e1}$ [L/s]	$Q_{e2}$ [L/s]	$Q_{s1}$ [L/s]	$Q_{s2}$ [L/s]	$C_{e1}$ [mg/L]	$C_{e2}$ [mg/L]	$C_{s1}$ [mg/L]	$C_{s2}$ [mg/L]	Me [mg/s]	Ms [mg/s]	R
1	0.180	0.090	0.140	0.125	1.75	0.70	1.24	1.63	0.378	0.377	<b>0.93</b>
2	0.194	0.120	0.150	0.160	1.65	0.70	1.06	1.53	0.404	0.404	<b>0.93</b>
3	0.210	0.105	0.156	0.150	1.75	0.75	1.27	1.63	0.446	0.443	<b>0.93</b>
4	0.250	0.160	0.260	0.140	1.25	0.87	1.10	1.17	0.452	0.450	<b>0.94</b>
5	0.350	0.180	0.300	0.220	1.80	1.42	1.65	1.75	0.886	0.880	<b>0.97</b>
6	0.360	0.180	0.290	0.250	1.65	0.80	1.16	1.53	0.738	0.719	<b>0.93</b>
7	0.380	0.230	0.310	0.300	0.19	0.13	0.16	0.17	0.102	0.101	<b>0.89</b>
8	0.400	0.240	0.310	0.325	1.25	0.85	1.00	1.16	0.704	0.687	<b>0.93</b>
9	0.430	0.210	0.330	0.300	1.75	0.75	1.25	1.63	0.910	0.902	<b>0.93</b>
10	0.390	0.280	0.350	0.320	1.55	0.80	1.04	1.44	0.829	0.825	<b>0.93</b>
11	0.900	0.440	0.630	0.710	1.39	0.50	0.88	1.29	1.471	1.470	<b>0.93</b>
Promedio	0.368	0.203	0.293	0.273	1.453	0.752	1.074	1.357			<b>0.93</b>

Tabla 2. Patrón de comportamiento de flujos en cruces de tuberías (Escenario F,  $Q_{e1} > Q_{e2}$ ;  $C_{e1} < C_{e2}$ )

PRUEBAS DE LABORATORIO CON FLUJOS DE ENTRADA A 90°											
PRUEBAS	$Q_{e1}$ [L/s]	$Q_{e2}$ [L/s]	$Q_{s1}$ [L/s]	$Q_{s2}$ [L/s]	$C_{e1}$ [mg/L]	$C_{e2}$ [mg/L]	$C_{s1}$ [mg/L]	$C_{s2}$ [mg/L]	Me [mg/s]	Ms [mg/s]	R
1	0.250	0.150	0.170	0.230	0.60	1.00	0.78	0.73	0.300	0.300	<b>0.78</b>
2	0.320	0.170	0.180	0.310	0.61	1.25	1.00	0.73	0.408	0.406	<b>0.80</b>
3	0.340	0.200	0.220	0.320	0.90	1.35	1.08	1.04	0.576	0.570	<b>0.80</b>
4	0.340	0.210	0.260	0.290	0.06	0.50	0.40	0.07	0.125	0.124	<b>0.80</b>
5	0.360	0.220	0.270	0.310	0.15	0.51	0.41	0.18	0.166	0.166	<b>0.80</b>
6	0.380	0.200	0.250	0.310	0.21	0.81	0.65	0.21	0.242	0.227	<b>0.80</b>
7	0.400	0.300	0.350	0.340	0.71	1.39	1.15	0.87	0.701	0.701	<b>0.83</b>
8	0.450	0.240	0.340	0.340	0.50	1.40	1.12	0.52	0.561	0.558	<b>0.80</b>
9	0.680	0.400	0.440	0.640	0.30	0.70	0.58	0.36	0.484	0.484	<b>0.83</b>
10	0.900	0.480	0.700	0.680	0.90	1.65	1.32	0.99	1.602	1.597	<b>0.80</b>
Promedio	0.417	0.243	0.300	0.355	0.493	1.008	0.826	0.556			<b>0.80</b>

Como se ha visto en el estudio experimental, para los escenarios A y B donde las concentraciones en las entradas fueron iguales a las concentraciones de salida. Para estos casos  $R=1$ .

En cuanto a los escenarios C y D (caso de tee y cruce con una salida) se ha visto que cuando entran dos o tres flujos con concentración de cloro diferentes, salen mezclados y esta mezcla es igual al promedio de la suma de la concentración de las dos entradas. No se calculó el coeficiente R.

En cuanto al escenario E, al sustituir el valor de R en la ecuación 1, se obtuvo la ecuación para calcular la concentración en la salida 2:

$$C_{s2} = 0.93C_{e1} \quad (3)$$

Para obtener la concentración en la salida 1, se tomó en cuenta la ecuación de conservación de la masa en un cruce de tuberías con la expresión siguiente:

$$Q_{e1}C_{e1} + Q_{e2}C_{e2} = Q_{s1}C_{s1} + Q_{s2}C_{s2} \quad (4)$$

La primera parte de la ecuación anterior representa la masa total en las dos entradas. Al sustituirla por  $M_e$  se obtuvo la expresión:

$$M_e = Q_{s1}C_{s1} + Q_{s2}C_{s2} \quad (5)$$

Sustituyendo  $C_{s2} = 0.93C_{e1}$  en la ecuación anterior, se obtuvieron las siguientes expresiones:

$$M_e = Q_{s1}C_{s1} + 0.93C_{e1}Q_{s2} \quad (6)$$

$$Q_{s1}C_{s1} = M_e - 0.93C_{e1}Q_{s2} \quad (7)$$

Despejando el valor de  $C_{s1}$  en la ecuación anterior, se obtuvo la ecuación para calcular la concentración del cloro en la salida de un cruce de tuberías, cuando hay una mezcla parcial:

$$C_{s1} = \frac{M_e - 0.93C_{e1}Q_{s2}}{Q_{s1}} \quad (8)$$

En cuanto al escenario F se realizó el mismo procedimiento, y las ecuaciones para calcular la concentración del cloro en las salidas de un cruce son las siguientes:

$$C_{s1} = 0.80C_{e2} \quad (9)$$

$$C_{s2} = \frac{M_e - 0.80C_{e2}Q_{s1}}{Q_{s2}} \quad (10)$$

Finalmente en el caso del escenario G donde los flujos entran al cruce a 180°, se concluyó que los flujos se mezclan y la concentración en las salidas es igual a:

- 60% de la concentración mayor. Esto sucede cuando los gastos de entrada son diferentes y el de mayor magnitud tiene menor concentración de cloro. Para este caso  $R=0.60$ .
- 80% de la concentración mayor de entrada. Esto sucede cuando el flujo de mayor magnitud tiene mayor concentración de cloro. Para este caso  $R=0.80$ .

## MODELACIÓN NUMÉRICA

Para la modelación numérica se utilizó como base, el modelo desarrollado en el Laboratorio Nacional de Sandia en EE.UU (Sandia National Laboratories) en 2007 por Clifford K. Ho y Siri Sahib S. Khalsa. Este modelo es conocido como EPANET BAM (Bulk advective Model), el cual es la nueva versión de EPANET. En esta versión se agregó en la interface gráfica una nueva propiedad llamada parámetro de mezcla (mixing parameter), el cual predice la concentración de sustancias en las salidas de un cruce de tuberías. Este parámetro tiene un rango de valores entre 0.1 y 1.

Durante el desarrollo de esta sección se exponen los procedimientos seguidos en la calibración y validación del modelo matemático a partir de los datos experimentales.

Con el propósito de medir la calidad de las soluciones del modelo obtenidas para diferentes valores de los parámetros especialmente el parámetro de mezcla se utilizaron indicadores estadísticos que permitan medir dicha calidad. Para el análisis de las variaciones de los parámetros del modelo matemático, se utilizó como criterio de calidad el parámetro estadístico “RMSE” (root mean square error o error de la desviación cuadrática media) de los residuos, definido como:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2} \quad (11)$$

donde RMSE es el error de la desviación cuadrática media,  $x_i$  los datos calculados,  $y_i$  los datos medidos y  $n$  es el número de datos. El valor óptimo de este parámetro es cero, lo cual representa que lo estimado es “idéntico” a lo modelado. Un valor diferente de cero, representa la medida de la desviación cuadrática media referida a la diferencia de los valores calculados y medidos. En cada simulación se utiliza un parámetro de mezcla diferente (0.1 a 1) para obtener dos valores correspondientes a la salida 1 y salida 2. Posteriormente se debe calcular el error de la desviación cuadrática media en cada caso. Finalmente, el parámetro de mezcla correspondiente al error de la desviación cuadrática media más pequeña es el valor óptimo. Se utilizaron los datos de la Tabla 3 (escenario F) para el primer proceso de calibración. Se realizaron 5 simulaciones, en la segunda simulación con valor de 0.2 para el coeficiente del parámetro de mezcla se observó que la concentración en la salida 1 igualó a la concentración medida (1.62 mg/L) y la de la salida 2 tuvo un valor mayor a la concentración medida (0.76 mg/L valor simulado y 0.74 mg/L valor medido). Para este caso, la desviación cuadrática media fue igual a 0.02. Al comparar los valores medidos y los valores simulados en las otras simulaciones se observó que los valores más parecidos se obtuvieron en la segunda simulación, es decir para el escenario F, el parámetro de mezcla que mejor representa este fenómeno es 0.2.

Tabla 3- Proceso de calibración (escenario F)

Posición	Datos experimentales [mg/L]	Simulación	Parámetro de mezcla	Datos simulados [mg/L]	RMSE [mg/L]
Salida 1	1.62	1	0.1	1.67	0.05
Salida 2	0.74			0.70	0.04
Salida 1	1.62	2	0.2	1.62	0.00
Salida 2	0.74			0.76	0.02
Salida 1	1.62	3	0.3	1.57	0.05
Salida 2	0.74			0.82	0.08
Salida 1	1.62	4	0.4	1.52	0.10
Salida 2	0.74			0.87	0.13
Salida 1	1.62	5	0.5	1.48	0.14
Salida 2	0.74			0.93	0.19

Si utilizó el mismo proceso de calibración en cada escenario, en la Tabla 4 se presentan los valores de parámetro de mezcla utilizado en cada escenario. Para los escenarios C y D con una sola salida (mezcla completa) el parámetro de mezcla fue igual a 1.

Tabla 4. Parámetro de mezcla asignado a cada escenario.

Escenarios	Mezcla	Intersección	Parámetro de mezcla	R [Experimental]
		Cruce		
A	Completa	X	1	1.00
B	Completa	X	1	1.00
E	Incompleta	X	0.3	0.93
F	Incompleta	X	0.2	0.80
G	Completa	X	1	0.60 y 0.80

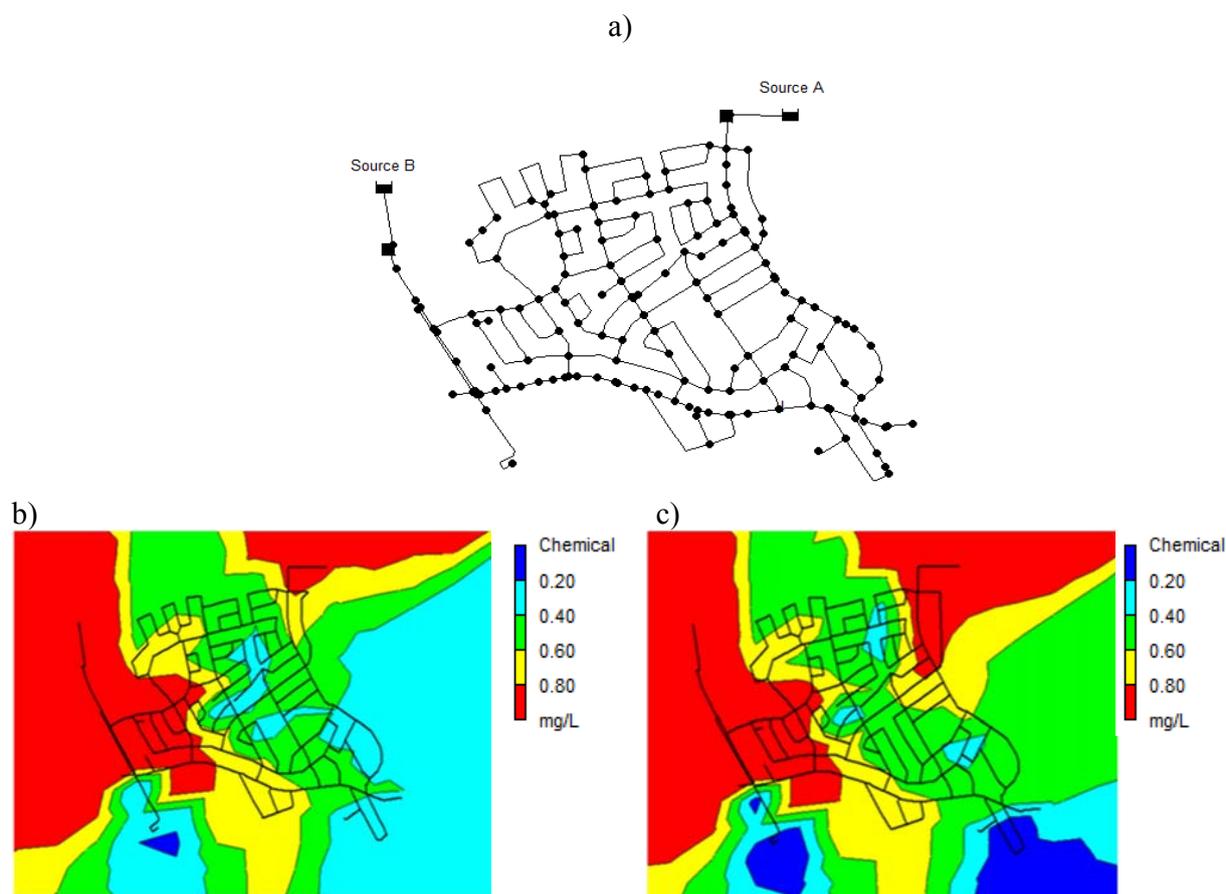
## CASO DE APLICACIÓN

Se realizaron simulaciones en la red de agua potable de la localidad Duberger-Les Saules (Ciudad de Quebec, Canadá) para estudiar la difusión del cloro en dicha red, utilizando el modelo desarrollado en este trabajo que considera mezcla incompleta en los cruces de tuberías, y posteriormente comparar estos resultados con los estimados mediante el uso del Epanet versión 2.0 el cual que considera mezcla completa en cruces de tuberías.

La red de Duberger-Les Saules está formada por 172 nudos y 216 tramos de tuberías, de diámetros entre 75 y 750 mm, de PVC y acero, dos válvulas de seccionamiento y dos válvulas reductoras de presión. Además cuenta con dos tanques de abastecimiento ubicados al noreste y al sureste de la red. El sistema trabaja a gravedad, las demandas corresponden a una demanda máxima diaria-horaria. Luego de analizar los parámetros útiles para el cálculo se procede a modelar la red utilizando la versión EPANET-BAM calibrada a partir de los resultados de laboratorio. Este programa realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua. Se

realizó una simulación utilizando 0.053 1/día como valor de  $k_b$  (Coeficiente de reacción del cloro con el volumen de agua) y 0.08 m/día para  $k_w$  (coeficiente de reacción del cloro con la pared de tuberías) para estudiar el decaimiento del cloro y posteriormente asignar un valor del parámetro de mezcla a cada nudo según el caso. El agua sale de los tanques de la red Duberger-Les Saules con una concentración de 1.5 mg/L. Se llevaron a cabo simulaciones para estudiar la difusión del cloro dentro de la red de distribución; posteriormente se generaron las curvas de niveles de concentración de cloro con los dos modelos. Las curvas de concentración del cloro dentro de la red de Duberger-Les Saules obtenidas a partir de estas simulaciones se muestran en la Figura 2.

Figura 2 – a) Red de distribución Duberger-Les Saules ; b) Curvas de concentración de cloro utilizando el modelo que considera mezcla completa ; y c) Curvas de concentración del cloro utilizando el modelo que considera mezcla incompleta.



Se compararon los resultados obtenidos con el modelo desarrollado en este trabajo con los estimados mediante el uso del Epanet 2.0, el cual considera mezcla completa en cruces de tuberías. Se realizó una simulación utilizando las mismas características de la red de Duberger-Les Saules, así como las mismas especificaciones, es decir, misma fórmula de pérdidas, mismo intervalo de cálculo hidráulico, misma precisión del cálculo hidráulico y los mismos valores de  $k_b$  y  $k_w$ . En la Figura 2 se muestran dos curvas de nivel de concentración de cloro (hora 6) obtenidas a partir de dos simulaciones:

a)- Con el modelo que considera mezcla completa en cruces de tuberías (Fig.2b).

b)- Con el modelo desarrollado en esta investigación que considera mezcla incompleta en cruces de tuberías (Fig. 2c).

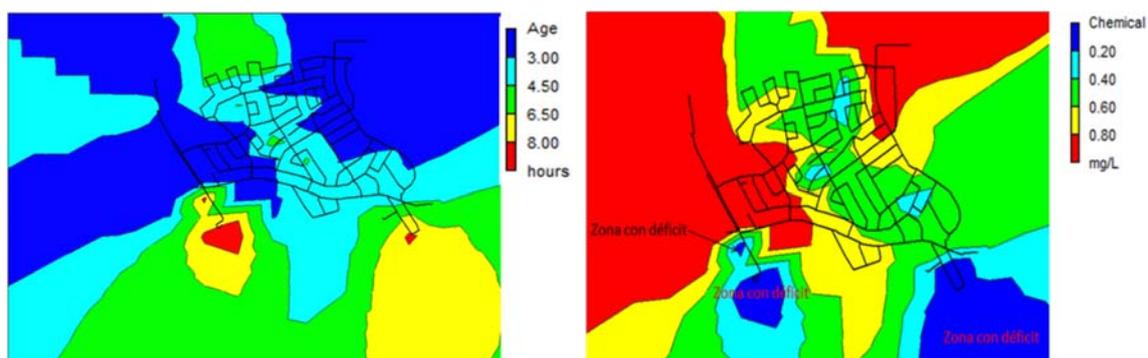
Con estos resultados se observaron diferencias entre los dos modelos. En la Figura 2b se observó que el cloro se difundió en prácticamente toda la superficie de la red. La concentración del cloro se encontró dentro de los valores establecidos por las normas de salud en dicho país (al excepción de un solo punto ubicado al sur de la red), mientras que con el uso del modelo desarrollado en esta investigación (Fig. 2c) se observaron varias áreas azules, lo que significa que en estas zonas la concentración de cloro era menor o igual al valor mínimo, 0.20 mg/L.

### Validación del modelo

Para validar el modelo se compararon dos curvas de nivel: tiempo de viaje contra concentración del cloro. Porque existe una buena relación entre estos dos parámetros. Según estudios sobre el tema de calidad del agua, más largo es el tiempo de viaje menos será la concentración del cloro, Mompremier (2015). Cada uno de los mapas se divide en cinco áreas de diferentes colores y cada color representa un rango de valor en orden ascendente. Para el mapa del tiempo de viaje, se tiene lo siguiente: azul (0-3 horas), turquesa (3-4.5 horas), verde (4.5-6.5 horas), amarillo (6.5-8 horas) y rojo (8-72 horas); en cuanto al mapa de concentración de cloro la configuración es la siguiente: azul (0-0.2mg/L), turquesa (0.2-0.4 mg/L), verde (0.4-0.6 mg/L), amarillo (0.6-0.8 mg/L) y rojo (0.8-1.5 mg/L).

Observando al mismo tiempo las superficies de tiempo de viaje y de concentración simulados (Fig. 3), se notó que las zonas de color rojo donde el tiempo de viaje es mayor o igual a 8 horas y las zonas de color azul donde la concentración del cloro es menor o igual a 0.2 mg/L están localizadas más o menos al mismo lugar. Se hizo la misma observación para las zonas de color amarillo y turquesa, las zonas de color verde y las demás zonas.

Figura 3. Tiempo de viaje simulado VS concentración del cloro simulada



### CONCLUSIÓN

En este trabajo se propuso un modelo matemático para simular la calidad del agua en una red de distribución a lo largo de su trayectoria, con el fin de revisar si el cloro residual que contiene el agua que se extrae de la red de distribución se encuentra en el intervalo de aceptación establecido por las Normas Oficiales de Salud, (Salud Canadá, caso de estudio).

Este modelo matemático para calcular la concentración del cloro en una red de distribución propuesto se aplicó en una red real que está en servicio en Duberger-Les Saules, Ciudad de Quebec, Canadá. Curvas de concentración de los dos modelos fueron comparadas con el fin de analizar si la mezcla de flujos en cruces de tuberías es un factor en la difusión del cloro en una red de distribución de agua potable. Con los resultados obtenidos a partir de los dos modelos simultáneamente se llega a conclusión que es importante considerar la mezcla completa e incompleta en cruces de tuberías dentro de una red de agua potable. Como se pudo observar en la figura 2c, con el modelo que considera varios tipos de mezcla, se localizaron tres zonas más vulnerables ( $C \leq 0.2$  mg/L) dentro de la red de distribución analizada, donde deben aplicarse estrategias para mejorar la calidad del agua. Mientras que con el modelo que considera solo mezcla completa, una sola zona vulnerable fue localizada, lo que es diferente de la realidad y puede tener impacto negativo sobre la salud de los usuarios.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fuentes M. O. A., Chávez Zavala Cecilia, Osnaya Romero Javier, "Método para determinar las concentraciones de una sustancia en una red de tuberías de agua potable", Vector, No. 18, septiembre, No. 19, octubre, 1998, México, D.F.

Fuentes M. O. A., Chávez Zavala Cecilia, Osnaya Romero Javier, "Comprobación experimental del cálculo de concentraciones de cloro en redes de tuberías de agua potable", Memorias del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo I, pp 207-216, Córdoba, Argentina, octubre 2000.

Fuentes Mariles, O.A., Chávez, Z.C., Vicente, W., Domínguez, M.R. (2005) "Simulación numérica de la mezcla turbulenta en el cruce de tuberías." Memorias de XIX Congreso Latinoamericano de hidráulica, La Habana, Cuba.

Cruickshank, C., Chávez, C. (2004). "Mezcla de sustancias en cruces de tuberías". XXI

Congreso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro, São Paulo, Brasil, octubre, 2004. IAHR – AIPH.

Ho, C.K., Khalsa, S.S. (2007a) "An New Model for Solute Mixing in Pipe Junctions: Implementation of the Bulk Mixing Model in EPANET." presentation to EPA, October 11, 2007 (SAND2007-6646P).

Ho, C.K., Choi, C.Y., McKenna, S.A. (2007b) "Evaluation of Complete and Incomplete Mixing Models in Water Distribution Pipe Network Simulations." in Proceedings of the 2007 World Environmental and Water Resources Congress, May 15-19, 2007, Tampa, FL. (SAND2007-0492C)

Mompremier, R. (2010) "Difusión de sustancias en redes de tuberías a presión" Instituto Politécnico Nacional IPN.

Mompremier, R. (2015) "Difusión del cloro en redes de tuberías a presión" Universidad Nacional Autónoma de México UNAM.

Romero-Gomez, P., Ho, C.K., Choi, C.Y. (2008) "Mixing at Cross Junctions in Water Distribution Systems. I: Numerical Study." Journal of Water Resources Planning and Management, 134(3), 285-294. (SAND2007-0774J)

## Capítulo 4. Experiencias sobre la evaluación fisicoquímica y biológica de depósitos domiciliarios para agua potable con respecto a Normas Mexicanas

*Socorro López Armenta (1), Velitchko G. Tzatchkov (2)*

(1) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) slopez@tlaloc.imta.mx

(2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) velitchk@tlaloc.imta.mx

---

**RESUMEN.** En muchos países de América Latina y del mundo, igual que en cierta parte de México, el suministro de agua potable es intermitente por lo que los usuarios requieren contar con depósitos (tinacos y cisternas) para almacenar el agua conservando su potabilidad. Para evaluar la calidad de los depósitos de agua, existe una norma mexicana, que establece las especificaciones que deben cumplir en su funcionamiento y uso. Esta norma ha tenido 3 versiones desde el año 2000. El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha participado en la evaluación Fisicoquímica y Biológica de Tinacos y Cisternas prefabricados desde el año 2005. En el presente artículo se presenta la metodología para su evaluación, resultados obtenidos hasta el año 2012 para cada parámetro que solicita la norma y su cumplimiento. Todos los tinacos y cisternas pasaron satisfactoriamente las pruebas, pero se dan recomendaciones que podrían contribuir a la mejora de la norma.

**ABSTRACT.** In many Latin American countries and worldwide, and in some part of Mexico as well, drinking water supply is intermittent. In order to be with water all the time water users employ small private water tanks inside their homes, such as roof tanks and ground level tanks (cisterns). These tanks are mainly plastic and should not affect drinking water quality. There exists a Mexican official norm for testing such plastic tanks. This norm has had 3 versions since 2000. The Mexican Institute of Water Technology has participated in physicochemical and biological testing of this kind of tanks according to this norm since 2005. This paper presents the corresponding testing methodology and results obtained till 2012 for each parameter required by the norm. All tanks passed satisfactory the tests. Recommendations are nevertheless given, based on the test experiences that can contribute to improve the norm.

---

Palabras clave: depósitos intradomiciliarios de agua potable, Calidad del agua, Evaluación fisicoquímica, Norma mexicana.

Keywords: Private water tanks, Plastic roof tanks, Water quality, Physicochemical water testing, Mexican norms

## INTRODUCCIÓN

En muchos países del mundo, principalmente en los desarrollados, los sistemas de agua potable proporcionan a los usuarios el servicio las 24 horas del día, de forma tal que cuando requiere de agua cada usuario abre su llave y recibe el agua que desea conectado directamente a la tubería de la red de agua potable. Este tipo de suministro se tiene también en una parte de los sistemas de agua potable en México, pero existen muchos domicilios a que el agua llega por menos de 24 horas al día, o no todos los días, es decir, tienen servicio discontinuo (llamado también servicio o suministro intermitente). Para responder a esta realidad, estos domicilios cuentan con depósitos de agua intradomiciliarios, con lo que generalmente pueden tener agua todo el tiempo en su interior. La Figura 1(a) muestra el arreglo más utilizado en México de una casa con servicio intermitente de agua potable. El agua llega a un depósito ubicado al nivel de piso, llamado cisterna, y de allí es bombeada a otro depósito, llamado tinaco, que se ubica en el techo de la casa. La Figura 1(b) muestra otro arreglo en el cual no hay cisterna y el tinaco se llena directamente de la red de agua potable, el cual es utilizado cuando hay suficiente presión en la red para poder llenar el tinaco. La cisterna puede ser construida de concreto en el lugar, o comprada prefabricada de plástico e instalada en el lugar, mientras que el tinaco casi siempre se compra prefabricado de plástico.

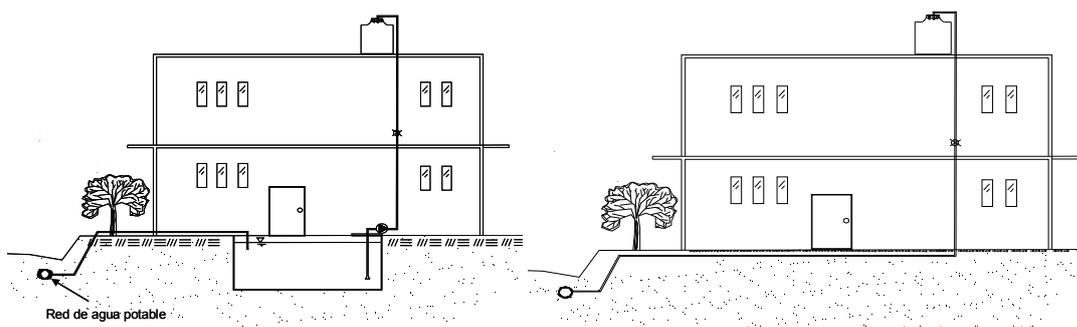


Figura 1(a)

Figura 1(b)

Varias ciudades mexicanas realizan esfuerzos importantes de mantener el suministro continuo, y algunas de pasar del servicio discontinuo a un servicio continuo, pero todavía una gran parte de la población recibe el agua en forma intermitente, y la tendencia es que seguirá recibéndola de esta forma por muchos años en adelante. En el año 2005 el Instituto Mexicano de Tecnología de Agua inició un estudio del comportamiento de diversos indicadores de gestión para organismos operadores de agua potable de las ciudades mexicanas. Como parte de este estudio se creó una página Internet de libre acceso (<http://www.pigoo.gob.mx/>), donde se pueden ver diferentes indicadores de la operación y los servicios de agua potable de las ciudades mexicanas participantes. Uno de estos indicadores es el porcentaje de tomas (de agua potable) con servicio continuo, definido como la relación entre el número de tomas con servicio continuo y el número total de tomas registradas. La Figura 1 muestra el comportamiento de este indicador en promedio para las ciudades participantes en los años 2002 a 2013, y la Tabla 1 el número de ciudades participantes en la encuesta. En el año 2013 alrededor de 24.7% de los usuarios de las ciudades tuvieron servicio intermitente de agua potable.

Figura 1. Porcentaje promedio de tomas con servicio continuo de agua potable en ciudades mexicanas en los años 2002 a 2013 (<http://www.pigoo.gob.mx/>)

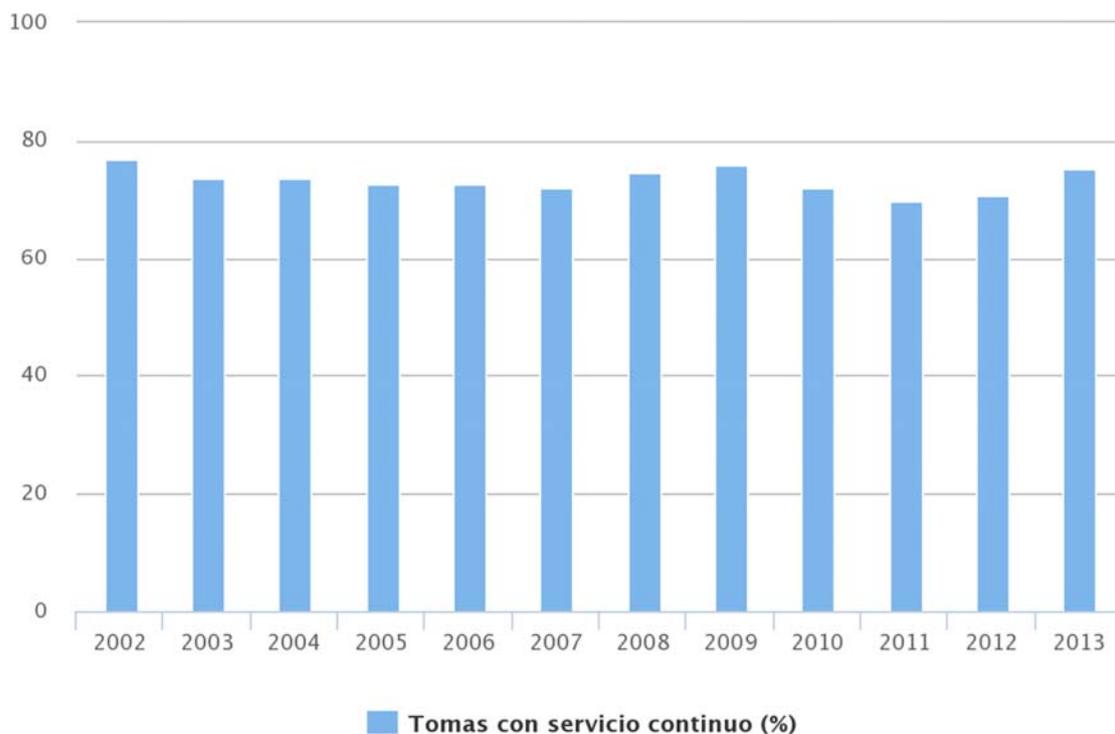


Tabla 1 Número de ciudades participantes en las encuestas reportadas en (<http://www.pigoo.gob.mx/>)

Año	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
N° de Organismos Operadores participantes	59	74	85	92	91	89	95	96	101	107	105	76

La situación no es mejor en muchos otros países del mundo. La Tabla 2, tomada de un reporte de la Organización Panamericana de la Salud (PAHO 2001), muestra datos de los porcentajes de sistemas y población servida con suministro intermitente de agua potable, y duración del servicio por día para países de América Latina y el Caribe, donde se tiene este tipo de servicio.

Por datos de Batish (2003), un 91% de los abastecimientos de agua en el Sureste asiático son intermitentes, y aproximadamente el 100% en la India. McIntosh e Yñiguez (1997) estudiaron el estado de los servicios de agua potable en 50 ciudades asiáticas, encontrando que, en el año 1995, alrededor de 50% de los organismos de agua potable en aquellas ciudades practicaba servicio intermitente, y para 6 de ellas el servicio era de seis o menos horas por día. De acuerdo con Totsuka et al. (2004) en Zaria, Nigeria solamente 11% de los usuarios recibe agua cada segundo día, y en Mombassa, Kenia la duración promedio del servicio es de 2.9 horas por día.

Tabla 2 Información del servicio intermitente de agua potable en países de América Latina y el Caribe (PAHO 2001)

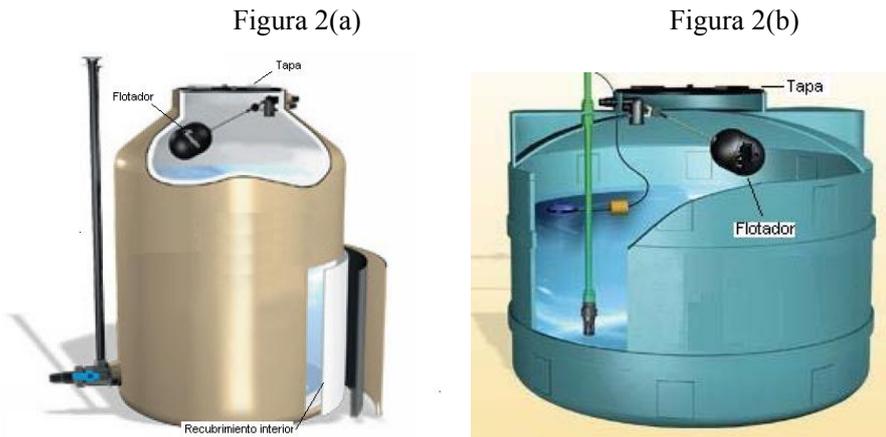
Países	Sistemas con servicio intermitente		Duración típica del servicio en horas por día
	% Sistemas	% Población	
Colombia	Sin datos	Sin datos	21.3
Ecuador	95	Sin datos	Sin datos
Peru	99	99.9	13.7
Venezuela	29	Sin datos	17
Paraguay	30	12.6	Sin datos
Belize	11.1	46.5	Sin datos
Cuba	78.9	88.1	12.2
República Dominicana	60	89.5	18
El Salvador	82.6	65.2	Sin datos
Guatemala	80	90	6-12
Haiti	100	49	6
Honduras	98.1	97.7	6
Nicaragua	14	11.4	Sin datos
Panamá	27.1	25.4	20
Guyana	Sin datos	Sin datos	18-24
Saint Lucia	100	75	10-12
Suriname	70	46	Sin datos
Trinidad y Tobago	70	58	12

Por otro lado, aun cuando en un lugar hubo en el pasado servicio de agua potable intermitente, y se ha pasado a servicio continuo, la mayoría de los usuarios prefieren conservar sus cisternas y tinacos, por pensar que el nivel de confiabilidad del servicio continuo no sería suficiente. De esta manera, aunque no es deseable, el servicio intermitente de agua potable y el uso de los depósitos intradomiciliarios (cisternas y tinacos) es una realidad cuyos aspectos hidráulicos y de calidad del agua han sido poco investigados. El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha realizado investigación sobre el suministro intermitente de agua, y sus efectos, tanto en los aspectos hidráulicos (Tzatchkov y Cabrera-Bejar 2008, Tzatchkov y Cabrera-Bejar 2009, Cabrera-Bejar y Tzatchkov 2009a, Cabrera-Bejar y Tzatchkov 2009b, Cabrera-Bejar y Tzatchkov 2010a) y la calidad del agua (Cabrera-Bejar y Tzatchkov 2010b), como en la mezcla, distribución del tiempo de residencia y decaimiento del desinfectante (cloro residual) en los tinacos, por medio de modelos físicos y modelos de mecánica de fluidos computacional (Hernández-López y Tzatchkov 2009, Hernández-López y Tzatchkov 2012). En esta relación, el presente artículo describe un estudio fisicoquímico y biológico de los propios depósitos domiciliarios para agua potable fabricados en México, con referencia a las normas mexicanas correspondientes.

## MATERIALES Y MÉTODOS

Para evaluar la calidad de los depósitos de agua, el Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), con el apoyo de algunas Empresas e Instituciones, ha elaborado la norma Mexicana referente a Tinacos y Cisternas Prefabricados, denominada NMX-C374-ONNCCE-2012 (vigente), que establece las especificaciones que deben

cumplir en su funcionamiento y uso. En México la mayoría de los tinacos y cisternas comerciales están elaborados de polietileno de alta densidad bi-capa y tri-capa, algunos de ellos con recubrimientos internos anti-microbianos. Los tinacos y cisternas se fabrican en diferentes volúmenes, los tinacos de 450 litros que se encuentran principalmente en el promedio de las casas, también hay tinacos de 600, 750, 1100 y 2500 litros; y la capacidad de las cisternas oscila entre 1200 a 10 000 litros. Pueden ser verticales u horizontales dependiendo del fabricante. La figura 2(a) muestra un tinaco estándar (vertical) con sus partes principales y la figura 2(b) una Cisterna.



El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha participado en la evaluación Físicoquímica y Biológica de Tinacos y Cisternas prefabricados desde el año 2005, así como en un periodo corto en el 2009 en la evaluación microbiológica llamada porcentaje de Bacteriostasis, con respecto a tres cepas de bacterias, ver Tabla 3, este análisis solamente aplicó a los depósitos con recubrimiento antibacteriano. La Tabla 3 presenta la evolución de la norma, los parámetros que se incluyeron en cada versión de la norma, y las especificaciones aplicables para la evaluación de los resultados. Entre las especificaciones que se deben cumplir para que se considere válida la evaluación es el Índice de Ryznar, el cual es una medida del grado de saturación de calcio, el cual se basa en el pH, alcalinidad y dureza del agua. Si el índice de Ryznar tiene un valor de 6.0 o menor el agua tiene tendencia incrustante. Con un índice de 7.0 la incrustación no ocurre, y cuando el valor aumenta a valores superiores de 7.5 a 8.5 se incrementa el problema de corrosión. El índice de Ryznar IR se calcula de la manera siguiente:

$$\begin{aligned}
 pCa &= 4,996 - 0.4343 \ln D \\
 pal &= 4.7006 - 0.4345 \ln A \\
 C &= 2.4655 - 0.018 T + 0.0363 \ln SDT \\
 pH_s &= pCa + pal + C \\
 I_R &= 2 pH_s - pH
 \end{aligned}$$

Donde pH es el Potencial de Hidrógeno, T es la temperatura (°C), A es la alcalinidad total (como CaCO<sub>3</sub>) (mg/L), D es la dureza de calcio (como CaCO<sub>3</sub>) (mg/L), y SDT son los Sólidos Disueltos Totales (mg/L).

Tabla 3. Parámetros solicitados por la norma y su evolución en cada versión

VERSIÓN DE LA NORMA	2000	2008	2012
PARÁMETRO	ESPECIFICACIÓN		
TEMPERATURA ( °C )	--		
SDT ( mg/L )	X + 30%	Índice de Ryznar (valor 7.0 a 9.5)	Índice de Ryznar (valor 7.0 a 9.5)
POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH)	X + 3 ó X - 1 UNIDADES DE pH		
ALCALINIDAD T. como CaCO <sub>3</sub> (mg/L)	X + 20%		
DUREZA Ca como CaCO <sub>3</sub> (mg/L)	--		
DUREZA TOTAL como CaCO <sub>3</sub> (mg/L)	X + 60%	N.A.	N.A.
TURBIEDAD ( UNT )	X + 150%	N.A.	N.A.
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (μS/cm)	X + 20%	N.A.	N.A.
CARBONO ORGÁNICO TOTAL (mg/L)	X + 0	N.A.	N.A.
ARSÉNICO, As (mg/L)	X + 0	X + 0	X + 0
CADMIO, Cd (mg/L)	X + 0	X + 0	X + 0
MERCURIO, Hg (mg/L)	X + 0	X + 0	X + 0
PLOMO, Pb (mg/L)	X + 0	X + 0	X + 0
ALGAS (ORGANISMOS /cm <sup>3</sup> )	NO MÁS DE 5% DEL VALOR INICIAL	NO MÁS DE 5% DEL VALOR INICIAL	NO MÁS DE 5% DEL VALOR INICIAL
BACTERIOSTASIS (%) PARA TRES CEPAS: E. faecalis, S. aureus, E. coli.	N.A.	75% - 100%	N.A.

La evaluación consiste en poner en contacto un “agua extractante” (o solución sintética) durante 4 semanas en condiciones normales de laboratorio a una temperatura no mayor de 30°C. Se siguen los siguientes pasos:

- 1.- Lavar el depósito (tinaco o cisterna) con agua de grifo para eliminar polvo o suciedad que puedan contener y dejar escurrir.
- 2.- Previo al llenado con el “agua extractante”, el depósito debe desinfectarse con una solución de Hipoclorito de Sodio y enjuagar con agua destilada.
- 3.- Llenar con el “agua extractante” la cual se prepara con diferentes proporciones de bicarbonato de sodio, sulfato de calcio, sulfato de magnesio y cloruro de potasio con agua destilada, se agita para integrarlos.
- 4.- Se procede al muestreo para evaluar las condiciones iniciales, las muestras colectadas se analizan de acuerdo a los protocolos de análisis establecidos en el laboratorio y de acuerdo a los parámetros requeridos por la Norma Mexicana.

5.- Cuando se termina el muestreo inicial, se sella la tapa con cinta ancha adherible para evitar la entrada de partículas de polvo y evitar posible contaminación externa. Los depósitos se etiquetan con fecha inicial que corresponde a la puesta en marcha y al muestreo inicial, así como la fecha que correspondería al segundo muestreo o final de la permanencia del agua extractante en el depósito.

6.- Una vez cumplido el tiempo de permanencia del “agua extractante”, se procede al segundo muestreo para evaluar los posibles cambios en el agua.

La Tabla 4 muestra la cantidad de tinacos y cisternas evaluados por cada año, cuyo número total es 109.

Tabla 4. Número de tinacos y cisternas evaluados por cada año

<b>NÚMERO DE EVALUACIONES</b>	9	7	16	10	20	14	18	15
<b>AÑO DE EVALUACIÓN</b>	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012

Con respecto a los parámetros analizados (Tabla 3) en primer lugar se tienen los que se refieren al cálculo del índice de Ryznar para saber si el “agua extractante” cumple con el valor requerido de 7.0 a 9.5 e involucra el Potencial de Hidrógeno (pH), Sólidos Disueltos Totales, Dureza de Calcio, Alcalinidad Total y la Temperatura del “agua extractante”. En segundo lugar y no menos importantes son los parámetros de referencia de la calidad del agua, como es la cuantificación de algas y la cuantificación de algunos elementos inorgánicos como Arsénico, Cadmio, Mercurio y Plomo que pueden ser incorporados al agua según el material del depósito.

## **PRESENTACIÓN DE RESULTADOS**

A continuación se muestran los resultados obtenidos desde el año 2005 al 2012 de acuerdo con los parámetros de la norma vigente en el año correspondiente. Los depósitos evaluados corresponden a diferentes marcas y diferentes volúmenes, los más solicitados para evaluar fueron los tinacos de 450 y de 600 litros, para las cisternas fueron las de 1200 litros.

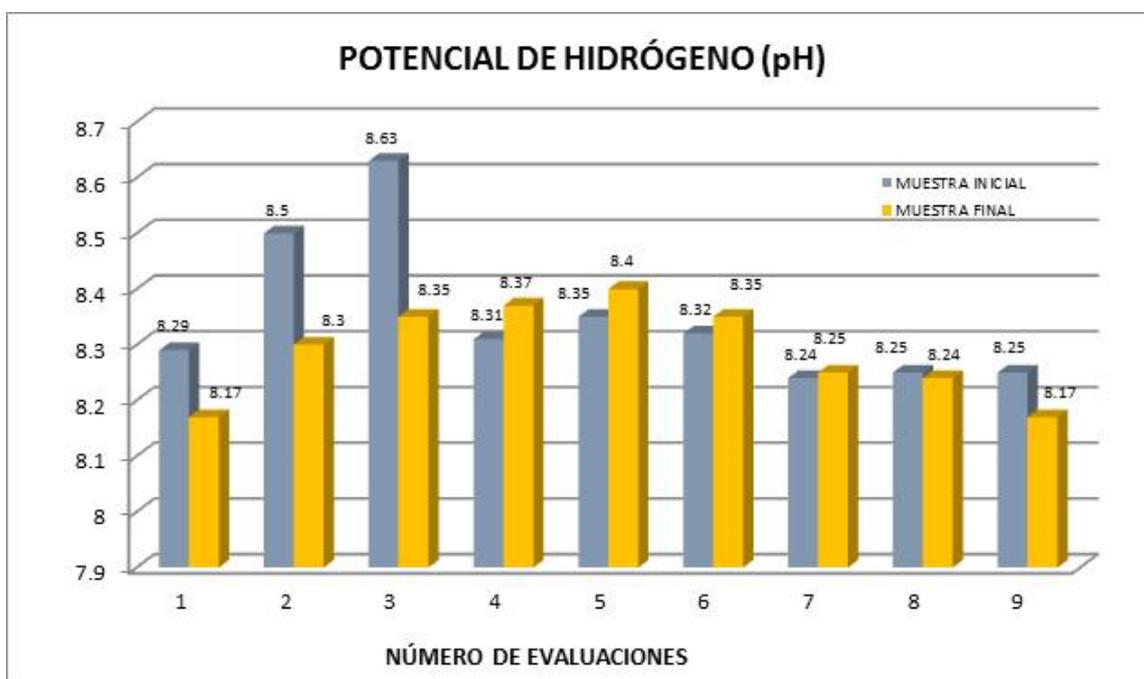
La evaluación de los depósitos se llevó a cabo en un lugar bajo techo. En la Tabla 5 se muestran las temperaturas promedio del “agua extractante” para cada año de estudio, así como el promedio de los índices de Ryznar como condiciones iniciales de cada evaluación.

Para el año 2005 se analizan nueve evaluaciones para los parámetros Potencial de Hidrógeno (pH), Sólidos Disueltos Totales, Dureza Total, Alcalinidad Total, Conductividad Eléctrica y Turbiedad para el cumplimiento de la norma vigente (año 2000). Para el Potencial de Hidrógeno se permitía una variación con respecto al valor inicial de más tres o menos de una unidad ( $X+3$  ó  $X-1$ ), considerando como valor inicial  $X$  el obtenido en el muestreo inicial. En la Figura 3 se muestran los valores de pH obtenidos. Si calculamos la diferencia para la evaluación número tres como caso extremo se observa que no es ni una unidad de pH, por lo que todos cumplieron con este parámetro.

Tabla 5. Valores promedio de temperatura e índices de Ryznar por cada año de estudio

AÑO	TEMPERATURA (°C)	ÍNDICE DE RYZNAR
2005	23.0	7.9
2006	21.0	7.9
2007	23.1	7.8
2008	21.6	8.0
2009	22.0	8.0
2010	22.2	8.1
2011	20.2	8.0
2012	21.1	7.8

Figura 3. Valores de pH inicial y final para nueve tinacos evaluados



Para el parámetro Sólidos Disueltos Totales la norma permitía con respecto al valor inicial un incremento del 30 % ( $X + 30\%$ ). La Figura 4 muestra los valores obtenidos. Si tomamos como referencia la evaluación número 9 como caso extremo, se obtiene un porcentaje de incremento del 28.3%, por lo que se considera que cumplen con la especificación.

Para la Alcalinidad Total la norma permitía un incremento del 20% ( $X+20\%$ ), en la Figura 5 para la evaluación número 3 la diferencia entre ellos es de 6.7%, por lo que se considera que está dentro de la especificación normativa.

Figura 4. Valores de SDT inicial y final para nueve tinacos evaluados

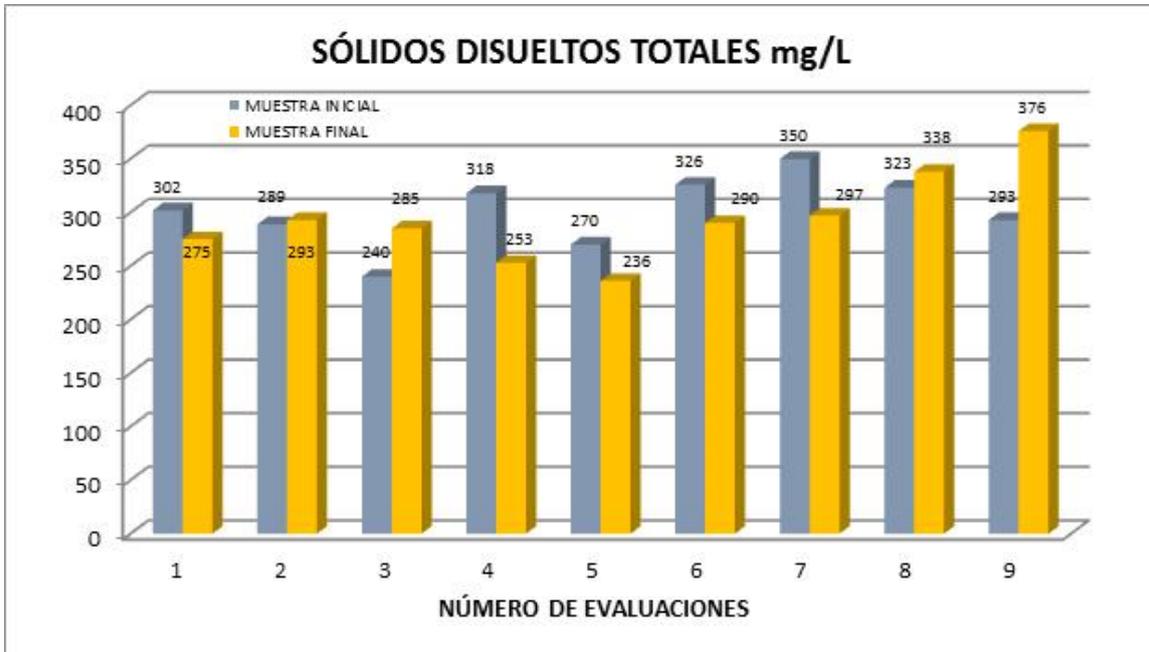
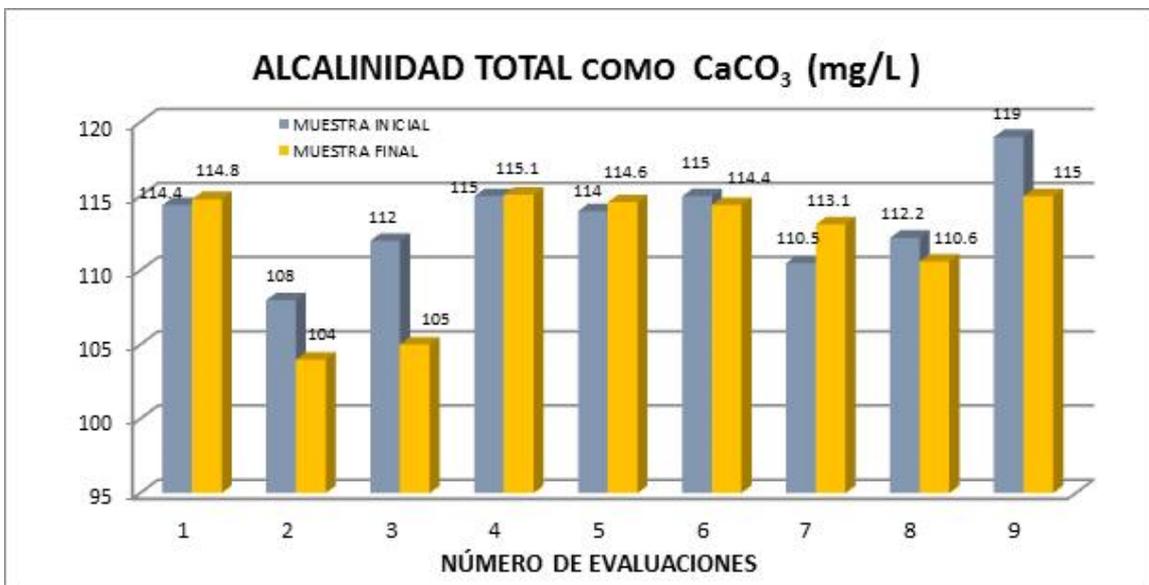


Figura 5. Valores de alcalinidad total al inicio y final de la evaluación de nueve tinacos



Caso similar es para el parámetro de Conductividad Eléctrica que la norma permita un incremento de 20 % (X+20%) y para Dureza total un incremento de 60% (X+60%). En las Figuras 6 y 7 respectivamente se observa que para los casos con mayor diferencia la conductividad para la evaluación del tinaco ocho presentó un incremento de 2.7% y en dureza para el número seis la diferencia es de 7.17%, considerándose que para todos los casos evaluados cumplieron con la especificación. Caso similar es para la Turbiedad para el número dos y tres donde el porcentaje de

diferencia respectivamente fue de -30 y -43 respectivamente y la norma admitía hasta el 150% (X+150%) en este caso fue un decremento, por lo que también se considera que se cumplió, Figura 8.

Figura 6. Valores de conductividad eléctrica inicial y final de la evaluación a nueve tinacos

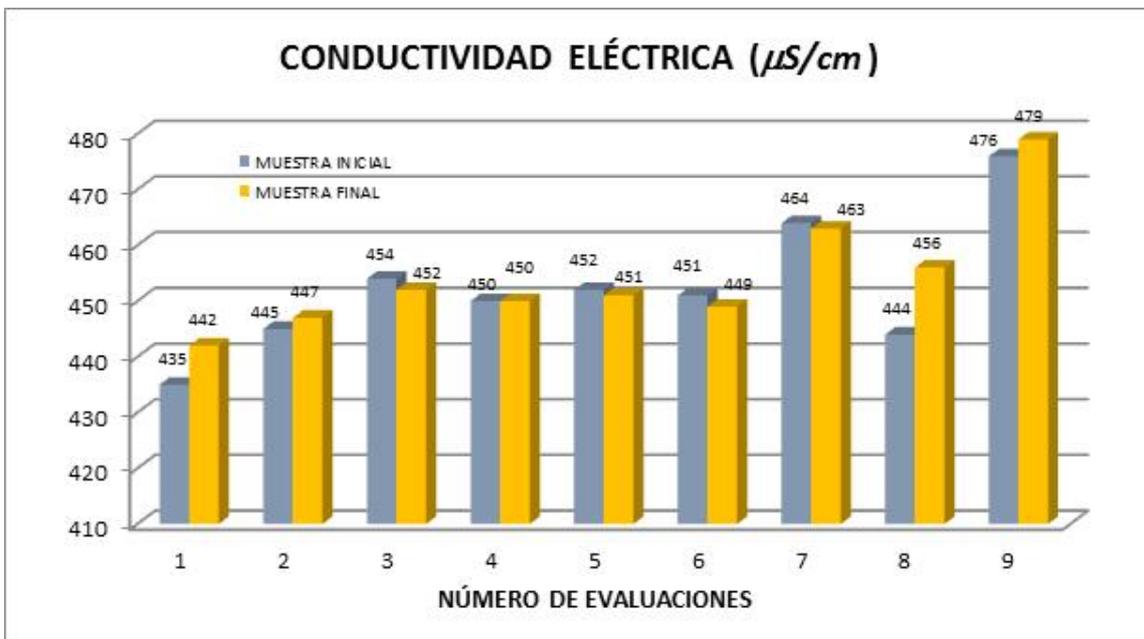


Figura 7. Valores de dureza total inicio y término de la evaluación a nueve tinacos

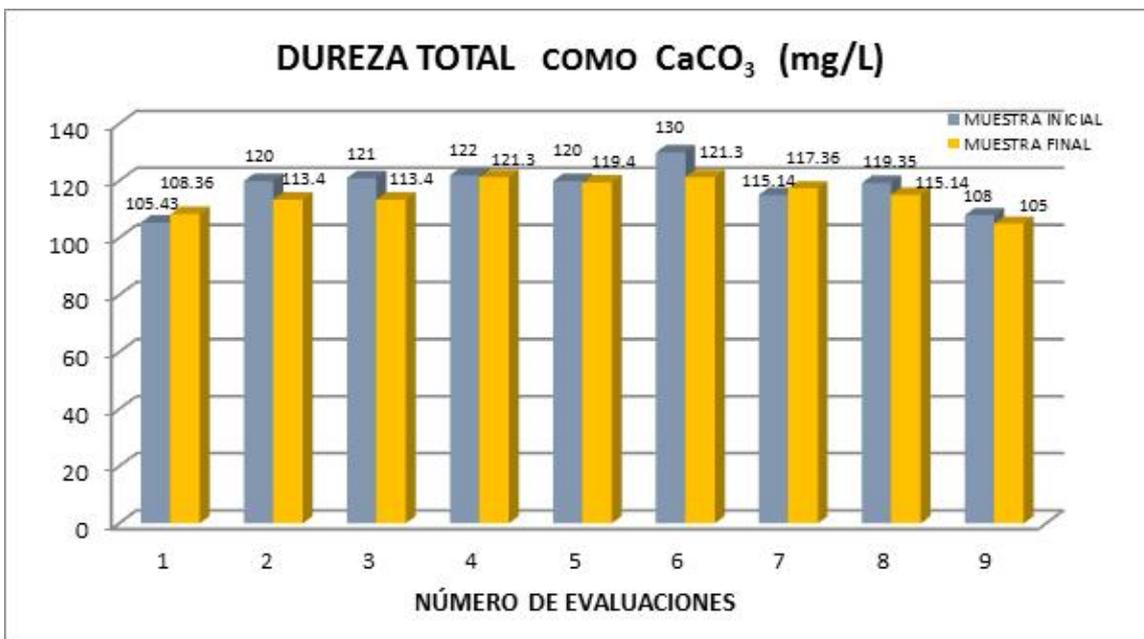
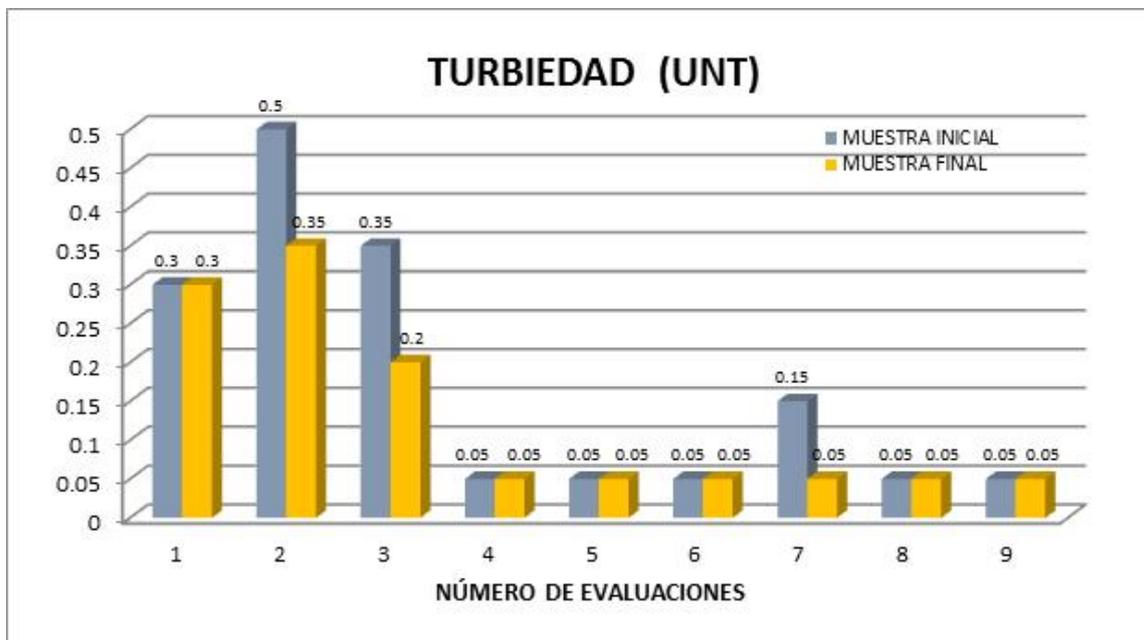


Figura 8. Valores de turbiedad inicio y término de la evaluación a nueve tinacos



La Tabla 6, muestra los resultados promedio para las muestras inicial y final desde el año 2005 al 2008, en donde se observa que no hay cambios significativos y que se mantienen dentro de las especificaciones de la norma. La Tabla 7, muestra el número de evaluaciones por cada año.

Tabla 6. Valores promedio de cada parámetro para el año correspondiente

PARÁMETROS	AÑO 2005		AÑO 2006		AÑO 2007		AÑO 2008	
	MUESTRA		MUESTRA		MUESTRA		MUESTRA	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH)	8.3	8.3	8.4	8.3	8.5	8.4	8.1	8.1
SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES	301.2	293.7	273.3	278.1	291.6	292.2	302.0	304.4
ALCALINIDAD T. como CaCO <sub>3</sub> (mg/L.)	113.3	111.8	110.8	109.8	112.0	112.0	115.0	112.4
DUREZA T. como CaCO <sub>3</sub> (mg/L.)	117.9	115.0	99.2	102.6	119.6	120.6	189.3	149.9
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (μS/cm)	452.3	454.3	457.7	460.4	470.1	466.7	449.4	445.6
TURBIEDAD (UNT)	0.2	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.3	0.1

A su vez, los valores obtenidos en la Tabla 7 corresponden a los años del 2009 al 2012. La aplicación de la norma vigente fue del 2008 y 2012, en ella se observa que solamente permanecieron los relacionados al índice de Ryznar.

Tabla 7. Valores promedio del índice de Ryznar para los años 2009 al 2012

PARÁMETROS	AÑO 2009		AÑO 2010		AÑO 2011		AÑO 2012	
	MUESTRA		MUESTRA		MUESTRA		MUESTRA	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH)	8.0	N.A.	8.1	N.A.	8.2	N.A.	8.4	N.A.
SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES	277.0	N.A.	311.1	N.A.	300.0	N.A.	292.0	N.A.
ALCALINIDAD T. como CaCO <sub>3</sub> (mg/L)	113.7	N.A.	112.8	N.A.	111.4	N.A.	108.0	N.A.
DUREZA DE Ca como CaCO <sub>3</sub> ( mg/L )	70.5	N.A.	71.5	N.A.	72.3	N.A.	77.7	N.A.

Por lo que respecta a los parámetros, como son los elementos inorgánicos y Carbono Orgánico Total, la norma fue más estricta, no admite incremento (X+0) y permaneció así en todas sus versiones, excepto COT que sólo estuvo en la versión del año 2000. En las evaluaciones realizadas los valores de inicio y final para ambos parámetros fueron menores al límite de cuantificación analítico, ver Tabla 8. Con respecto a la Cuantificación de Algas siempre fue cero.

Tabla 8. Parámetros cuyos valores permanecieron menores al límite de cuantificación analítico

PARÁMETRO	LÍMITE DE CUANTIFICACIÓN
ARSÉNICO, As ( mg/L )	<0.005
CADMIO, Cd ( mg/L )	<0.0010
MERCURIO, Hg ( mg/L )	<0.0005
PLOMO, Pb ( mg/L )	<0.010
CARBONO ORGÁNICO TOTAL, COT( mg/L )	<0.42

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los resultados analíticos anteriormente expuestos, no se observan cambios significativos entre el muestreo inicial y en el final, por lo que todas en las evaluaciones cumplen con las especificaciones de la norma. Cabe señalar no obstante que las condiciones de las evaluaciones, que son las que exige la norma, son diferentes de las condiciones reales a que están expuestos los tinacos. En particular, las reacciones químicas se influyen mucho por la temperatura y los tinacos por lo general se ubican en los techos de las casas a la acción directa del sol, por lo que la temperatura del agua puede ser mucho más alta que la que se usa en las evaluaciones en laboratorio.

Para los parámetros como los elementos inorgánicos que están por debajo del límite de cuantificación, se deberá analizar si se requieren tomando como base el tipo de material empleado en la construcción de los tinacos y cisternas.

La cuantificación de algas que en todos los casos dio cero, se debería revisar el método ya que la norma propone un método que utiliza para el conteo la cámara de Neubauer que es para contar principalmente cultivo de microalgas pero no necesariamente son muy convenientes para contar poblaciones “naturales”.

Una condición que solicita la norma en su Apéndice A.1 es que el agua extractante se debe esterilizar, cosa que resulta imposible para el volumen que se maneja, además de que no hay evaluación microbiológica y como ya se vio no hay algas.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Todos los tinacos y cisternas evaluados (en total 109) en laboratorio cumplieron con los requisitos de las normas correspondientes. Es recomendable sin embargo experimentar si en condiciones normales, es decir a cielo abierto, directo a la acción del sol, se tiene el mismo comportamiento.

También se podrían analizar otras variantes como solo agua desionizada, sin agregar sales, y a cielo abierto. Es recomendable también revisar si los métodos propuestos son aplicables al tipo de muestra y a los materiales de los tinacos y cisternas.

Estas recomendaciones se usarán para proponer mejoras en la norma.

## REFERENCIAS

Batish R. (2003). A New Approach to the Design of Intermittent Water Supply Networks. ASCE EWRI World Water and Environmental Congress. Filadelfia, EUA.

Cabrera-Bejar, J.A. & Tzatchkov, V.G. (2009a). Inexpensive Modeling of Intermittent Service Water Distribution Networks. EWRI-ASCE World Environmental & Water Resources Congress, Kansas City, Missouri, EUA.

Cabrera-Bejar, J.A. & Tzatchkov, V.G. (2009b). Modelo de llenado inicial de redes de distribución de agua potable con servicio intermitente utilizando los programas EPANET y SWMM. Memorias IX Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua SEREA. Valencia (España).

Cabrera-Bejar, J.A. & Tzatchkov, V.G. (2010a). Suministro intermitente de agua potable en México. Modelos de redes de distribución, XXI Congreso Nacional de Hidráulica, Guadalajara, Jalisco, México.

Cabrera-Bejar, J.A. & Tzatchkov, V.G. (2010b). Modelación de la calidad del agua en las redes de distribución con depósitos intradomiciliarios, X SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Morelia, Mich., 10-14 de enero de 2010

Cabrera-Bejar, J.A. & Tzatchkov, V.G. (2011). Modelación de Redes de Distribución de Agua con Suministro Intermitente, X Congreso Internacional de Ingeniería Hidráulica y VI Seminario Internacional de Uso Integral del Agua, Holguín, Cuba.

Cabrera-Bejar, J.A. & Tzatchkov, V.G. (2012). Modelación de redes de distribución de agua con suministro intermitente", Tecnología y Ciencias del Agua, volumen III(2), pp. 5-25.

Hernández-López, R.D. & Tzatchkov, V.G. (2009). Estudio de la eficiencia de mezcla y distribución del tiempo de residencia del agua en un depósito intradomiciliario", XXII Congreso Nacional de hidráulica, Acapulco, Guerrero, México, Noviembre 2012, p. 1-6.

Hernández-López, R.D. & Tzatchkov, V.G. (2012). Estudio de la eficiencia de mezcla y distribución del tiempo de residencia del agua en un depósito intradomiciliario. Revista Tlaloc, Asociación Mexicana de Hidráulica, No. 57, Octubre - Diciembre 2012, pp. 1-6.

Norma NMX-C-374-ONNCCE-CNCP-2000. Industria de la construcción – Tinacos y Cisternas prefabricadas – Especificaciones y métodos de ensayo.

Norma NMX-C-374-ONNCCE-CNCP-2008. Industria de la construcción – Tinacos y Cisternas prefabricadas – Especificaciones y métodos de ensayo.

Norma NMX-C-374-ONNCCE-CNCP-2012. Industria de la construcción – Tinacos y cisternas prefabricadas - Especificaciones y métodos de ensayo.

PAHO (Pan American Health Organization) (2001), World Health Organization (WHO), Division of Health and Environment (HEP), Regional Report on the Evaluation 2000 in the Region of The Americas, Washington D.C.

Totsuka, N., Trifunovic N. & Vairavamoorthy K. (2004). Intermittent urban water supply under water starving situations. 30th WEDC International Conference “People-Centred Approaches To Water And Environmental Sanitation”. Vientiane, Lao PDR.

Tzatchkov, V. & Cabrera-Bejar, J.A. (2008). Una forma de modelar el suministro intermitente de una red de distribución de agua potable., Memorias VIII Seminario Ibero-americano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua SEREA. Lisboa, Portugal.

Tzatchkov, V.G. & J. A. Cabrera-Bejar (2009). Intermittent drinking water supply: problems, solutions, modeling and experiences from Mexico. Conference “An International Perspective on Environmental and Water Resources, EWRI-ASCE y Asian Institute of Technology (AIT), Bangkok, Tailandia.

## Capítulo 5. Remoción de nitrógeno y fosforo de aguas residuales domésticas empleando la macrófita *Eleocharis Bonariensis* Nees

Francisco Xavier Mojica Rodríguez (1), Gilberto Carreño Aguilera (2), Josefina Ortiz Medel (3), María Lina Fuentes Galván (4), Lenin Sánchez Calderón (5)

(1) Universidad de Guanajuato (México) van\_hoff@hotmail.com

(2) Universidad de Guanajuato (México) gca@ugto.mx

(3) Universidad de Guanajuato (México) jomedel@ugto.mx

(4) Universidad Autónoma de San Luis Potosí (México) fugalina@gmail.com

(5) Universidad Autónoma de Zacatecas, Zacatecas (México) xamachana22@gmail.com

---

**RESUMEN.** En este trabajo se estudió la remoción de nitrógeno y fosforo de aguas residuales domesticas por fitorremediación empleando la macrófita *Eleocharis Bonariensis* Nees. El estudio se hizo en diferentes sistemas batch, con y sin aireación y en continuo. El mejor sistema fue el de agua residual con la planta flotando, sin tezontle como soporte y sin aireación, donde se obtuvieron los siguientes resultados: se removió en 3 días de 60 a 0 mg/l de nitrógeno total; de 14 a 0 mg/l de nitrógeno amoniacal; de 0.14 a 0 mg/l de nitritos; de 3.6 a 0 mg/l de nitratos y de 10.6 mg/l a 0 mg/l de fosforo total. En el experimento en continuo con una velocidad de flujo de 0.2 l/min se removió de 32 a 2 mg/l de nitrógeno total y de 2.94 a 0 mg/l de fósforo total. Viéndose favorecido el proceso con la hidrodinámica del agua. En los procesos batch, la aireación no tuvo resultados relevantes.

**ABSTRACT.** In this work, the removal of nitrogen and phosphorus was studied in domestic residual water by phytoremediation using the macrophyte *Eleocharis Bonariensis* Nees. The study was done in different batch systems with and without aeration and continuous. The best system was the residual water with floating plant without tezontle as support and without aeration, where the following results were obtained. It as removed in three days from 60 to 0 mg/l of total nitrogen; from 14 to 0 mg/l of ammonia nitrogen; from 0.14 to 0 mg/l nitrite; from 3.6 to 0 mg/l nitrate and 10.6 mg/l to 0 mg/l of total phosphorus. In the experiment in continuous with a flow rate of 0.2 l/min was removed from 32 to 2 mg/l total nitrogen and 2.94 to 0 mg/l total phosphorus. Seeing favored the process water hydrodynamics. In batch processes, aeration had no relevant results.

---

Palabras clave: *Eleocharis*, fitorremediación, remoción de nitrógeno amoniacal, remoción de nitratos, remoción de fosforo.

Keywords: *Eleocharis*, phytoremediation, ammonia nitrogen removal, nitrate removal, phosphorus removal.

## INTRODUCCIÓN

La depuración de aguas residuales domésticas es un tema de gran importancia para controlar los riesgos de polución y por lo tanto es necesario buscar alternativas que permitan mejorar las condiciones de las descargas para poderse verter a fuentes naturales. Existen diferentes tecnologías que presentan ventajas y desventajas dependiendo del contexto, entre las opciones tecnológicas se encuentran los humedales artificiales.

Los humedales poseen un alto potencial de depuración gracias al suelo y su flora bacteriana y la vegetación que vive en el humedal. Desde hace años se aprovecha este potencial para construir sistemas artificiales que depuran las aguas de forma respetuosa con el medio y no requieren medios energéticos ni personal especializado para su manejo (R. Citres & G. Thobanoglous, 2000).

En los humedales los contaminantes se remueven a través de una combinación de procesos físicos, químicos y biológicos, incluyendo la precipitación, sedimentación, adsorción, asimilación por plantas y transformaciones bioquímicas mediante los microorganismos presentes en forma de película sobre el material de soporte.

Se ha encontrado que los humedales son efectivos para el tratamiento de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), sólidos suspendidos (SS), nitrógeno (N) y fósforo (P), así como la disminución de la concentración de metales, compuestos químicos, orgánicos y patógenos ya que muchos de los grupos microbianos de los humedales son predadores de organismos patógenos (J. Vymazal, 2007).

Un exceso de fósforo puede causar un desequilibrio en ecosistemas acuáticos provocando fenómenos como la eutrofización. Un exceso de nitrógeno amoniacal ocasionaría el consumo del oxígeno disponible en el área de descarga ocasionando la muerte de la biota de la zona.

La eliminación del nitrógeno presente en las aguas residuales, se realiza en la mayor parte de los casos por vía biológica mediante los procesos de nitrificación y des-nitrificación. Sin embargo recientes estudios han puesto de manifiesto la posibilidad de eliminar el nitrógeno amoniacal mediante otros procesos más eficientes energéticamente y con menor producción de fangos (Gabriel Maltais-Landrya, et al. 2009), ejemplo de ellos son los humedales artificiales, que contribuyen a eliminar nitrógeno y fósforo.

Se ha comprobado que las macrófitas son excelentes para la remoción de nutrientes y son además muy eficaces en la coagulación de coloides que producen color en el agua, lo cual también contribuye a la clarificación del efluente. Así mismo, se ha observado la efectividad de estas plantas en la eliminación de los metales pesados.

El uso de humedales artificiales en el hogar es una alternativa económicamente viable y eficaz para la remoción de nutrientes y contaminantes contenidos en agua residual doméstica, empleando una macrófita de la región.

La macrófita de la región utilizada en este trabajo se recolectó entre las ciudades de Cuerámara y Abasolo y fue identificada como *Eleocharis Bonariensis* Nees. Esta planta tiene características importantes que la hace óptima para su uso en humedales artificiales en el hogar. Presenta altas tasas de remoción de nutrientes y su tamaño que oscila alrededor de 50cms de altura la hace óptima para su uso en el hogar (Mojica, F. 2013).

## METODOLOGÍA

La metodología experimental se dividió en 4 etapas principales. La primera etapa consistió en la preparación y el diseño de experimentos. En esta etapa se llevó a cabo la recolección e identificación de la planta, la construcción de los reactores biológicos para la fitorremediación y el diseño de las pruebas experimentales. En la segunda etapa se iniciaron los experimentos que consistieron en el estudio de la remoción de nitrógeno y fosforo por la planta recolectada en un sistema batch sin aireación, con algunas variantes y comparativas en los parámetros de diseño. La tercera etapa fue

similar a la segunda, pero con la adición de aireación artificial y en la cuarta etapa se estudió el proceso de fitorremediación en un proceso continuo.

### Primera etapa

En base a trabajos y resultados anteriores se seleccionó la macrófita a usar y se llevó a cabo su recolección (20.57220° N, 101.49657° O).

Se analizó la adaptación de la planta, tomando como puntos de partida la variación de salinidad y el crecimiento rápido de raíces. El periodo de adaptación fue de aproximadamente 6 meses, en los cuales, la planta soportó cambios de humedad, temperatura, altitud y nutrición.

Se identificó la macrófita (Figura 1) en el laboratorio de Biología Integrativa de Plantas y Microorganismos de Unidad Académica de Ciencias Biológicas de la Universidad Autónoma de Zacatecas.

Los reactores se prepararon con vidrio de 5 mm de grosor. Las medidas aproximadas fueron 35 cm x 35cm x 40cm, con una pendiente de aproximadamente 25° en el fondo para la purga de agua y lodos al finalizar cada etapa. Se diseñaron 3 purgas laterales para el muestreo de las distintas zonas del reactor (aerobia/anaerobia) (Figura 2).

Figura 1.- *Eleocharis Bonariensis* Nees en condiciones naturales



Fuente: Mojica, F., 2013.

Figura 2.- Reactor para el sistema de humedales artificiales.



Fuente: Mojica, F., 2013.

Para la colocación de la planta en los reactores sin medio de soporte fue necesario considerar algunos criterios, como que las raíces tienen una densidad menor que el agua y que su cuerpo emergente ocasiona que no se puedan mantener erectas. Por lo cual, se colocó en este caso una rejilla que permitió la exposición de las raíces a la columna de agua y dio estabilidad a la parte emergente de la macrófita.

### Segunda etapa

Una vez que se estuvieron listos los reactores y se recolectó la planta, se dio comienzo a la fase experimental con agua residual doméstica. Los experimentos se llevaron a cabo en un sistema batch sin aireación en cuatro tipos de diseños (Figura 3).

Para facilitar la identificación de cada una de los reactores se le dio una nomenclatura a cada uno.

- Reactor M: Reactor con macrófita en flotación forzada o sin sustrato.
- Reactor (M y S): Reactor con macrófita y sustrato.
- Reactor A (B): Reactor blanco.
- Reactor S (B): Reactor blanco con sustrato.

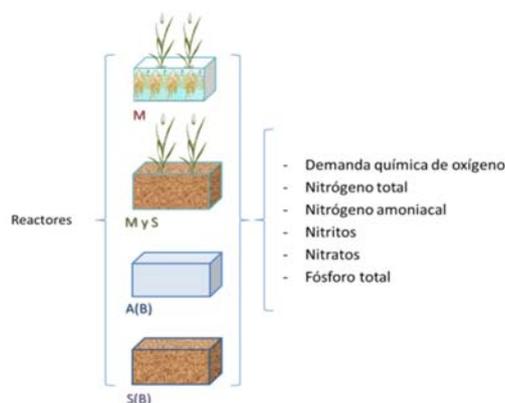
Los parámetros fueron analizados cada 24 horas durante 5 días. Dichos parámetros son Nitrógeno total ( $N_T$ ), Nitrógeno amoniacal ( $N-NH_3$ ), Nitritos ( $N-NO_2$ ), Nitratos ( $N-NO_3$ ), y Fósforo total ( $P_T$ ). La medición de estos parámetros nos permite observar la influencia de la macrófita (*Eleocharis Bonariensis* Nees) y del tezontle como medio de soporte para las plantas en los reactores en la remoción de nutrientes contaminantes, intentando recrear las reacciones físico-químicas y biológicas que ocurren en un humedal natural o artificial.

### Tercera etapa

En esta etapa se utilizaron únicamente los dos reactores que contenían a la macrófita de estudio y se inició una nueva corrida de experimentos con aireación artificial con la finalidad de comparar los resultados con los de la segunda etapa y analizar la influencia de una oxigenación adicional al sistema. De esta forma, se podrá decidir si es significativo, factible y rentable añadir dicha operación unitaria a un sistema de humedales.

La zona de inyección de oxígeno al sistema es de gran importancia, ya que se considera que la remoción de nutrientes en un humedal requiere condiciones aerobias y anaerobias. Por lo cual, la zona de inyección fue localizada a la mitad de la altura de la columna de agua.

Figura 3.- Reactores biológicos de experimentación



Fuente: Mojica, F., 2013.

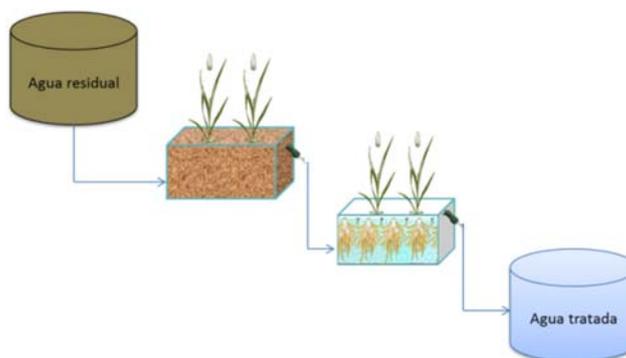
De esta forma, se espera respetar las condiciones aerobias y anaerobias necesarias para la eliminación de nutrientes. Para esta corrida de experimentos se tomaron muestras durante 6 días cada 24 h.

d) Cuarta etapa

Tomando en cuenta los resultados obtenidos de la capacidad de absorción de la macrófita. Se diseñó un experimento piloto en continuo. Dado que los humedales artificiales son sistemas de tratamiento de aguas residuales, se debe manejar la variable del flujo al igual que cualquier sistema de tratamiento.

El tren del sistema continuo consistió únicamente en los reactores M y (M y S). Se establecieron parámetros fijos de operación como el flujo, tiempo de retención hidráulico y el volumen de agua que era posible almacenar. En la Figura 4 se muestra el sistema en continuo que se diseñó para esta etapa.

Figura 4.- Diagrama de flujo del sistema en continuo.



Fuente: Mojica, F., 2013.

El objetivo de esta etapa es observar y analizar la influencia del flujo en el tratamiento de aguas por este sistema en comparación de las pruebas en batch que se llevaron a cabo en la etapa dos y tres. Para esta prueba se tomó únicamente un tiempo inicial y un tiempo final ajustando el flujo al máximo tiempo de residencia hidráulico (TRH), ya que por los volúmenes limitados de los reactores, este tiempo de retención no podría ser muy grande.

Se realizó un muestreo en una descarga de agua residual doméstica, para cada una de las etapas. La ubicación de la zona de muestreo se encuentra en la ciudad de Guanajuato con coordenadas 21°0'37'' N y 101°16'2'' O.

Para la caracterización de influentes y efluentes de los reactores en todas las etapas de experimentación, fueron utilizados los métodos de Hach.

Tabla 1.- Parámetros medidos y método de caracterización.

Parámetro	Método	Referencia
Nitrógeno Total (Nt)	Método de digestión de persulfato	HACH 10072 HR
Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> )	Método salicilato	HACH 10031 HR
Nitrito (N-NO <sub>2</sub> )	Método diazotación	HACH 8507

Nitrato (N-NO <sub>3</sub> )	Método de reducción de cadmio	HACH 8039 HR
Fósforo total (P-PO <sub>4</sub> )	Método del ácido ascórbico	HACH 10210

Fuente: Mojica, F., 2013.

## RESULTADOS

De los estudios que se hicieron a la macrófita de estudio se obtuvo lo siguiente: (Fuente: Mojica, F., 2013).

Especie: *Eleocharis Bonariensis* Nees

Género: *Eleocharis*

Familia: Cyperaceae

Orden: Poales

Clase: Liliopsida

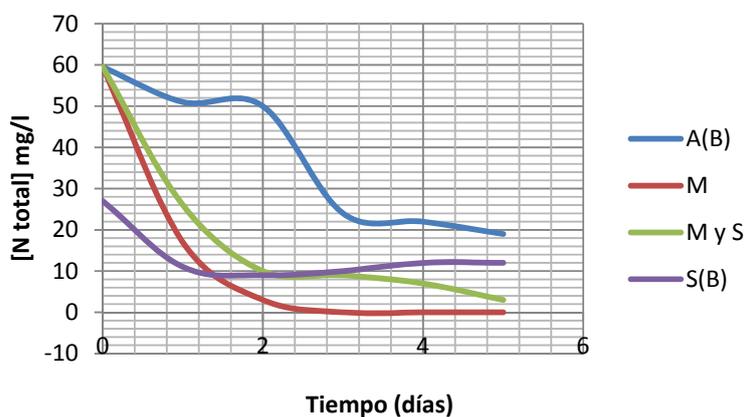
División: Magnoliophyta

Reino: Plantae

En la Figura 5 se muestra la remoción de nitrógeno total que se obtuvo en cada reactor. El reactor M logró una remoción del 100% de Nitrógeno total, o al menos una reducción del mismo hasta valores por debajo de 1 mg/l en aproximadamente 36 h.

El análisis de los resultados nos indica que la presencia de la macrófita es de gran influencia para la remoción, ya que se considera que ésta aporta la oxigenación necesaria para la remoción de nitrógeno en el reactor, así como la asimilación de nutrientes.

Figura 5.- Comportamiento de la concentración de nitrógeno total (N<sub>T</sub>). Sistema batch anaerobio.



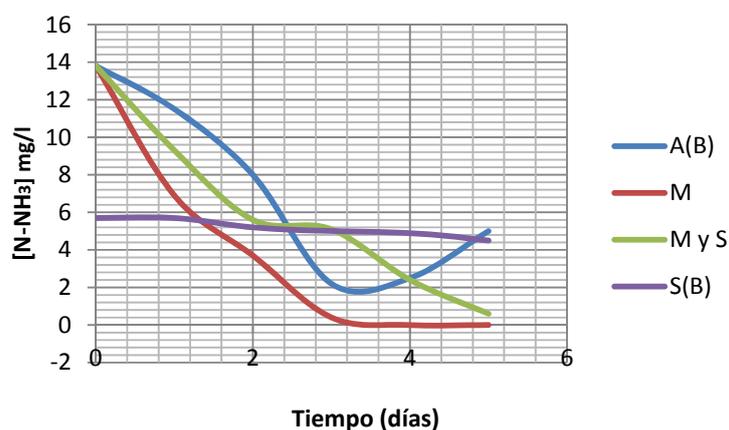
Fuente: Mojica, F., 2013.

En la Figura 6 se puede observar que en cuanto a la remoción de nitrógeno amoniacal en el reactor M se presentó una remoción del 100% en 3 días y en el reactor (M y S) se logró una remoción significativa del 95.6 %.

Los reactores de los blancos presentan comportamientos diferentes. El Reactor S (B) logra una remoción casi nula de nitrógeno amoniacal. Esto es debido a varios factores, las formas de remoción

del nitrógeno amoniacal son por asimilación de la planta, cuya presencia no existe en este reactor; por volatilización, si el pH favorece esta acción alcanzando valores arriba de 8.5; y por oxidación o nitrificación. Esta última forma de remoción requiere evidentemente oxígeno, el cual es muy bajo en este reactor por la ausencia de la planta y porque el sustrato propicia la generación de condiciones anaerobias.

Figura 6.- Comportamiento de la concentración de nitrógeno amoniacal ( $\text{N-NH}_3$ ) en los reactores.



Fuente: Mojica, F., 2013.

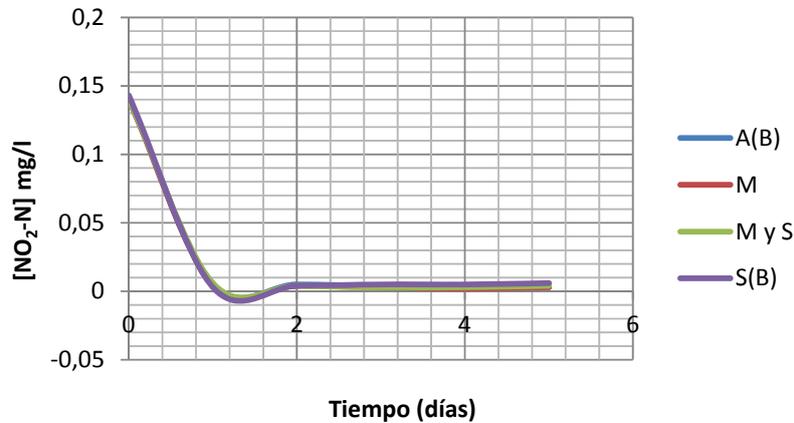
En el reactor A (B), a diferencia del S (B), posiblemente se crearon zonas aerobias que contribuyeron a la transformación o remoción del nitrógeno amoniacal. Sin embargo, el comportamiento en este reactor presenta una considerable inestabilidad de concentraciones.

La cantidad de nitritos en los diferentes muestreos fueron muy pequeños. Esto nos puede indicar que el proceso de nitrificación se está llevando a cabo muy rápido y los nitritos son inmediatamente transformados a nitratos; y también parte de los nitritos puede reducirse a nitrógeno amoniacal y/o volatilizarse. Los resultados de la Figura 7 expresan la remoción de nitritos ( $\text{NO}_2\text{-N}$ ) en los reactores.

Se considera que la planta no influye en la remoción de nitritos y lo que en realidad ocurre en los reactores es una serie de transformaciones bioquímicas entre las formas de nitrógeno a una velocidad de reacción relativamente alta.

Cuando analizamos el ciclo del nitrógeno, podemos observar que la asimilación de nitrógeno por parte de la planta se lleva a cabo cuando éste se encuentra en forma de nitratos y nitrógeno amoniacal. Parte del nitrógeno amoniacal se volatiliza y parte de los nitratos se desnitrifica, pero gran cantidad de estos compuestos es absorbida por la macrófita. En la siguiente gráfica se muestran los resultados de la remoción de nitratos en los reactores.

Figura 7.- Comportamiento de la concentración de nitrito ( $\text{NO}_2\text{-N}$ ) en los reactores.

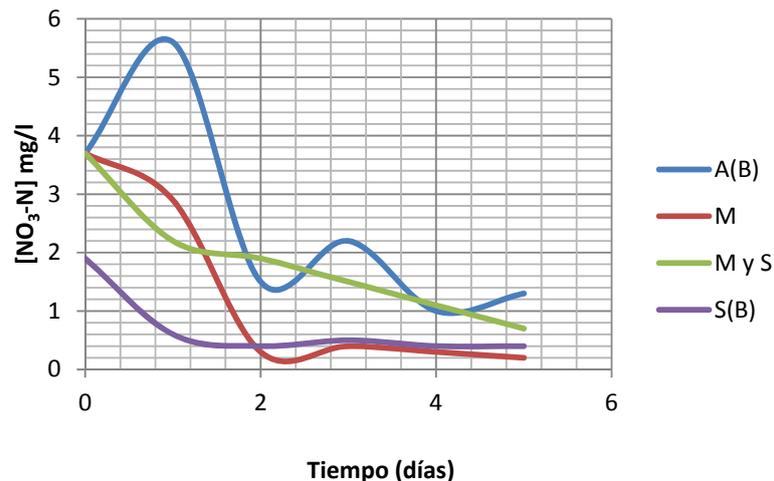


Fuente: Mojica, F., 2013.

En la Figura 8 se puede observar que el reactor M logra una remoción de nitratos en aproximadamente 2 días. En este reactor las raíces están expuestas a la columna de agua y las macrófitas obtienen su nutrición directamente de ella. Así mismo, se deben crear condiciones anóxicas en algunas zonas de los reactores que favorecen la des-nitrificación, y por lo tanto la velocidad de remoción.

El reactor A (B) presenta al igual que en otros parámetros, una inestabilidad en los valores de concentración, lo cual hace impredecible el comportamiento de los contaminantes. Se puede apreciar un incremento en los nitratos precisamente por la falta de la macrófita que asimile dichos nitratos. Al consumirse el oxígeno se presenta una des-nitrificación y al mismo tiempo una parte de los nitratos se reduce a nitritos y luego se vuelve a oxidar. Por esta reacción reversible existen estos picos en la gráfica de este reactor.

Figura 8.- Comportamiento de la concentración de nitrato ( $\text{NO}_3\text{-N}$ ) en los reactores.



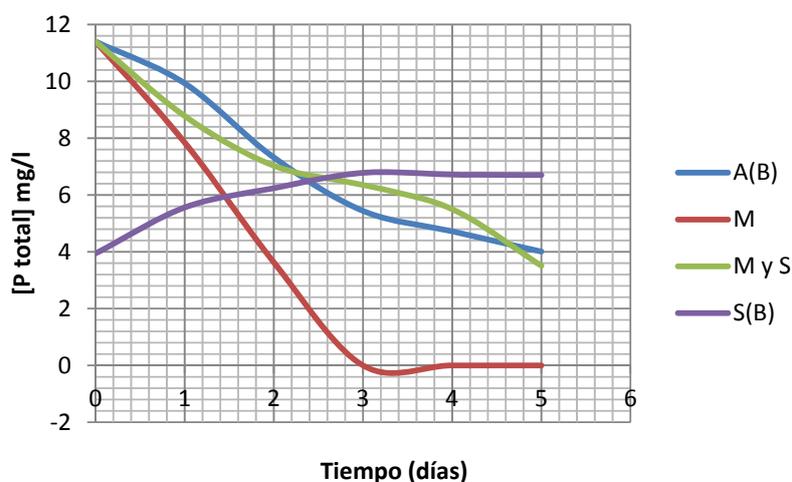
Fuente: Mojica, F., 2013.

En cuanto a remoción de fósforo, el reactor con macrófita sin sustrato presentó mejor eficiencia. En 3 días se eliminó del sistema el 100 % del fósforo inicial (Figura 9).

La razón por la cual el reactor M tiene una mayor remoción, es porque las raíces de la macrófita actúan como una red y tienen contacto directo con los polifosfatos contenidos en la columna del agua, mientras que en el reactor (M y S) los polifosfatos son adsorbidos en el sustrato y precipitados al reaccionar con los óxidos de hierro y zinc que contiene el tezontle. Las raíces en este reactor no alcanzan a estos compuestos de fósforo como en el reactor sin sustrato por estar en zonas del sustrato muy alejadas. Entonces, al realizar el muestreo de cada día, la succión de la válvula posiblemente arrastraba algunos compuestos adsorbidos en el sustrato que no hayan sido alcanzados por las raíces para assimilarlos.

El reactor S (B) mostró un incremento de fósforo a lo largo del periodo de prueba. La explicación más lógica que puede tener este incremento de concentración, es a causa de la ausencia de la macrófita en el reactor. En este reactor se generaron las condiciones anaerobias que provocan un desprendimiento de fosfatos al medio. Sin embargo, las condiciones aerobias no fueron alcanzadas. El propósito de la planta en el reactor, es proporcionar oxígeno y assimilar los nutrientes. En este caso, el sustrato sirvió únicamente como un filtro; pero un filtro solo cumple su objetivo cuando se tiene la hidrodinámica adecuada y por esta razón existía un exceso de fosfatos al obtener la muestra diariamente del reactor. La macrófita en flotación, presentó ligeramente mayor cantidad de brotes que la macrófita anclada en el sustrato. La materia orgánica e inorgánica queda atrapada también en el sustrato y la falta de la macrófita que assimile estos compuestos, ocasiona únicamente la deposición de estos.

Figura 9.- Comportamiento del fósforo total ( $P_T$ ) en los reactores.



Fuente: Mojica, F., 2013.

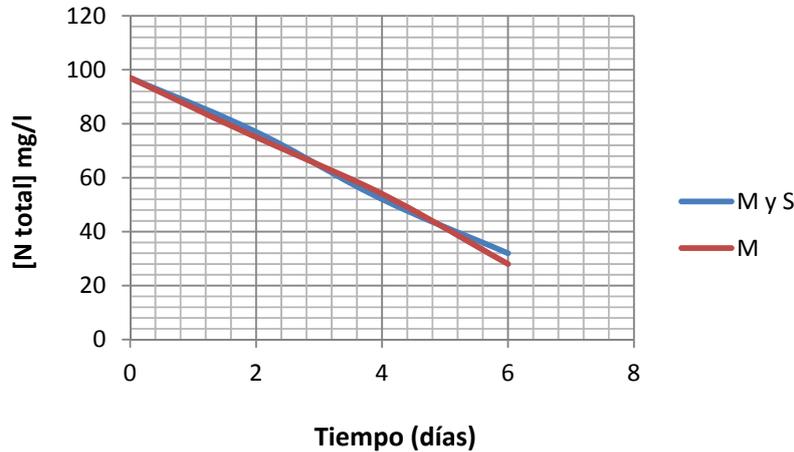
### Sistema batch con aireación

En este experimento se realizó en los reactores con la macrófita con (M y S) y sin sustrato (M). En la Figura 10 se observa un comportamiento lineal similar en los reactores. Esto nos indica nuevamente que la aireación produce un efecto de homogeneidad en el reactor, lo cual nos ayudaría a tener una mejor predicción del comportamiento de algún contaminante, como lo es en el caso del nitrógeno total.

La norma NOM-001-SEMARNAT-1996 marca el límite máximo permisible para valores de promedio mensual de nitrógeno total de 40 mg/l de  $N_T$  para uso agrícola y uso público urbano, y 15 mg/l para protección de vida acuática. Esto quiere decir que si el nitrógeno total fuera el parámetro de diseño del cual dependiera la implementación de un sistema de humedales artificiales con las

mismas condiciones de este experimento piloto, la remoción sería suficiente para el uso agrícola y público urbano, pero no para su uso en protección de vida acuática, ya que las concentraciones finales de nitrógeno fueron de 28 mg/l en M, y 32 mg/l en M y S.

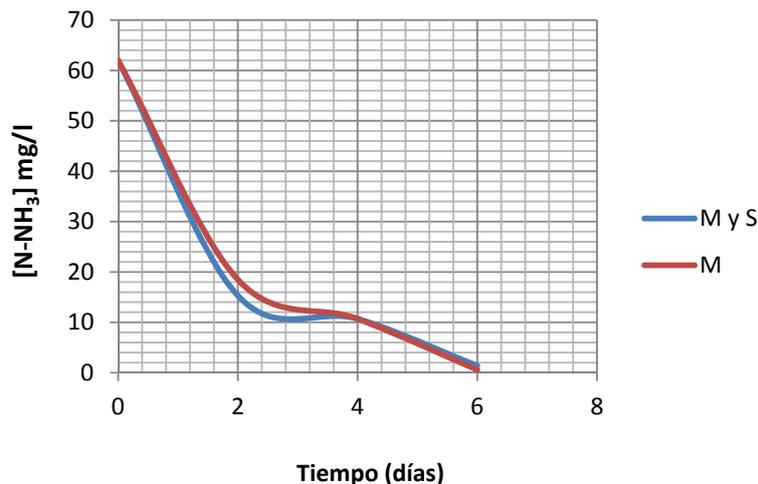
Figura 10.- Comportamiento de la concentración del nitrógeno total ( $N_T$ ).



Fuente: Mojica, F., 2013.

En la Figura 11 se muestra la gráfica que indica los resultados de la remoción de nitrógeno amoniacal. Como sabemos, el nitrógeno amoniacal al llegar a un cuerpo de agua reacciona con el oxígeno disuelto que se encuentra en él. De esta manera se consume el oxígeno disponible para el ecosistema acuático. Cuando es nitrógeno amoniacal se oxida, se realiza una nitrificación. Lo que sucede en el reactor es prácticamente la oxidación del  $NH_3-N$  rápidamente gracias a las plantas y principalmente a la aireación adicional. Mientras que en la etapa 3, los reactores ocuparon más de entre 3 y 5 días para llevar la mayor remoción, los experimentos con aireación indican que en 2 días aproximadamente la concentración disminuyó de 62 mg/l a 10 mg/l de N.

Figura 11.- Comportamiento de la concentración de nitrógeno amoniacal ( $NH_3-N$ ) en M y (M y S).



Fuente: Mojica, F., 2013.

En ambos reactores se alcanzó al sexto día, una remoción prácticamente del 100%. Con esto podemos decir que para proteger la vida de un ecosistema acuático del exceso de nitrógeno amoniacal, solo se

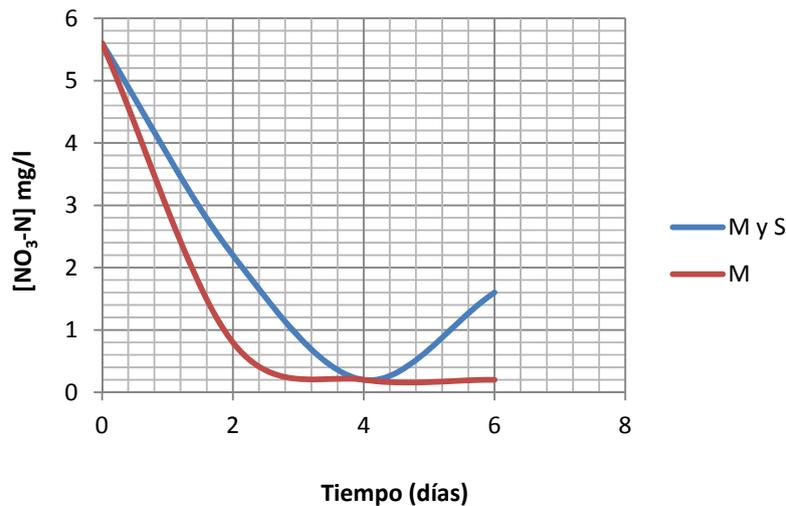
requiere una operación tan sencilla como lo es provocar una oxidación en el reactor antes de descargar el agua a un bien nacional.

En la Figura 12 podemos analizar el comportamiento de los nitratos y podemos observar que la remoción de nitrato es casi similar a la de nitrógeno amoniacal, lo cual nos indica que la nitrificación y des-nitrificación se llevan a cabo casi de manera simultánea. Además de que la aireación en el reactor provoca la homogeneidad en el medio, como se ha mencionado anteriormente.

Cabe mencionar que en el periodo de adaptación de las plantas en sus respectivos reactores, la macrófita del reactor M tuvo ligeramente más brotes que la del reactor (M y S). Esto puede ser de vital importancia relacionado con la Figura 12. Es decir, el hecho de que los brotes fueran ligeramente más abundantes en M y por lo tanto, el cuerpo de la macrófita mayor, posiblemente afectó positivamente en la asimilación del nitrato, ayudando de alguna manera al proceso de des-nitrificación.

El reactor M presenta una remoción del 96.4 % en aproximadamente 36 horas y se mantiene estable. Los nitratos son removidos vía de des-nitrificación y por la asimilación de la planta. En el reactor (M y S), a partir del cuarto día, hubo un incremento de nitratos posiblemente debido a la aireación artificial. La transformación de  $N-NH_3$  a  $N-NO_3$  es casi instantánea, por lo que inferimos que, gracias a la aireación, la velocidad de formación de nitratos es mayor a la de asimilación de los mismos por la planta. Añadido a esto, posiblemente las condiciones anóxicas que requiere la des-nitrificación, no fueron las adecuadas para que ésta se llevara a cabo.

Figura 12.- Comportamiento de la concentración del nitrato ( $NO_3-N$ ) en los reactores M y (M y S).

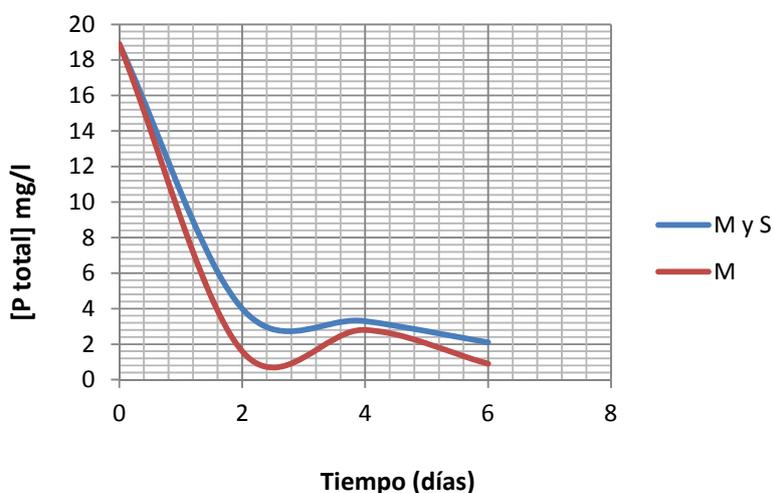


Fuente: Mojica, F., 2013.

La remoción de fósforo se puede observar en la Figura 13. A pesar de que el reactor (M y S) contiene sustrato que ayuda a la retención y precipitación del fósforo, presenta una remoción ligeramente menor que el reactor M. En este experimento se repite lo que sucedió en la segunda etapa, en el reactor (M y S) los polifosfatos son adsorbidos en el sustrato y las raíces no alcanzan a la misma velocidad los compuestos de fósforo. Sin embargo, la aireación provoca un comportamiento similar y menos variable que en el proceso sin aireación.

La aireación permite la descomposición de varios compuestos en moléculas más pequeñas y más fácilmente asimilables por la macrófita. Por esta razón no es estrictamente necesaria la zona anaerobia en este reactor.

Figura 13.- Comportamiento de la concentración del fósforo total ( $P_T$ ) en los reactores M y (M y S).



Fuente: Mojica, F., 2013.

### Proceso en continuo

Como se ha mencionado en la metodología, en este sistema (Figura 4) se realizó una prueba piloto en continuo. Este sistema consiste primeramente de un humedal con tezontle como medio de soporte o sustrato seguido de un humedal flotante sin medio de soporte; estableciéndose los siguientes parámetros de diseño: Volumen de tanque de almacenamiento  $v=100$  l, flujo  $Q= 0.20$  l/min, tiempo de retención hidráulica  $TRH= 3$  h.

El tiempo de retención es muy pequeño debido al tamaño de los reactores, sin embargo, este tiempo fue suficiente para alcanzar niveles elevados de remoción. Los resultados en este sistema se observan en la siguiente Tabla 2.

Tabla 2. Caracterización inicial y final de parámetros en el sistema en continuo.

Parámetro	Concentración de entrada	Concentración a la salida	Parámetro
N total (mg N /l)	32	2	N total (mg N /l)
N amoniacal (mg N-NH <sub>3</sub> /l)	3.8	0.6	N amoniacal (mg N-NH <sub>3</sub> /l)
Nitrato (mg N-NO <sub>3</sub> /l)	4.4	1.4	Nitrato (mg N-NO <sub>3</sub> /l)
P total (mg PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> /l)	2.94	0	P total (mg PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> /l)
pH	8.1	7.6	PH

Fuente: Mojica, F., 2013.

La razón por la cual la remoción en el sistema continuo es buena en tiempos de residencia cortos, es debido a la combinación de la hidráulica y el acomodo de los reactores.

En el primer reactor donde se tiene la macrófita en tezontle como sustrato, los sólidos suspendidos y sedimentables son atrapados gracias al flujo laminar lento (0.2 l/min) y a la dirección ascendente de flujo pistón que se presenta en el recipiente. Las formas de fósforo siguen la misma dinámica. En el segundo reactor, el agua que llega al reactor sin tezontle, presentaba una turbiedad mucho menor que la inicial lo que favorece la eficiencia de remoción de nutrientes.

## CONCLUSIONES

En el sistema batch sin tezontle como medio de soporte y sin aireación, donde las raíces de la macrófita quedan flotando y libres en agua se demostró que la planta es de mayor importancia en el tratamiento que el propio sustrato o medio de soporte y que el uso de aireación no representa resultados significativos para justificar su uso.

En el sistema de humedales en continuo con un flujo de 0.2 l/min, el uso de tezontle como medio de soporte para la planta en el primer reactor si presentó importancia en la remoción de los nutrientes, ya que sirvió como un filtro de materia orgánica e inorgánica y en él se retuvieron las distintas formas de fósforo presentes en el agua residual, facilitando la remoción de nutrientes al segundo reactor. Demostrando que la hidrodinámica y el acomodo de los reactores es un factor importante en la eficiencia de remoción de nutrientes en el agua residual.

Finalmente se puede concluir que es evidente la influencia considerable que tiene la presencia de la macrófita de estudio (*Eleocharis Bonariensis* Nees) en la remoción de nitrógeno y fosforo en un tratamiento por humedales artificiales. Debido a su tamaño reducido de aproximadamente 50 cm como máximo en su etapa adulta, la capacidad de absorción de nutrientes elevada, su adaptación al entorno y a las mismas cargas variables de contaminantes; justifican su utilización para el tratamiento y reúso sanitario de agua en casas habitación o fraccionamientos, o para riego de aguas verdes.

## REFERENCIAS

- Crites, R. & Tchobanoglous, G. (2000). Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones, Santa Fé de Bogotá. McGraw-Hill, 2000.
- Maltais-Landrya, G., Marangera, R., Brissona, J. & Chazarencb, F. (2009). Nitrogen transformations and retention in planted and artificially aerated constructed wetlands. *Water Research*. 43(2), 535–545. doi:10.1016/j.watres.2008.10.040
- Vymazal, J. (2007). Removal of nutrients in various types of constructed wetlands. *Science of the Total Environment* 380(1-4), 48-65. doi:10.1016/j.scitotenv.2006.09.014
- Mojica F. (2013). Análisis de la capacidad de remoción de nutrientes de la *Eleocharis Bonariensis* Nees, Tesis. Guanajuato, México. Universidad de Guanajuato.
- Mojica F., Carreño G., Contreras O., Baltazar J.C., Fuentes M.L., Delgado X.V., Sánchez L., (2013). Análisis de la capacidad de remoción de una macrófita de la región (*Eleocharis Bonariensis* Nees). 48° Congreso de la Sociedad Química de México. Guanajuato, Gto., México.

## Capítulo 6. Problemática y retos del saneamiento de aguas residuales en México: desafío ambiental

*Agustín Felipe Breña Puyol, Claudia Rojas Serna, Marco Antonio Jacobo Villa*

Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa (México) puyol88@yahoo.com, crojas@xanum.uam.mx, majv@xanum.uam.mx

---

**RESUMEN.** Los recursos hídricos en México, al igual que en el resto del mundo, se encuentran bajo una creciente presión. El crecimiento demográfico, la urbanización y el aumento en el consumo de agua en los hogares, la agricultura y la industria, han aumentado significativamente el uso global del agua. Este desarrollo conduce a la escasez y perjudica gravemente la disponibilidad del recurso agua, en especial por los niveles bajos del tratamiento de aguas residuales que descargan los usuarios, y que son vertidos a los cuerpos sin un saneamiento integral. En consecuencia, para atenuar y reducir el saneamiento de aguas residuales, este artículo se ha enfocado a estimar dos "Indicadores Ambientales" en las entidades federativas de México, el "Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante", y el "Déficit de Saneamiento", ambos indican que porción del volumen de descarga de agua residual es depurado por las plantas de aguas residuales en operación.

**ABSTRACT.** Water resources in Mexico, as in the rest of the world, are under increasing pressure. Population growth, urbanization and an increase in the consumption of water in households, agriculture and industry, have significantly increased the global use of water. This development leads to shortages and severely harms the availability of the resource water, especially by the low levels of treatment of wastewater that users download, and which are dumped the bodies without an integral sanitation. Consequently, to mitigate and reduce the wastewater, this article has focused on estimating two "Environmental Indicators" in the States of Mexico, "Volume of Water Waste Treated by Inhabitant", and the "Sanitation Deficit", both indicates that portion of the volume of discharge of waste water is purified by plants of sewage in operation.

---

**Palabras clave:** saneamiento, aguas residuales, indicador ambiental, manejo integral, entidad federativa.

**Keywords:** sanitation, waste water, environmental indicator, integrated management, federal entity.

## INTRODUCCIÓN

En México, el agua ha sido reconocida como un asunto estratégico y de seguridad nacional, se ha convertido en elemento central de las actuales políticas ambientales y económicas, así como un factor clave del desarrollo social. Lograr que todos los cuerpos de agua superficiales y subterráneos del país recuperen su salud, aporten caudales para satisfacer las necesidades de la población y contribuyan al crecimiento económico y calidad de vida de la población, requiere que se mantengan limpios, sin descargas de aguas residuales urbanas, industriales y agrícolas que los contaminen y afecten más allá de su capacidad natural de asimilación y dilución.

Los recursos hídricos en México, al igual que en el resto del mundo, se encuentran bajo una creciente presión. El crecimiento demográfico, la urbanización y el aumento en el consumo de agua en los hogares, la agricultura y la industria, han aumentado significativamente el uso global del agua. Este desarrollo conduce a la escasez y perjudica gravemente la disponibilidad del recurso agua, en especial por los niveles bajos del tratamiento de aguas residuales que descargan los usuarios, y que son vertidos a los cuerpos sin un saneamiento integral.

A pesar de esta condición, los usuarios del agua y demás actores involucrados en el sector, siguen satisfaciendo sus necesidades sin tomar en cuenta el impacto sobre los demás. Las diferentes actividades productivas al generar desechos diversos, son las fuentes principales de contaminación de ríos, canales y lagos; lo que se traduce en la desaparición de la vegetación natural, así como en la muerte de peces y demás animales acuáticos. Por otra parte, la descarga directa a cuerpos de agua de las aguas residuales generadas en estas actividades, limita el uso del recurso para los diferentes usos productivos como el riego o la pesca artesanal; el consumo doméstico (agua potable) y la recreación.

En consecuencia, el objetivo del artículo, se ha enfocado a estimar dos "Indicadores Ambientales" en las entidades federativas de México, el "Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante", y el "Déficit de Saneamiento", ambos en lhd (litros/habitante/día) los cuales indican que porción del volumen de descarga de agua residual es depurado por las plantas de aguas residuales en operación.

Asimismo, se describe la metodología utilizada para estimar los dos "Indicadores Ambientales" en las entidades federativas, incluyendo el procedimiento, las fuentes de información, y el periodo de análisis. En la parte final, se incluyen conclusiones, recomendaciones y las referencias.

## REGIÓN DE ANÁLISIS

La región de análisis es la República Mexicana, está situada en el continente americano en el hemisferio norte; parte de su territorio se encuentra en América del Norte y el resto en América Central. México se extiende entre los paralelos  $14^{\circ} 32' 27''$  en la desembocadura del río Suchiate y el paralelo  $32^{\circ} 43' 06''$  que pasa por la confluencia del río Gila con el Colorado; así mismo está comprendido entre las longitudes oeste de Greenwich de  $118^{\circ} 22' 00''$  y  $86^{\circ} 42' 36''$  respectivamente, las cuales son las coordenadas extremas.

Ahora bien, el territorio del país se ha dividido en 32 entidades federativas, 31 son estados libres y soberanos a los que se reconoce el derecho de dotarse de una constitución y cuerpos de gobierno propios. La entidad federativa restante es el Distrito Federal, territorio bajo dominio compartido de la Federación mexicana y los órganos de gobierno locales. La figura 3.1 ilustra los límites territoriales de las 31 entidades federativas y el Distrito Federal.

Figura 1. Límites geográficos de las entidades federativas de la República Mexicana



## METODOLOGÍA

La metodología desarrollada para estimar los "Indicadores Ambientales", que miden el nivel de saneamiento de las entidades federativas del país, se ha estructurado para calcular el valor promedio del "Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante, y el "Déficit de Saneamiento" durante un periodo de 11 años (2,003-2,013), en cada una de las 32 entidades federativas del país, involucrando las variables de tasa de crecimiento poblacional, población anual, caudal tratado en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, dotación de agua potable y descarga de aguas residuales. Los dos "Indicadores Ambientales", están expresados en litros/habitante/día (lhd), unidad muy común que se utiliza en el abastecimiento de agua potable y en las descargas de aguas residuales.

### Tasa de crecimiento poblacional

- En la primera fase de la metodología, se procedió a estimar la tasa de crecimiento poblacional media anual de las entidades federativas, utilizando los datos de los Censos Generales de Población y Vivienda de 2,000 y 2,010, que publica el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI 2,000, 2,010).

La tasa de crecimiento poblacional media anual se puede determinar se determina a través de expresiones matemáticas elaboradas para tal fin o bien con el auxilio de modelos estructurados con diferentes técnicas. Los análisis más utilizados, en demografía, parten del supuesto que la población sigue cierto modelo matemático y el procedimiento consiste en estimar la relación funcional que lo explica, y generalmente se consideran tres modelos básicos: aritmético, geométrico y exponencial.

Previo análisis de las características de los tres modelos, fue seleccionado el modelo geométrico, para la estimación de la tasa de crecimiento poblacional de las entidades federativas durante el periodo de

análisis (2,003-2,013). Con este tipo de modelo la tasa estimada supone un crecimiento porcentual constante en el tiempo, y se mantiene invariable durante el periodo de análisis.

La fórmula matemática utilizada para estimar la tasa de crecimiento poblacional, con los fundamentos del modelo geométrico, está representada por la ecuación (1):

$$i = \left( \frac{P_f}{P_i} \right)^{\frac{1}{k}} - 1 \quad (1)$$

donde  $i$  es la tasa de crecimiento poblacional;  $P_f$  es la población al final del periodo de análisis;  $P_i$  es la población al inicio del periodo de análisis; y  $k$  es el intervalo de tiempo que dura el periodo de análisis, en años.

### **Población anual**

Con el apoyo de las tasas de crecimiento poblacional estimadas con los datos de población registradas en 2,000 y 2,010 (INEGI, 2,000, 2,010) y con la expresión matemática descrita por la ecuación (1), se procedió a estimar los valores de la población anual durante el periodo de análisis 2003-2013, para cada una de las entidades federativas.

La expresión matemática derivada por los fundamentos del método geométrico, y que permite estimar la magnitud de la población anual, está representada por la ecuación (2):

$$P_f = P_i(1+i)^k \quad (2)$$

donde  $P_f$  es la población al final del periodo de análisis;  $P_i$  es la población al inicio del periodo de análisis;  $i$  es la tasa de crecimiento poblacional; y  $k$  es el intervalo de tiempo que dura el periodo de análisis, en años.

### **Volumen tratado en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales**

La información del volumen tratado en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales de las entidades federativas del país, requerida para evaluar el indicador ambiental, se encuentra sintetizada durante el periodo de análisis (2,003-2,013), en el documento denominado "Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Edición 2014 (CONAGUA, 2014)".

Analizando la información disponible se observan variaciones considerables de un año a otro en los caudales tratados, y tales diferencias pueden tener su origen en la variación del volumen de aguas recolectadas y/o en las condiciones de operación de las plantas de tratamiento.

### **Dotación de agua potable y descarga de aguas residuales**

La dotación de agua potable que reciben los habitantes de una ciudad, comunidad o entidad federativa, desempeña un papel muy importante en la determinación del volumen de agua residual que genera cada habitante de un centro urbano o rural.

De Acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-001-CNA-2000, establece que los retornos son los volúmenes que se reincorporan a la red de drenaje de una cuenca hidrológica, como remanentes de los volúmenes aprovechados en los diferentes usos. La recomendación para estimar el volumen de retorno, que estipula la Norma, en relación al uso doméstico es del 80%, es decir la descarga de agua residual que genera un habitante, es igual al ochenta por ciento de la dotación de agua potable.

La información de las dotaciones de agua potable, a nivel de entidad federativa y de algunas de las principales ciudades de la República Mexicana, se encuentran disponibles durante el periodo de análisis (2003-2013), en el documento denominado "Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Edición 2014 (CONAGUA, 2014)", y que año con año publica la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

### **Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante ( $VARTH_i$ )**

El proceso utilizado para estimar el  $VARTH_i$ , asociado a cada uno de los años  $i$  del periodo de análisis, se estimó al dividir el volumen anual de agua residual tratada en las plantas de tratamiento entre la población anual, correspondiente a una entidad federativa. El valor de este Indicador Ambiental se calculó con ayuda de la ecuación (3) definida por:

$$VARTH_i = \frac{\text{Volumen anual agua residual tratada}}{\text{Poblacion anual}} \quad (3)$$

El análisis de este Indicador Ambiental abarco la estimación del valor promedio durante el periodo de análisis (2003-2013) del  $VARTH_i$  de las 32 entidades federativas.

### **Déficit de Saneamiento ( $DS_i$ )**

En general las entidades federativas no llevan a cabo el saneamiento total de las descargas residuales, y el Déficit de Saneamiento ( $DS_i$ ) es equivalente a la Descarga de Aguas Residuales ( $DAR_i$ ) que genera un habitante, menos el Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante. La  $DAR_i$  se determina al multiplicar la dotación de agua potable por el coeficiente de retorno igual al 80%.

En el caso específico de este Indicador Ambiental, Déficit de Saneamiento ( $DS_i$ ), solamente se determinó para el 2013, para tener una idea de la problemática actual del saneamiento de agua residual en las entidades federativas. Su valor se estimó con el apoyo de la ecuación (4).

$$DS_i = DAR_i - VARTH_i \quad (4)$$

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos ponen de manifiesto una problemática muy compleja en el saneamiento de las aguas residuales, que se efectúan en las entidades federativas. Los resultados heterogéneos de los dos Indicadores Ambientales, indican que no existen Políticas Hídricas de un manejo integral del saneamiento de aguas residuales, y deben establecerse esquemas prioritarios para homogeneizar los niveles de contaminación producto de las descargas residuales.

### Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante ( $VARTH_i$ )

Los resultados del valor promedio correspondiente al Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante ( $VARTH_i$ ), de las 32 entidades federativas de la República Mexicana, se encuentran sintetizados en la Tabla 1.

Tabla 1. Volumen de Agua Residual Tratada por Habitante, en litros/habitante/día

<b>Entidad federativa</b>	<b>VARTH, en lhd</b>	<b>Entidad federativa</b>	<b>VARTH, en lhd</b>
Aguascalientes	224	Morelos	58
Baja California	125	Nayarit	128
Baja California Sur	154	Nuevo León	204
Campeche	8	Oaxaca	19
Chiapas	17	Puebla	36
Chihuahua	138	Querétaro	48
Coahuila	110	Quintana Roo	99
Colima	120	San Luis Potosí	52
Distrito Federal	32	Sinaloa	126
Durango	162	Sonora	97
Guanajuato	66	Tabasco	50
Guerrero	55	Tamaulipas	111
Hidalgo	6	Tlaxcala	58
Jalisco	48	Veracruz	42
México	30	Yucatán	5
Michoacán	42	Zacatecas	39

Analizando los valores de la Tabla 1, se observa una distribución muy irregular en los volúmenes de agua residual tratada por habitante en los estados de la República Mexicana. Aguascalientes y Nuevo León son los estados con un nivel de saneamiento satisfactorio en la depuración de las aguas residuales por habitante, mientras que las entidades federativas de Yucatán, Hidalgo y Campeche su nivel de tratamiento es insignificante, indicando una contaminación excesiva en los cuerpos de agua donde se vierten las aguas residuales.

### Déficit de Saneamiento ( $DS_i$ )

Las magnitudes del Déficit de Saneamiento ( $DS_i$ ) resumidas en la Tabla 2, son los valores faltantes que se requieren para alcanzar un saneamiento de sus habitantes del 100%, en cada uno de los estados del país. En este Indicador Ambiental únicamente se evaluó el Déficit correspondiente al año 2013.

Tabla 2. Déficit de Saneamiento, en litros/habitante/día

<b>Entidad federativa</b>	<b>Déficit, en lhd</b>	<b>Entidad federativa</b>	<b>Déficit, en lhd</b>
Aguascalientes	14	Morelos	314
Baja California	77	Nayarit	5
Baja California Sur	99	Nuevo León	2
Campeche	304	Oaxaca	69
Chiapas	91	Puebla	65
Chihuahua	118	Querétaro	117
Coahuila	172	Quintana Roo	147
Colima	193	San Luis Potosí	95
Distrito Federal	226	Sinaloa	108
Durango	155	Sonora	259
Guanajuato	80	Tabasco	285
Guerrero	93	Tamaulipas	115
Hidalgo	102	Tlaxcala	92
Jalisco	109	Veracruz	144
México	116	Yucatán	229
Michoacán	172	Zacatecas	200

Los valores del Déficit de Saneamiento ( $DS_i$ ) sintetizados en la Tabla 2, indica que los estados de Nuevo León, Nayarit y Aguascalientes alcanzan porcentajes de saneamiento cercanos al 100%,

mientras que 7 entidades federativas (Morelos, Campeche, Tabasco, Sonora, Yucatán, Distrito Federal y Zacatecas) tienen un Déficit que sobrepasan los 200 litros/habitante/día.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En general, se puede decir que una de las conclusiones más importantes obtenidas en este estudio sobre el diagnóstico del saneamiento de las descargas de aguas residuales a nivel de entidad federativa, es la urgencia de diseñar e implementar un esquema que involucre un manejo integral de las aguas residuales en las zonas urbanas y rurales del país.

Prácticamente, los niveles de cobertura de las aguas residuales debería cubrir la totalidad, no obstante los resultados indican que hay una cobertura muy heterogénea. De los tres servicios que reciben los usuarios, agua potable, alcantarillado y saneamiento, este último presenta un reto y una problemática muy compleja, en especial por el deterioro ambiental, y con los resultados de este estudio se pueden establecer esquemas integrales de saneamiento.

Un ejemplo sobresaliente es la Zona Metropolitana del Valle de México, donde el nivel de cobertura del saneamiento es únicamente del 6%, y las descargas residuales que vierten sus habitantes producen un deterioro ambiental en los recursos naturales. Las descargas residuales originadas en la Ciudad de México, se vierten en los ríos y cauces de las cuencas del Valle de México y Pánuco y finalmente se descargan en el Golfo de México. Los cuerpos de agua, ríos y cauces, tienen un recorrido de 540 km y en su trayecto contaminan flora, fauna, producción agrícola, asentamientos humanos, agua superficial y subterránea.

Lo anterior es producto de una falta de planeación urbana e hidrológica, ordenamiento territorial y manejo integral del agua, procesos que deben implementarse en los municipios de las entidades federativas, para reducir y atenuar la problemática que se presenta en el saneamiento de las descargas de aguas residuales.

En futuros estudios es urgente llevar a cabo estudios detallados de los niveles de cobertura del saneamiento de las aguas residuales, en los municipios que integran una entidad federativa, para establecer esquemas integrales para reducir y atenuar las coberturas de saneamiento.

## REFERENCIAS

- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2013). *"Estadísticas del Agua en México"*. Edición 2013, Comisión Nacional del Agua, México.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2014). *"Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento"*, Edición 2014, Comisión Nacional del Agua, México.
- Consejo Nacional de Población (CONAPO, 2012). *"La Situación demográfica de México, 2012"*, México.
- Consejo Nacional de Población (CONAPO, 2003). *"Proyecciones de la población de México, de las entidades federativas, de los municipios y de las localidades, 2000-2050"*. Documento Metodológico, México.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI, 1,950, 1,960, 1,970, 1,980, 1,990, 2,000, 2,010) *"Censo General de Población y Vivienda de 1,950 (VII) a 2,010 (XIII)"*, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

## Capítulo 7. Mapa epidemiológico comunitario de los barrios de la ribera de la Cuenca Matanza-Riachuelo

*María Eva Koutsovitis*

Universidad de Buenos Aires (Argentina) mevakoutsovitis@yahoo.com.ar

---

**RESUMEN.** Este trabajo presenta el resultado de la elaboración de un Mapa Epidemiológico Comunitario en los barrios de la ribera de la Cuenca Matanza-Riachuelo, realizado por el Departamento de Hidráulica de la UBA junto con vecinos y diferentes organizaciones sociales, sindicales y políticas. La problemática hídrico-sanitaria de los barrios ubicados en la cuenca baja se debe a la falta de acceso seguro al agua potable, falta de sistemas de recolección y tratamiento de líquidos cloacales, falta de sistemas de desagües pluviales adecuados, ineficiente sistema de recolección y disposición de los residuos urbanos y escaso control de los vertidos de efluentes industriales. Para la elaboración de este Mapa se desarrollaron durante el período 2013-2014-2015 un conjunto de acciones concretas que incluyeron una encuesta sanitaria familiar, muestreos de calidad de agua, análisis clínicos a la población de riesgo, talleres de capacitación y concientización y de formación de agentes sanitarios comunitarios.

**ABSTRACT.** This paper presents the activities and outcomes of the Community-based Epidemiologic Map campaign, carried out in the densely populated lower basin of the Matanza-Riachuelo river by the Hydraulics Department of the Universidad de Buenos Aires, neighbours and social, political and workers organizations. The neighbourhoods in this area suffer from unsafe water supply, lack of sewer networks and sewer treatment facilities, insufficient stormwater drainage systems, inefficient urban waste collection and little to no control on industrial waste disposal practices. For the construction of this Epidemiologic Map a series of actions were executed from 2013 to date, including a home sanitary survey, water quality tests, clinical blood tests of population at risk, and community-oriented workshops on the issue.

---

Palabras clave: Matanza-Riachuelo, Epidemiología Comunitaria, Información Georreferenciada.

Keywords: Matanza-Riachuelo, Community Epidemiology, Georeferenced Data.

## INTRODUCCIÓN

El río Matanza-Riachuelo es uno de los afluentes del Río de La Plata, con una longitud aproximada de 64 km en dirección sudoeste-noreste. Su cuenca hídrica abarca unos 2.100 km<sup>2</sup>, comprendiendo parte de la ciudad de Buenos Aires y de los municipios de Almirante Brown, Avellaneda, Cañuelas, Esteban Echeverría, Ezeiza, General Las Heras, La Matanza, Lanús, Lomas de Zamora, Marcos Paz, Morón, Merlo, Presidente Perón y San Vicente, desarrollándose la cuenca baja en la zona más densamente poblada del país.

En la cuenca viven alrededor de 3.500.000 habitantes, lo que representa algo menos del 9% de la población de Argentina en una superficie que no alcanza al 0,1% de la total del país. La densidad media de población de la cuenca es de 1.600 hab/km<sup>2</sup>, más de 100 veces la media del país (14,4 hab/km<sup>2</sup>).

Figura 1. Ubicación de la Cuenca Matanza-Riachuelo en el territorio argentino.

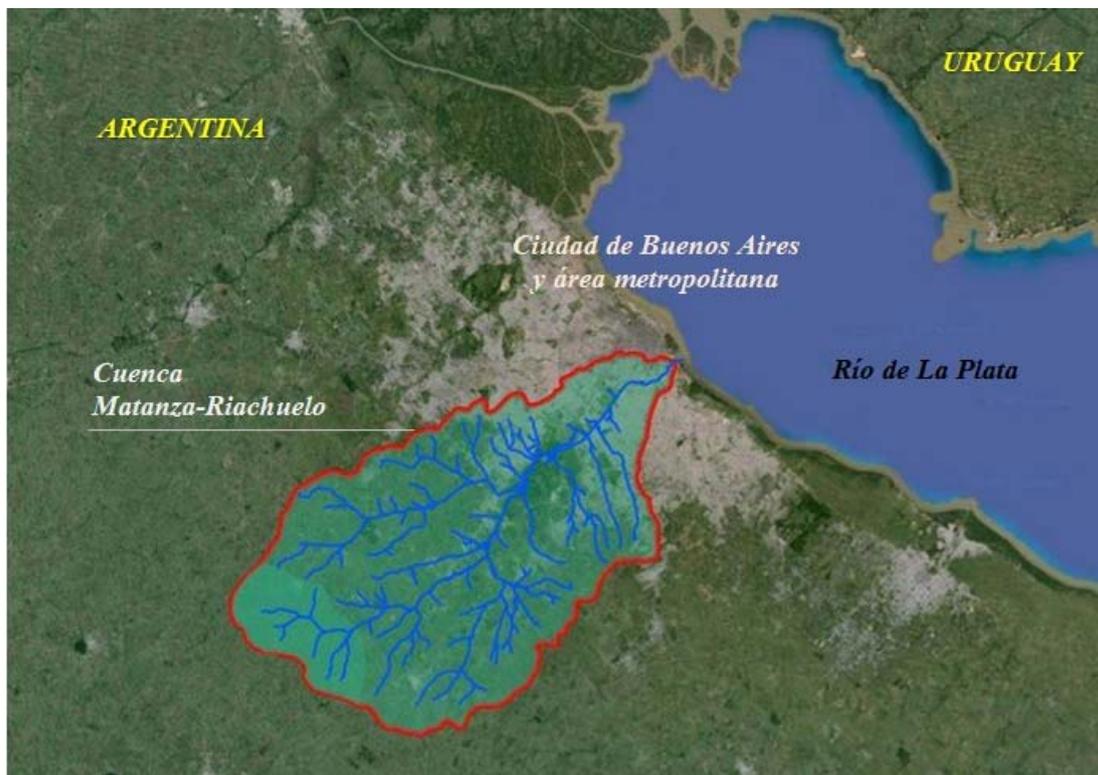


Fuente: elaboración propia, archivos shape de la Cuenca obtenidos del sitio web de ACUMAR, base Google Earth.

Los límites de la cuenca se muestran en la Figura 2, donde se puede observar que la distribución de la población no es homogénea en la cuenca: la mayor parte de la población se encuentra asentada en la cuenca baja, plenamente urbanizada, en comparación con la cuenca alta casi totalmente rural y la cuenca media urbanizada principalmente en torno a algunos de los cursos de agua.

La cuenca fue ubicada entre los 10 lugares más contaminados del mundo, según un informe elaborado por la Cruz Roja Suiza y el Blacksmith Institute, en el que se destacaba que, en el año 2008, en el suelo en las orillas del río detectaron niveles de zinc, plomo, cobre, níquel y cromo por encima de los niveles recomendados, principalmente en la cuenca baja, predominantemente urbana e industrial.

Figura 2. Cuenca Matanza-Riachuelo



Fuente: elaboración propia, archivos shape de la Cuenca obtenidos del sitio web de ACUMAR, base Google Earth.

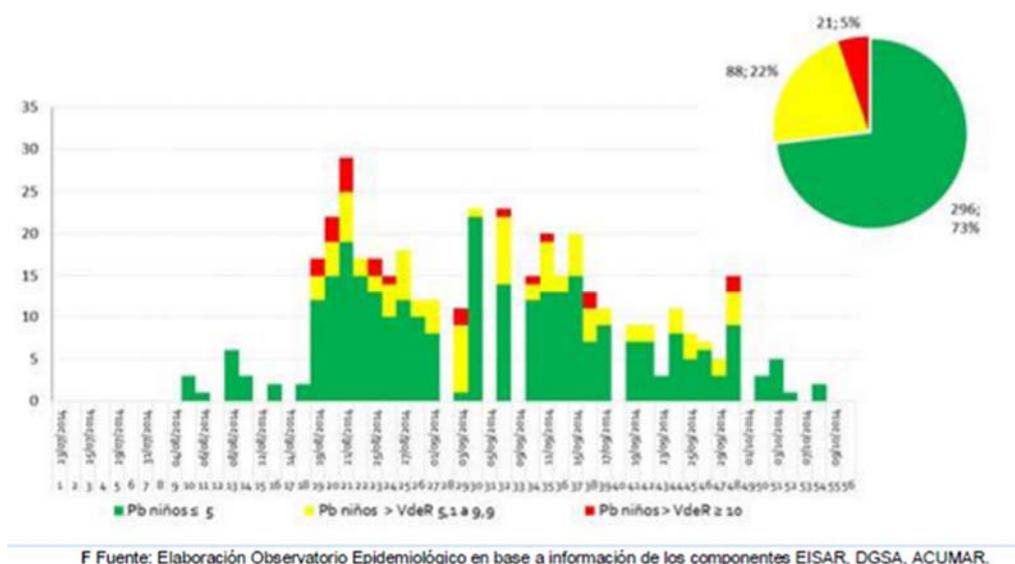
En este contexto, los barrios ubicados en la ribera del Matanza-Riachuelo en su cuenca baja presentan una problemática hídrico-sanitaria con diferentes aristas:

- falta de acceso seguro al agua potable,
- falta de sistemas de recolección y tratamiento de líquidos cloacales,
- falta de sistemas de desagües pluviales adecuados,
- ineficiente sistema de recolección y disposición de los residuos urbanos,
- escaso control de los vertidos de efluentes industriales.

Esta crítica situación sanitaria se constata en la ocurrencia de enfermedades asociadas al agua, como diarreas, hepatitis, enfermedades de la piel, etc.

Hacia fines del año 2013, la ACUMAR (Autoridad de la Cuenca Matanza-Riachuelo, ente creado por el Estado Nacional con el fin de llevar a cabo el saneamiento integral de la cuenca) instaló en algunos barrios de la ribera salas móviles sanitarias y tomó muestras de sangre a niños menores de 5 años y adultos mayores a 65. Entre otros parámetros, estos estudios midieron la concentración de plomo en sangre. Los resultados de estos análisis de laboratorio no fueron entregados a los familiares de los menores, quienes sólo fueron informados verbalmente al respecto. En informes publicados a fines de 2014 por la ACUMAR, se consigna que en los barrios de Villa Fiorito, ACUBA y Villa Lamadrid el porcentaje de niños menores de 5 años con concentraciones de plomo en sangre mayor a  $5,1\mu\text{g}/\text{dl}$  es del 27%, 31% y 16% respectivamente. En la Figura 3 se muestran los resultados obtenidos en Villa Fiorito a modo ilustrativo.

Figura 3.- Resultados de análisis de Plomo en sangre en niños menores de 5 años en Villa Fiorito, sobre un total de 405 niños



F Fuente: Elaboración Observatorio Epidemiológico en base a información de los componentes EISAR, DGSA, ACUMAR.

Fuente: Informe 2014 ACUMAR.

Sin embargo, hasta la fecha ni la ACUMAR ni las autoridades de los gobiernos nacional, provincial y municipal han sistematizado el seguimiento de niños que obtuvieron resultados positivos de concentración de plomo en sangre.

Esta situación crítica determinó la formación de un grupo de trabajo conformado por el Foro Hídrico de Lomas de Zamora, educadores de la Fundación Che Pibe de Villa Fiorito, docentes y estudiantes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, científicos, médicos sanitarios, documentalistas, la Cooperativa de Cartoneros MTE, vecinos y otras organizaciones sociales para llevar adelante una campaña de investigación, relevamiento, difusión y búsqueda de soluciones a la problemática, mediante la elaboración de un Mapa Epidemiológico Comunitario, utilizando toda la información disponible, tanto de ésta como de otras campañas anteriores.

## OBJETIVOS

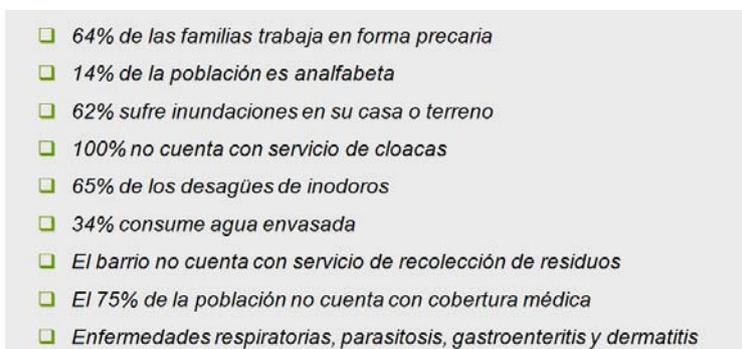
El objetivo de la campaña fue recolectar, analizar, georreferenciar y sistematizar la información sobre la situación sanitaria de la porción de territorio que cubre los barrios de la Ribera del Riachuelo, tanto de la margen de la Provincia de Buenos Aires (Lomas de Zamora y Lanús) como de la Ciudad de Buenos Aires y delinear un plan de acción cuyo objetivo es garantizar la salud integral de la población. Hasta la fecha se ha trabajado sobre el sector comprendido entre el barrio de Caraza, en Lanús, hasta los barrios Olimpo, Santa Catalina y Esperanza, de Lomas de Zamora.

## ANTECEDENTES

Algunas de las organizaciones participantes de la actual campaña cuentan con experiencia en la realización de relevamientos sanitarios comunitarios en el área, de los cuales destacamos:

El relevamiento sanitario realizado en Villa Lamadrid en 2011 por el Foro Hídrico y la organización Médicos del Mundo para vincular la degradación del ambiente y el impacto en la salud, abarcando 206 familias de las 51 manzanas, con los resultados indicados en la Figura 4.

Figura 4.- Resultado de la Campaña Sanitaria en Villa Lamadrid



Fuente: informe sobre relevamiento en Villa Lamadrid, Médicos del Mundo.

La campaña “El agua no es confort, el agua es vida” realizada en Villa Fiorito en el verano de 2012-2013 por la Fundación Che Pibe, el Foro Hídrico de Lomas de Zamora y el Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UBA. La campaña evidenció la precariedad del servicio de agua potable (redes de la concesionaria oficial de agua potable y cloacas –AySA– mal ejecutadas, redes vecinales, canillas comunitarias, conexiones clandestinas, etc.). En el marco de dicha campaña, se realizó para el sur de Lomas de Zamora un balance de oferta de agua que arrojó una dotación de agua potable de entre 51 y 77 lts/hab.día, sin considerar los usos industriales y comerciales del agua de la red, por lo que la dotación efectiva resultaría bastante menor. Estos valores se ubican muy por debajo de lo establecido por las Normas del ENOHSA y las recomendaciones de la Organización Mundial de la Salud (OMS), que prescribe una dotación mínima de 150 lts/hab.día como condición de acceso óptimo al agua. El 87% de los encuestados declara que la presión en el sistema de abastecimiento de agua es insuficiente y el 67% de los encuestados afirma utilizar motores conectados directamente a la red de agua para poder abastecerse.

El Relevamiento Sanitario realizado entre 2013 y 2014 por el Foro Hídrico, la Fundación Che Pibe y el Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UBA, en el marco de un proyecto UBANEX. El relevamiento incluyó una campaña de salud con la organización de Médicos de la Organización La Dignidad en la Escuela N°334 de Villa Lamadrid. Los análisis de laboratorio realizados a 19 niños detectaron la presencia de plomo en sangre en todos los casos.

## METODOLOGÍA Y MATERIALES

### Organización

La campaña se organizó con la participación activa de docentes, investigadores y alumnos de la Facultad de Ingeniería de la UBA, vecinos y organizaciones sociales, políticas y sindicales. Se llevaron a cabo reuniones periódicas para evaluar el estado de situación y las novedades, difundir lo realizado y definir las acciones, actividades y lineamientos resultantes.

La primera reunión se realizó el 20 de julio de 2014 y a ella asistieron alrededor de 60 personas, entre vecinos y miembros de las distintas organizaciones e instituciones involucradas.

Figura 5. Primer encuentro de difusión y capacitación de la Campaña, realizado el 20 de julio de 2014 en el centro de reciclado de la Cooperativa de Cartoneros MTE, Lanús



En esta primera reunión se definieron Comisiones para dividir el trabajo y se le asignaron a cada una de ellas participantes y responsables, como se indica en la Tabla 1.

Tabla 1. Comisiones de trabajo y funciones.

<b>Comisión</b>	<b>Tareas y funciones</b>
Investigación	Armado de encuestas. Análisis y georreferenciación de resultados.
Capacitación	Reunión en instituciones barriales, charlas y entrega de material de difusión. Relevamientos y trabajos territoriales.
Comunicación y Prensa	Realización de campaña gráfica, armado de página web/facebook y otros elementos de difusión a medida que se consensuaron los materiales.
Didáctica	Organización de talleres, actividades educativas infantiles para desarrollar en escuelas, comedores y centros comunitarios, instalación de la problemática.
Salud	Realización de diagnósticos, análisis de datos, operativos de salud, muestras de sangre.
Legal	Asistencia legal general, análisis de los marcos legales existentes, diseño de la estrategia legal.
Grupo Coordinador	Conformado por referentes de los grupos de trabajo y de las instituciones participantes. Realización de reuniones de coordinación, gestiones, etc.

En este primer encuentro los participantes consensuaron un Plan de Acción que fue siendo actualizado durante el transcurso de la campaña.

A continuación se presentan los aspectos más destacados de la campaña, a partir del plan de acción trazado inicialmente.

## Relevamiento hídrico-sanitario y capacitaciones

La primera tarea que se emprendió fue el diseño conjunto de una encuesta domiciliar que sirviera como herramienta para detectar, cuantificar y ubicar problemáticas sanitario-ambientales, a la vez que permitiera difundir y concientizar respecto de estas problemáticas a la población de los barrios de la ribera.

En la Figura 6 se presenta la encuesta diseñada, basada en las utilizadas en los relevamientos anteriores pero aumentada al relevamiento de problemáticas como la contaminación por basura y la situación de plomo en sangre, no presentes en las anteriores. Su contenido se focalizó en la detección de afecciones relacionadas a la problemática sanitario integral (manejo y disposición de los residuos sólidos urbanos, agua potable, desagües cloacales y desagües pluviales), registro de experiencias de participación ciudadana y relevamiento de los ciudadanos contaminados con metales pesados en la sangre.

La metodología de trabajo consistió en la realización de encuentros abiertos a la comunidad para difundir y capacitar respecto a la temática sanitario-ambiental y el relevamiento de más de 400 familias utilizando la herramienta de la encuesta sanitaria (Figura 7).

Entre agosto y noviembre del año 2014 se realizaron más de 20 jornadas de capacitación a vecinos y se completaron 416 encuestas en los barrios de Ingeniero Budge, Campo Tongui, Villa Fiorito, Villa Centenario y ACUBA/Caraza. El relevamiento alcanzó un total de 2.283 personas, de las cuales 1.073 fueron menores de edad.

Figura 6. Encuesta diseñada

The image shows two pages of a survey form. The top of both pages features logos for 'NTE', 'clie', 'FORO HÍDRICO', 'FACULTAD DE INGENIERÍA', 'UBA', 'MAREAS', and 'ATE Bar'. The form is divided into several sections:

- Page 1 (Left):**
  - Zona - Barrio:** \_\_\_\_\_ Encuesta N°: \_\_\_\_\_
  - a) Familia:** \_\_\_\_\_
  - b) Domicilio, calle y N°:** \_\_\_\_\_ entre: \_\_\_\_\_
  - c) Cant. de integrantes de la familia:** \_\_\_\_\_ **d) Cant. de integrantes menores de 18 años:** \_\_\_\_\_
  - 1. menores de 1 año, 2. de 1 a 5 años, 3. de 5 a 10 años, 4. de 10 a 18 años.
  - AGUA POTABLE**
    - a) El agua que tiene para el uso diario es de:
      - 1. Red AYSA:  2. Red vecinal:  3. Pozo:  4. Aguatero:  5. Desconoce:
    - c) ¿La presión del agua es suficiente todo el año? SI  NO  En caso de NO aclarar:
      - 1. Tiene y usa motor SI  NO  2. Junta en recipientes SI  NO
    - d) Para tomar: 1. compra agua mineral: SI  NO  cuando puede  2. tiene filtro: SI  NO
    - e) Color del agua: transparente \_\_\_\_\_ turbia \_\_\_\_\_ 1. A veces \_\_\_\_\_ 2. Siempre \_\_\_\_\_
    - g) Sabor del agua \_\_\_\_\_ 1. A veces \_\_\_\_\_ 2. Siempre \_\_\_\_\_
    - h) Olor del agua \_\_\_\_\_ 1. A veces \_\_\_\_\_ 2. Siempre \_\_\_\_\_
  - BASEURA Y CONTAMINANTES EN EL BARRIO**
    - a) ¿Hay recolección de residuos en su cuadra? SI  NO
    - En caso de SI aclarar: 1. Diariamente \_\_\_\_\_ 2. Semanalmente \_\_\_\_\_ 3. Ocasionalmente \_\_\_\_\_
    - b) ¿Hay quema de residuos en su cuadra? SI  NO
    - En caso de NO ¿A qué distancia aproximadamente? \_\_\_\_\_
    - Frecuencia: 1. Diariamente \_\_\_\_\_ 2. Semanalmente \_\_\_\_\_ 3. Ocasionalmente \_\_\_\_\_
    - c) Tipos de residuos: 1. Comida \_\_\_\_\_ 2. Chatarra \_\_\_\_\_ 3. Ropa/tela \_\_\_\_\_ 4. Industriales \_\_\_\_\_ 5. Otros \_\_\_\_\_
    - d) Otros contaminantes: 1. Polvillo \_\_\_\_\_ 2. Humo industrial \_\_\_\_\_ 3. Ruidos \_\_\_\_\_ 4. Olores \_\_\_\_\_ 5. Otros \_\_\_\_\_
    - e) ¿Identifica un factor/empresa/actividad contaminante en el barrio que le afecte? ¿Cuál(es)? \_\_\_\_\_
  - PROBLEMAS DE SALUD EN EL BARRIO**
    - a) Conoce algún familiar o vecino que padezca algunas de estas enfermedades y/o discapacidad: Cáncer  leucemia  autismo  púrpura  otras, especifique: \_\_\_\_\_
    - b) Dirección del afectado \_\_\_\_\_
    - c) Cantidad de años que vive en el barrio \_\_\_\_\_ d) Nombre y Apellido \_\_\_\_\_
    - e) Datos de contacto del afectado (teléfono, mail, FB) \_\_\_\_\_
  - SALUD EN LA FAMILIA**
    - a) Problemas de salud frecuentes en la familia vinculados a la situación del agua (encierra las que correspondan): INFECCIONES INTENSTINALES - VÓMITOS - HEPATITIS - INFECCIONES EN LA PIEL - IRRITACIONES EN LA PIEL - FORÚNCULOS - INFECCIONES EN LOS OJOS - IRRITACIONES EN LOS OJOS - INFECCIONES EN LOS OÍDOS - DIARREA - Otros: \_\_\_\_\_
    - b) ¿En este hogar, hay alguna persona que tenga:
      - 1- parálisis derivada en brazos, manos o piernas? SI  NO
      - 2- dificultad para escuchar bien? SI  NO
      - 3- opacura o disminución visual en uno o de los dos ojos? SI  NO
      - 4- bajo rendimiento escolar? SI  NO
      - 5- presión alta? SI  NO
- Page 2 (Right):**
  - MIEMBROS DE LA FAMILIA A LOS QUE SE LES DETECTÓ PLOMO EN SANGRE**
  - Apellido y Nombre: \_\_\_\_\_
  - Edad / N° de Documento \_\_\_\_\_
  - ¿LA ACUMAR le tomó muestra de sangre? SI NO SI NO SI NO
  - ¿El estudio fue entregado? SI NO SI NO SI NO
  - Valor informado microgramas/100ml \_\_\_\_\_
  - ¿Tiene asignado un médico de cabecera? SI NO SI NO SI NO
  - ¿Recebe gratuitamente los medicamentos? SI NO SI NO SI NO
  - ¿Recibe seguimiento? SI NO SI NO SI NO
  - Desempeño escolar: bueno - regular - malo bueno - regular - malo
  - ¿La familia recibe algún tipo de subsidio? SI NO ¿Cuál? \_\_\_\_\_
  - Nombre y Apellido del padre/madre/tutor: \_\_\_\_\_
  - DNI: \_\_\_\_\_ Celular o número de contacto: \_\_\_\_\_
  - Mail o Facebook: \_\_\_\_\_
  - PARTICIPACIÓN COMUNITARIA/INFORMACIÓN/OBRAS**
    - a) ¿Sabe que los terrenos que habitamos están contaminados? SI  NO
    - b) ¿Sabe con qué están contaminados? SI  NO
    - c) ¿Sabe quiénes producen esa contaminación? SI  NO
    - d) ¿Sabe quiénes son responsables? SI  NO
    - e) ¿Sabe qué enfermedades produce este tipo de contaminación? SI  NO
    - f) ¿Sabe cómo detectar esas enfermedades? SI  NO
    - g) ¿Participó de algún reclamo por agua, desagües, cloacas, basura, salud? SI  NO
    - h) ¿Participaría?: SI  NO
    - 1. Firma de petitorio  2. Reunión vecinal  3. Organización de Delegado por cuadra
    - 4. Reunión con autoridades  5. Manifestación  6. Piquete  7. Medida judicial
    - 8. Otros  ¿Cuál(es)? \_\_\_\_\_
    - i) ¿Sabe qué es ACUMAR? SI  NO
    - j) ¿Sabe qué obras hacen falta en el barrio? SI  NO  ¿Cuáles? \_\_\_\_\_
    - k) ¿Sabe qué obras se están ejecutando en la zona? SI  NO  ¿Cuáles? \_\_\_\_\_
    - l) ¿Participaría de una reunión informativa? SI  NO
    - m) ¿Conoce un lugar en su barrio dónde organizar esa reunión? SI  NO
    - ¿Cuál? \_\_\_\_\_
    - Comentarios adicionales: \_\_\_\_\_
  - Promotor de Salud: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_
  - Contacto: \_\_\_\_\_ Firma y Aclaración: \_\_\_\_\_

Fuente: elaboración propia.

Figura 7. Jornadas de capacitación y relevamiento realizadas en Villa Fiorito e Ingeniero Budge, Lomas de Zamora

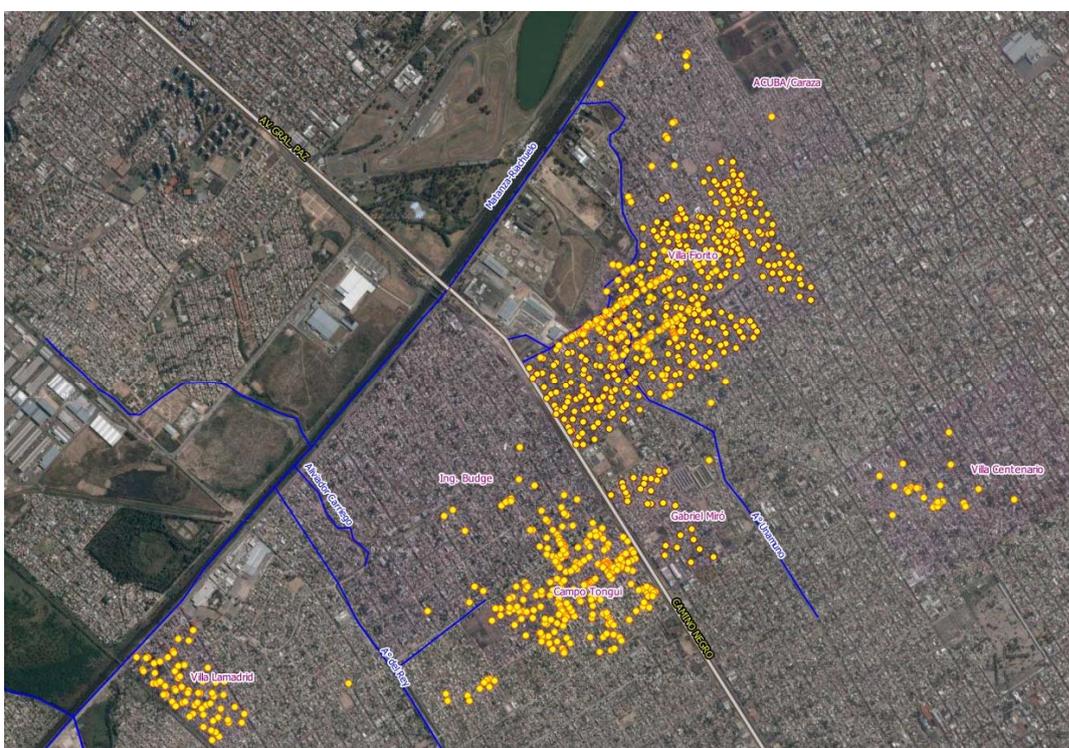


### Mapa epidemiológico

La información recopilada en las encuestas realizadas se volcó en un mapa mediante el software libre Quantum GIS, permitiendo la georreferenciación de los resultados. En la Figura 8 se muestra el total de los relevamientos realizados a la fecha, sumando a los 416 de la campaña actual, 65 de la campaña de Villa Lamadrid 2013-2014 y 404 de la Campaña de Villa Fiorito 2012-2013 (885 en total).

El análisis de la información recolectada mediante las encuestas y georreferenciada en el mapa permite la detección de problemáticas por zona y el cruce de información.

Figura 8. Mapa del total de relevamientos realizados, indicando barrios cubiertos.



Fuente: elaboración propia, archivo shape de cursos de agua de la Cuenca obtenido del sitio web de ACUMAR, base Google Earth.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### Resultados estadísticos

A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos mediante la realización de las distintas campañas de relevamiento.

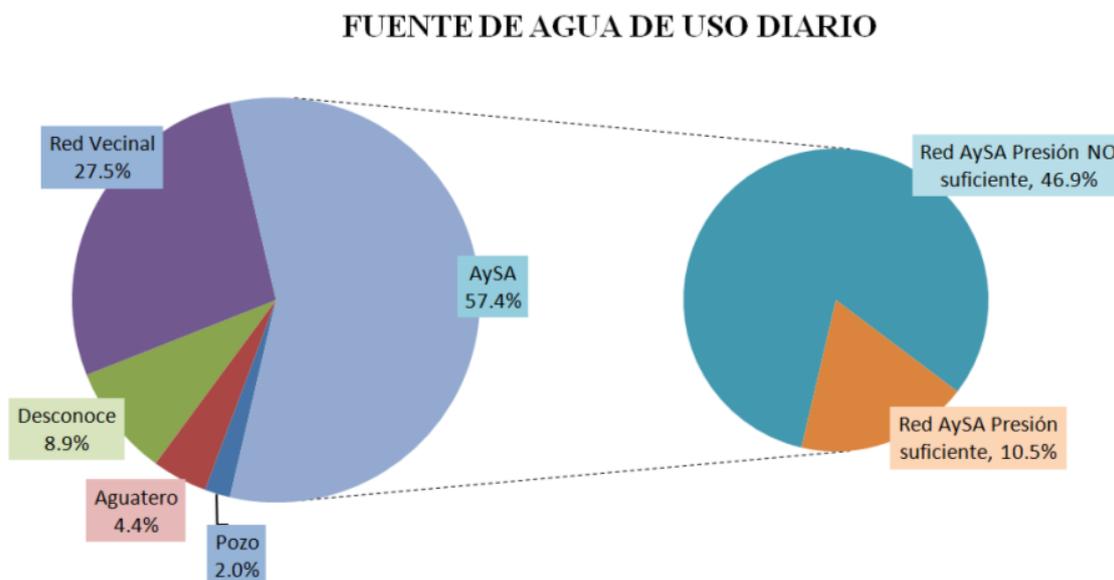
Fuentes de agua de consumo, calidad y confiabilidad del suministro:

El 57% de los domicilios encuestados se abastecen mediante la red de agua de la concesionaria oficial AySA y el 27% se abastece mediante la utilización de redes vecinales informales, registrándose en algunos casos la coexistencia de ambas redes. El 4% de los encuestados depende de la entrega de agua potable por medio de camiones municipales o del llenado de tanques comunitarios (opción “aguatero”). Ver Figura 9.

En los barrios más precarios como el Campo Tongui o partes de Villa Fiorito, el abastecimiento mediante “aguatero” llega casi al 20% de las familias encuestadas.

La presión en la red de agua es insuficiente en el 86% de los casos encuestados. El 82% de los usuarios de la red de AySA indicó que la presión en la red no es suficiente para recibir agua manera continua durante todo el año (consecuente con el balance de oferta de agua realizado en la campaña de Villa Fiorito en 2013).

Figura 9. Resultados del relevamiento: Fuente de agua de uso diario



Fuente: elaboración propia.

De los usuarios de la red de AySA (57% del total de encuestados), el 29% asegura que el agua es “turbia” permanentemente, el 24% que el agua presenta “sabor” y el 21% que tiene “olor desagradable”. De los usuarios de redes vecinales, los resultados son 7%, 9% y 8% respectivamente. En cuanto al olor del agua, lo más usual es el olor a cloro o lavandina intenso. Los barrios con mayor proporción de casos declarados de mala calidad del agua de la red de AySA son Villa Fiorito y Villa Lamadrid.

Recolección y disposición de residuos (datos de la campaña actual):

Sólo el 50% de los encuestados cuenta con servicio diario de recolección de residuos domésticos. El 22% no cuenta con servicio de recolección y el 28% sólo cuenta con un servicio ocasional de recolección (entre 2 o 3 veces por semana).

El 83% de los encuestados afirmaron que se realiza quema de residuos en la vía pública a una distancia menor a 200 metros de su domicilio, con una frecuencia superior a una vez a la semana.

El 33% indicó conocer alguna actividad, factor o empresa contaminante en la cercanía de su domicilio, entre las que se destaca la presencia o quema de basura (35%), las curtiembres (23%) y la presencia de fábricas y talleres clandestinos (48%).

Salud:

Ante la consulta sobre casos en la familia de enfermedades de posible origen hídrico, las respuestas fueron las siguientes:

Tabla 2. Porcentaje de enfermedades detectadas.

Diarrea	26%
Infecciones intestinales	12%
Vómitos	14%
Hepatitis	3%
Infecciones en la piel	12%
Forúnculos	20%
Infecciones en ojos	12%
Infecciones en oídos	12%
Otros	8%

Durante los relevamientos de la campaña actual se detectaron casos de enfermedades infrecuentes como púrpura (10 casos) y autismo (9 casos).

### Resultados georreferenciados

La georreferenciación de cada encuesta realizada permite la elaboración de mapas en los que se indica la ocurrencia de casos de la variable de interés.

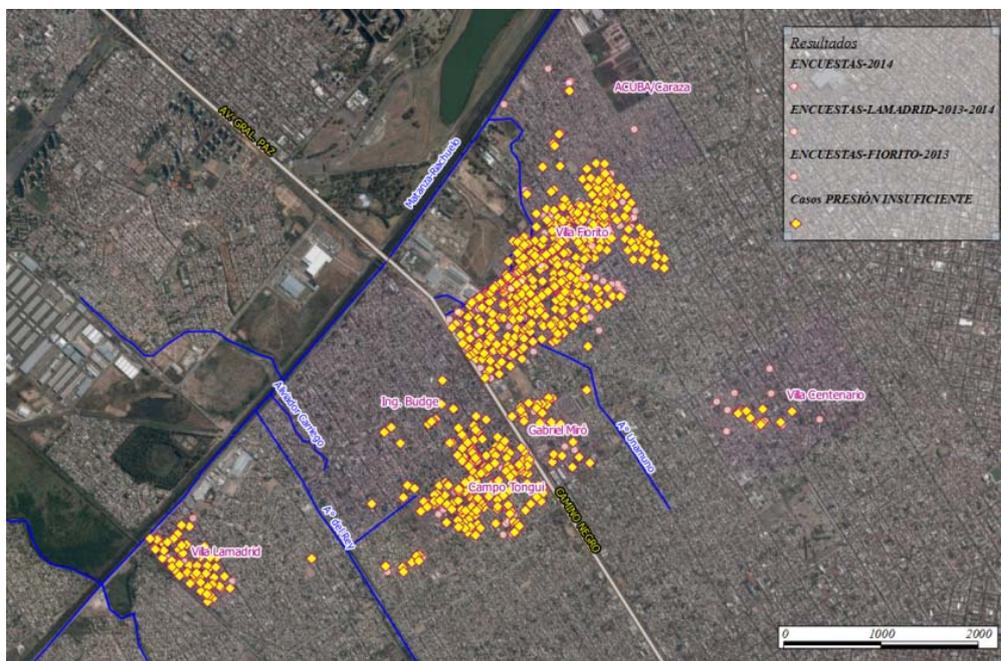
A continuación se presentan algunos mapas elaborados a modo ilustrativo, en los que se resaltan, sobre el total de encuestas realizadas (899):

Figura 10: los casos declarados de presión insuficiente de agua de la red frecuentemente o siempre (764 casos, 86%, distribuidos en toda el área de los relevamientos).

Figura 11: los casos declarados de quema de residuos en la vía pública (254 casos sobre 416 encuestados en la campaña actual).

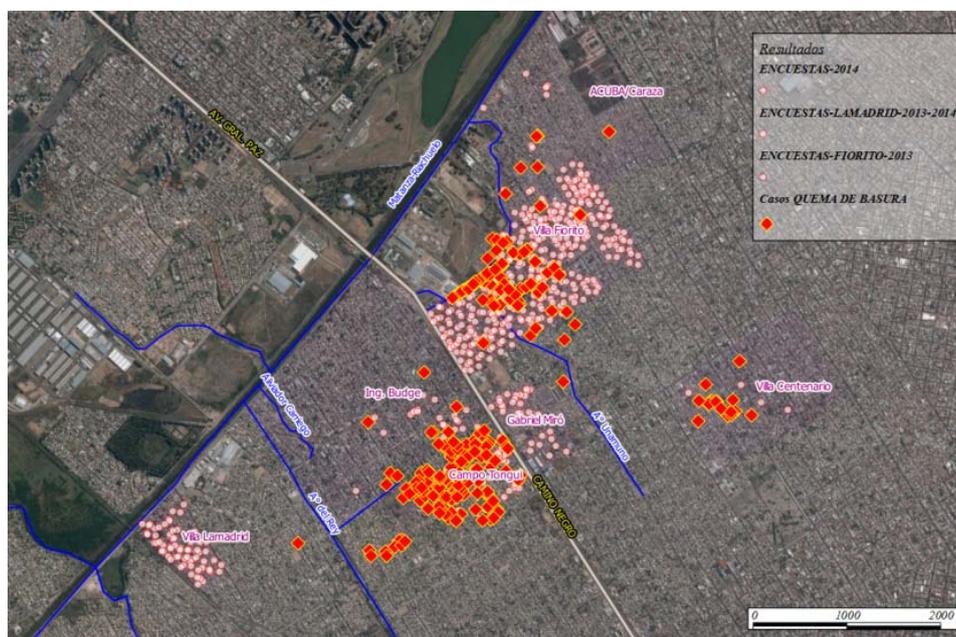
Figura 12: los casos declarados de Púrpura (10 casos sobre 416 encuestados en la campaña actual).

Figura 10. Mapa de relevamientos realizados y casos de red de agua potable sin presión frecuentemente o siempre (764 casos detectados).



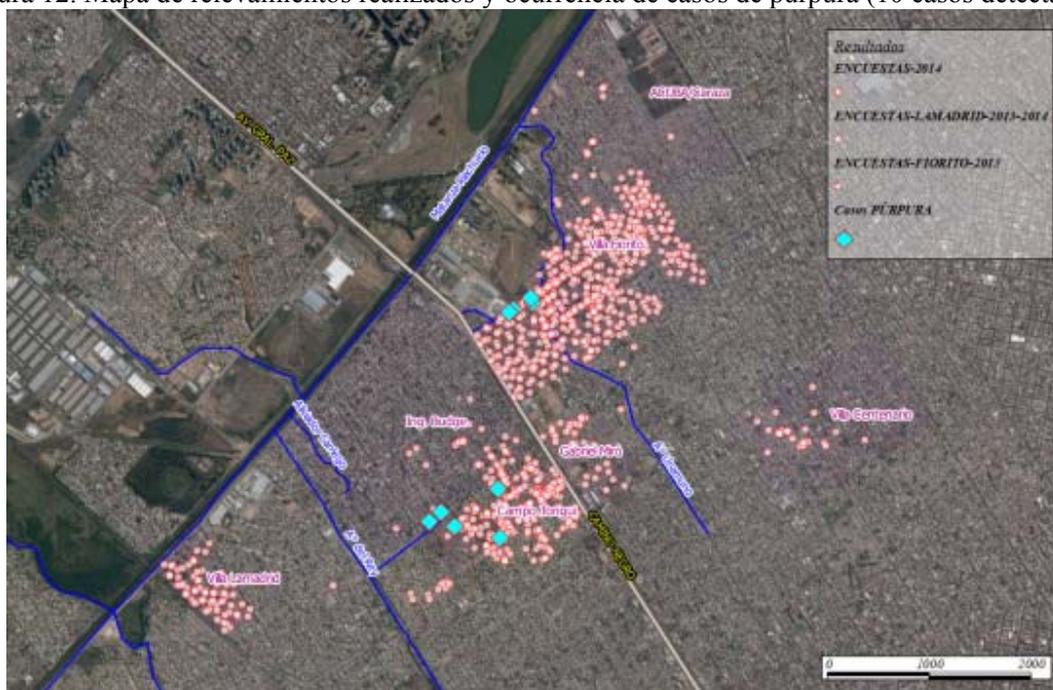
Fuente: elaboración propia, archivo shape de cursos de agua de la Cuenca obtenido del sitio web de ACUMAR, base Google Earth.

Figura 11. Mapa de relevamientos realizados y ocurrencia de casos de quema diaria de residuos en vía pública (254 casos detectados)



Fuente: elaboración propia, archivo shape de cursos de agua de la Cuenca obtenido del sitio web de ACUMAR, base Google Earth.

Figura 12. Mapa de relevamientos realizados y ocurrencia de casos de púrpura (10 casos detectados)



Fuente: elaboración propia, archivo shape de cursos de agua de la Cuenca obtenido del sitio web de ACUMAR, base Google Earth.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS Y ACTIVIDADES DERIVADAS

### Otras actividades desarrolladas

En base a los resultados obtenidos de los relevamientos, que confirman la crítica situación hídrico-sanitaria de los barrios relevados, y de los debates en reuniones y asambleas entre participantes y vecinos se definieron una serie de acciones y actividades, algunas de las cuales a la fecha se están llevando a cabo o están planificadas a futuro:

**Jornadas de estudios y análisis clínicos:** se realizaron jornadas de atención médica abiertas a toda la comunidad en los barrios de Villa Fiorito y Villa Lamadrid. En la primera se atendieron alrededor de 300 niños y en la segunda alrededor de 50 niños, de entre los cuales se seleccionaron 19 niños a los que se les realizó una extracción de sangre y análisis de concentración de plomo en sangre, resultando positivo en todos los casos. Está planificada una tercera jornada en el barrio Campo Tongui, en la que además de la atención clínica y la extracción de muestras de sangre para su evaluación, se realizarán actividades de mapeo comunitario. Dentro del Plan de Acción inicial se propuso acudir al servicio de toxicología del Hospital de Pediatría SAMIC “Prof. Dr. Juan Pedro Garrahan” para realizar los estudios y análisis clínicos de los niños con resultado positivo de plomo en sangre.

**Reuniones con funcionarios y autoridades responsables de la salud pública y de infraestructura:** referentes de las diferentes organizaciones participantes y vecinos se presentaron ante los organismos oficiales responsables de las distintas jurisdicciones operantes en la cuenca (Municipios de Lomas de Zamora y Lanús, Dirección de Hidráulica de la Provincia de Buenos Aires, Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación, Autoridad de la Cuenca Matanza-Riachuelo – ACUMAR, Aguas y Saneamientos Argentinos – AySA, responsable de los servicios de agua potable y saneamiento en parte de la cuenca, entre otros) para presentar los resultados de los relevamientos, exigir el tratamiento

urgente y sistemático de las problemáticas existentes y pedir la participación de la sociedad civil en la búsqueda de soluciones. Las propuestas en diferentes áreas surgidas de la campaña se presentan en el punto a continuación.

Campañas de difusión de las actividades: se elaboró material gráfico para distribuir en los barrios, con resúmenes de las actividades de la campaña y de las problemáticas detectadas. Se está trabajando también en la creación de un sitio web interactivo en el cual volcar la historia, actividades y resultados de las campañas realizadas hasta la fecha.

## **Propuestas**

Producto de las reuniones de avance y coordinación de la campaña, en base a los resultados obtenidos de los relevamientos y a las experiencias de las organizaciones participantes, se consensuó una serie de medidas consideradas necesarias para el saneamiento integral de la cuenca.

Ejecución de obras de infraestructura hídrica, incluyendo las obras necesarias para:

Mejorar y terminar las redes de agua potable para garantizar suministro suficiente, seguro y confiable.

Construir las redes de desagües cloacales, para terminar con la utilización de pozos sépticos que contaminan las napas más superficiales y los vuelcos de líquido cloacal a los desagües pluviales, lo que genera que las inundaciones en casos de tormenta se produzcan con aguas servidas y contaminadas. Por otra parte, la descontaminación progresiva de las napas reducirá el riesgo de contaminación de las redes de agua potable.

Instalar plantas compactas de tratamiento de líquidos cloacales, que permitirían reducir los tiempos de ejecución de los proyectos de saneamiento cloacal y una mayor robustez del sistema.

Mejorar y completar los sistemas de desagües pluviales para evitar las frecuentes inundaciones, debidas no solo a eventos de tormenta sino también a las crecidas en la desembocadura del Riachuelo (“sudestadas”).

Incrementar la oferta de agua potable incorporando la utilización de agua subterránea.

Medidas no estructurales: desarrollar con participación de la sociedad civil Planes de Contingencia ante inundaciones, adecuadamente difundidos entre la comunidad.

Control de las industrias de la cuenca, incluyendo:

La supervisión e inspección de los vuelcos por parte de los propios habitantes de la cuenca, en el marco de los planes de Veedurías ciudadanas existentes, que permitirían la capacitación de los vecinos interesados en el control de las industrias ubicadas en sus barrios, logrando un control más continuo y menos vulnerable que el realizado por los organismos oficiales. Las tareas de inspección y control a las industrias deben estar a cargo de los mismos vecinos capacitados previamente a través de Veedurías Ciudadanas.

La relocalización de las industrias que utilizan sustancias tóxicas en sus procesos productivos (curtiembres, galvanoplastia, etc.), planificando parques industriales alejados de los centros poblados.

Atención y seguimiento médico de la población afectada por problemáticas ambientales, incluyendo:

La asignación de un médico de cabecera a cada una de las familias afectadas, para seguimiento personalizado de los casos clínicos.

Garantizar gratuitamente la medicación y una dieta adecuada.

Construir en la cuenca baja del Matanza-Riachuelo un centro de alta complejidad, especializado en enfermedades ambientales y con capacidad de brindar atención a toda la población afectada.

Entregar subsidios para mejorar las condiciones edilicias de las viviendas que se encuentran emplazadas sobre los suelos contaminados.

Remediación de los suelos contaminados (con plomo, cromo y otros metales pesados, hidrocarburos, etc.), incluyendo por ejemplo, la reforestación con plantas nativas.

## **CONCLUSIONES**

El trabajo conjunto de docentes universitarios, técnicos, médicos, educadores, diferentes organizaciones sociales, políticas y sindicales y los habitantes de los barrios permitió el desarrollo de una campaña de investigación, relevamiento y propuestas de soluciones de la crítica situación hídrico-sanitaria de los barrios de la ribera de la cuenca baja del río Matanza-Riachuelo, integrando los resultados de campañas anteriores.

La metodología de trabajo (reuniones periódicas y capacitaciones abiertas a la comunidad) y los relevamientos realizados fomentaron la participación ciudadana y permitieron que las comunidades alcanzadas no sólo se concientizaran respecto a las problemáticas ambientales y de salud de sus barrios, sino también que participaran en el debate y la propuesta de posibles soluciones.

En la actualidad, la campaña sigue adelante, planificando nuevos relevamientos, con la intención de cubrir la mayor cantidad de barrios posibles, y acudiendo a reuniones con las distintas autoridades competentes de la cuenca para presentar las propuestas de medidas y acciones definidas entre todos los participantes de la campaña.

## **REFERENCIAS**

Autoridad de Cuenca Matanza Riachuelo (ACUMAR). (2014). Informe de avance de la Evaluación Integral de Salud en Áreas de Riesgo del ACUBA, Lanús oeste, Provincia de Buenos Aires. 141 pp. Recuperado de <http://www.acumar.gov.ar/informes>.

Autoridad de Cuenca Matanza Riachuelo (ACUMAR). (2014). Informe al 17-10-2014 de la Sala de Situación de la Evaluación Integral de Salud en Áreas de Riesgo (EISAR) de Villa Fiorito, Lomas de Zamora, Provincia de Buenos Aires. 21 pp. Recuperado de <http://www.acumar.gov.ar/informes>.

Autoridad de Cuenca Matanza Riachuelo (ACUMAR). (2014). Informe de avance de la Evaluación Integral de Salud en Áreas de Riesgo (EISAR) de Villa Lamadrid, Lomas de Zamora, Provincia de Buenos Aires. 56 pp. Recuperado de <http://www.acumar.gov.ar/informes>.

Blacksmith Institute. (2013). The World's Worst 2013: The Top Ten Toxic Threats –Cleanup, Progress, And Ongoing Challenges, 36 pp. Recuperado de [www.blacksmithinstitute.org/new-report-cites-the-world-s-worst-polluted-places.html](http://www.blacksmithinstitute.org/new-report-cites-the-world-s-worst-polluted-places.html).

## Capítulo 8. Remoción de sulfatos de drenajes de minas abandonadas por fitorremediación y electrocoagulación

Dellanira Méndez Valencia (1), Venus A. Hernández Romero (2), Gilberto Carreño Aguilera (3), Rosalba Fuentes Ramírez (4), Juan Carlos Baltazar Vera (5), Julio Cesar Martínez Arredondo (6)

(1) Universidad Politécnica del Bicentenario (México) dmendezv@upbicentenario.edu.mx

(2-6) Universidad de Guanajuato (México) vinus13@hotmail.com, fuentes\_ros@hotmail.com, savale\_maaf@hotmail.com, gca@ugto.mx, tlaloquedeaquiyahora@gmail.com

---

**RESUMEN.** En el presente artículo se presenta un estudio sobre la remoción de sulfatos ( $\text{SO}_4^-$ ) de agua del drenaje de una mina abandonada en Guanajuato, Gto. México con una concentración aproximada de sulfatos [ $\text{SO}_4^-$ ] de 5697, 3897 y 2800  $\text{mg L}^{-1}$ , de las cual se removieron los sulfatos por fitorremediación en un sistema batch flotante, empleando la macrófita *Eleocharis Bonariensis* Nees y/o electrocoagulación (EC) en continuo empleando un reactor a escala laboratorio con ánodos de sacrificio de aluminio. La remoción de sulfatos del agua con una [ $\text{SO}_4^-$ ] de 5697  $\text{mg L}^{-1}$  presentó una remoción de sulfatos aproximada del 40% por ambos métodos. La remoción de sulfatos del agua con una [ $\text{SO}_4^-$ ] de 3897  $\text{mg L}^{-1}$  por fitorremediación presentó una remoción de sulfatos aproximada del 69% en 24 horas. Para el agua con una [ $\text{SO}_4^-$ ] de 2800  $\text{mg L}^{-1}$ , durante el proceso de fitorremediación se logró una remoción de sulfatos de 2800  $\text{mg L}^{-1}$  a 1288  $\text{mg L}^{-1}$  en 7 días y de ahí el agua tratada se condujo a un proceso de electrocoagulación, ajustando previamente el pH a 7.1 con HCl al 1.5%. El proceso de electrocoagulación en el reactor a una velocidad de flujo lineal de 0.1 Lpm y una densidad de corriente de 6  $\text{mA cm}^{-2}$  presentó los mejores resultados teniendo una remoción parcial de ( $\text{SO}_4^-$ ) de 1288 a 650  $\text{mg L}^{-1}$ .

**ABSTRACT.** This paper presents a study of sulfate ( $\text{SO}_4^-$ ) removal from an abandoned mine drainage in Guanajuato, Gto. Mexico; with a concentration of sulfate [ $\text{SO}_4^-$ ] of 5697, 3897 and 2800  $\text{mg L}^{-1}$ , which sulfate removal was by a phytoremediation floating batch process using the macrophyta *Eleocharis Bonariensis* Nees and/or by electrocoagulation (EC) process using aluminum as the sacrificial anode in a continuous filter press reactor. The sulfate removal for water with [ $\text{SO}_4^-$ ] of 5697  $\text{mg L}^{-1}$ , provided an approximate sulfates removal of 40% by both methods. The sulfate removal for water with [ $\text{SO}_4^-$ ] of 3897  $\text{mg L}^{-1}$  by phytoremediation provided an approximate sulfates removal of 69% in 24 hours. For the sample with [ $\text{SO}_4^-$ ] of 2800  $\text{mg L}^{-1}$  decrease the concentration of sulfate from 2800 a 1288  $\text{mg L}^{-1}$  during the phytoremediation process in 7 days, adjusting before (EC) the pH to 7 adding HCl at 1.5 %, followed to an electrocoagulation process with an experimental mean linear flow velocity of 0.1 Lpm and a current density of 6  $\text{mA cm}^{-2}$ . Sulfate was also partially removed during the EC from 1288 to 650  $\text{mg L}^{-1}$ .

---

Palabras clave: Eleocharis, fitorremediación, remoción de sulfatos, electro-coagulación, remediación de aguas de drenajes mineros.

Keywords: Eleocharis, phytoremediation, sulfate removal, electro-coagulation, remediation of mining waters.

## INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua potable para una comunidad depende de un conocimiento adecuado de las condiciones ambientales e hidrológicas de la región. Es muy importante la identificación de fuentes de contaminación, como minas abandonadas, que pueden afectar la calidad de las aguas poniendo en riesgo a la población. La evaluación de las afectaciones requiere conocer que tan significativos son los drenajes de minas en un contexto hidrológico local (Younger et al., 2002).

La población de la ciudad de Guanajuato (110,000 habitantes) usa como fuente de abasto a dos presas que aportan el 40%. El resto se extrae de un acuífero granular que se recarga en gran parte por la infiltración de las rocas fracturadas en zonas altas. Parte del agua embalsada son escurrimientos de minas abandonadas, existen más de 20 que drenan cantidades significativas de aguas salinas sulfatadas todo el año. La problemática se vuelve extrema cuando los drenajes de minas es la única agua que circula, lo cual es común en los periodos de secas (Ramos-Arroyo et al., 2011).

El río Santa Ana fluye desde el embalse La Soledad; este río recibe agua de los arroyos del Tajo de Adjuntas, que provienen desde localidades como La Luz, Mexiamora, Sangre de Cristo, etc. El río Santa Ana desemboca en la Presa de Burrones, fluye paralelo al río Guanajuato, el cual a traviesa la ciudad de Guanajuato, ambos ríos se unen a la altura de Nochebuena.

El río del Tajo de Adjuntas es la sección media del río Santa Ana, que es parte de la cuenca Esperanza-Soledad-Santa Ana y dentro del sistema hidrológico Guanajuato-Purísima. La región tuvo su última bonanza minera hace aproximadamente 90 años. Con el tiempo, las minas quedaron abandonadas, y su drenaje tiene un efecto importante en las diferentes corrientes, ya que fluyen todo el año. Esta es la razón por la que en los arroyos y aguas subterráneas se han encontrado altas concentraciones de sulfatos.

En este trabajo se evalúa una alternativa para la remoción de sulfatos en aguas provenientes de drenaje de mina. Las muestras se recolectaron en una comunidad perteneciente al Municipio de Guanajuato, conocida como Tajo de Adjutas, siendo el agua de ésta comunidad el caso de estudio.

Para la remoción de sulfatos se combinaran dos métodos de remoción que ya han sido estudiados anteriormente por separado, y que en esta propuesta se retoman combinando ambos para la remoción de sulfatos y disminuir así los costos. Se trata de la remoción por fitorremediación, como tratamiento inicial seguido de un proceso de electrocoagulación empleando un reactor con ánodos de sacrificio de aluminio. Para la evaluación por fitoremediación se utiliza la planta macrófita (*Eleocharis bonariensis* Nees), que ha demostrado tener propiedades de remoción de sulfatos en agua sintética (Hernández-Romero, V.A., 2015 y Medina A.L., 2014).

La macrófita de la región *Eleocharis Bonariensis* Nees utilizada en este trabajo se recolectó entre las ciudades de Cuerámaro y Abasolo y ha sido además empleada en trabajos anteriores para remoción de nutrientes de aguas residuales domesticas (Mojica, F. 2013). El reactor de electrocoagulación empleado en este trabajo también ya ha sido estudiado para la remoción de sulfatos en trabajos anteriores (del Ángel et al., 2014).

Se dice que la presencia de sulfatos en agua representa contaminantes que pueden causar efectos laxantes, provocando deshidratación sobre todo en niños menores de cinco años, la Organización Mundial de la Salud (OMS), recomienda un límite máximo permisible de 250 mg /lt en agua destinada para consumo humano.

## METODOLOGÍA

En base a trabajos anteriores se construyeron los sistemas de fitorremediación (Mojica F., 2013) y electroquímicos (del Ángel P., 2012 y 2014). Para el sistema de fitorremediación se recolectó la macrófita *Eleocharis Bonariensis* Nees en las coordenadas (20.57220° N, 101.49657° O) en la región del bajío del estado de Guanajuato y se construyeron los reactores biológicos para el proceso de fitorremediación (figura 1), con las siguientes dimensiones 35 cm x 35cm x 40cm, con una pendiente de aproximadamente 25° y en el fondo con una llave para la purga de agua. Teniendo además tres llaves de salida laterales para el muestreo de las distintas zonas del reactor. Los reactores se prepararon con vidrio de 5 mm de grosor.

Figura 1.- Reactor para el proceso de fitorremediación.



Fuente: Mojica, F., 2013

Para la colocación de la planta en los reactores hechos para colocar la planta en un medio flotante tipo batch sin aireación; fue necesario considerar algunos criterios, como que las raíces tienen una densidad menor que el agua y que su cuerpo emergente ocasiona que no se puedan mantener erectas. Por lo cual, se colocó en este caso una rejilla que permitió la exposición de las raíces a la columna de agua y dio estabilidad a la parte emergente de la macrófita.

Para el proceso de electrocoagulación, la generación *insitu* del electrocoagulante, se utilizó un reactor electroquímico multietapas (REM) (Figura 2), con las siguientes dimensiones (tabla 1).

Tabla 1. Dimensiones del reactor de electrocoagulación

Nombre	valor
Número de canales	6 en serie
Ancho del canal	3.05 cm
Espesor	0.6 cm
Longitud de un canal	8.1cm

Longitud total en canales	48.6 cm
Volumen del reactor	88.9 cm <sup>3</sup>
Área de cátodo por canal en contacto con la solución	24.7 cm <sup>2</sup>
Área de ánodo por canal en contacto con la solución	24.7 cm <sup>2</sup>
Área transversal total	1.8 cm <sup>2</sup>

Fuente: del Ángel., 2014

El reactor de electrocoagulación está constituido por dos placas de polipropileno de alta densidad soportadas por dos placas de acero inoxidable. El ensamble del reactor se hizo con una configuración monopolar, en la cual, tres electrodos de aluminio son usados como ánodos y cuatro como cátodos. Ambas caras de los ánodos son aprovechadas, de manera que se incrementa el área de trabajo. Se utilizaron separadores de silicón entre cada par de electrodos para formar un canal con arreglo tipo serpentín que induce a un flujo turbulento en el paso del agua que está siendo tratada, esto para mejorar el transporte de masa del coagulante del ánodo a la solución evitando la pasivación del electrodo.

Figura 2. Reactor de electrocoagulación

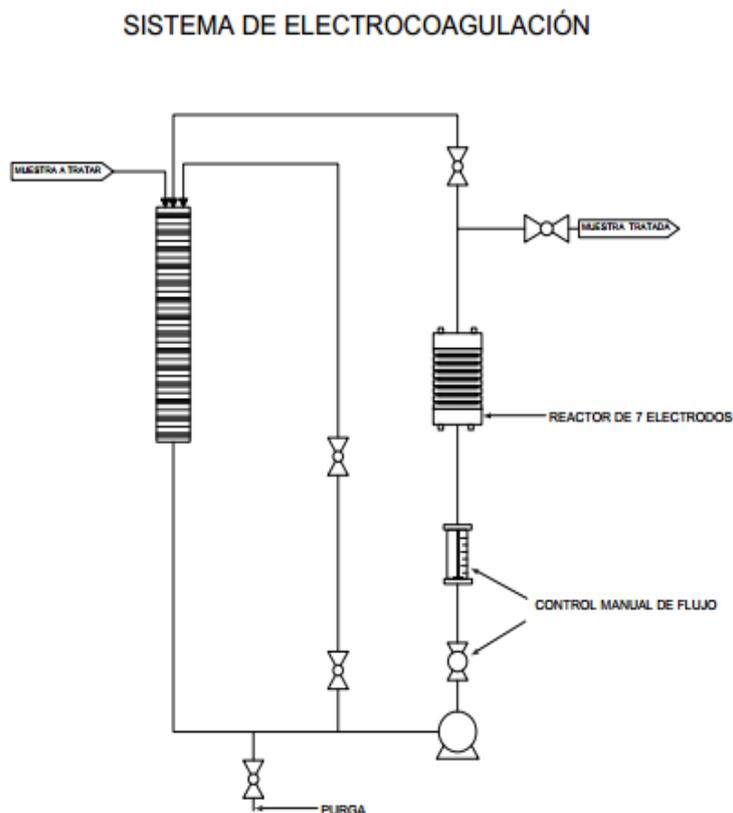


Fuente: del Ángel., 2012

El reactor utiliza un potenciostato para medir el potencial y mantener una corriente constante, estando conectado a un electrodo sulfatomercurioso saturado (SSE) como electrodo de referencia.

El sistema hidráulico montado para llevar a cabo el proceso de EC consta de una tubería de policloruro de vinilo (PVC), que permiten el paso del agua a tratar desde un contenedor, (con capacidad de 20 L) al reactor de electrocoagulación, hasta ser colectada con ayuda de una manguera flexible en vasos de precipitado de 1L. El sistema se complementa con una bomba de agua OWAKI CO, LTD modelo MD-20RZ-115NL con una potencia de ½ HP, suficiente para poder mantener las diferentes velocidades lineales establecidas manualmente en un rotámetro modelo F440 BLV-WHITES industries. La figura 3 muestra es sistema completo adaptado al reactor electroquímico.

Figura 3. Reactor de electrocoagulación



En este trabajo se evalúa una alternativa para la remoción de sulfatos en aguas provenientes de drenaje de mina, combinando el método de fitorremediación seguido por el método de electrocoagulación, siendo el caso de estudio la comunidad perteneciente al Municipio de Guanajuato, llamada Tajo de Adjuntas.

Teniendo los sistemas construidos y el método para la determinación de sulfatos definido. Se procedió a recolectar agua en diferentes meses del año del drenaje de la mina del Tajo de Adjuntas. Se tuvieron varios lotes de agua con concentraciones diferentes de sulfatos de 5697, 3897 y 2800 mg L<sup>-1</sup>. Además para una comparación y mejor comprensión de los resultados se preparó agua sintética a diferentes concentraciones de sulfatos.

La remoción de sulfatos por fitorremediación se hizo en un periodo de 7 días en sistema flotante batch y sin aireación y la remoción de sulfatos por electrocoagulación empleando el reactor y sistema de la figura 2 y 3 se realizó en continuo a diferentes velocidades de flujo y densidades de corriente.

La muestra con una concentración de sulfatos de 2800 mg L<sup>-1</sup> después del proceso de fitorremediación paso a un reactor de electrocoagulación en continuo con electrodos de sacrificio de aluminio, aplicando diferentes densidades de corriente y velocidades de flujo.

Durante el proceso de fitorremediación se determinó la concentración de sulfatos cada 24 horas. El pH fue medido al inicio y al final del proceso. Antes de pasar el agua al reactor de electrocoagulación de ajuste el pH con HCl al 1.5% a 7, esto para evitar la pasivación de los electrodos de aluminio y mejorar el proceso de electrocoagulación.

La concentración de sulfatos fue medida al inicio y al final del proceso de (EC). De esta forma se estudió la eficiencia del uso de la combinación de estos dos métodos para la remoción de sulfatos.

### Cuantificación de sulfatos.

El ion sulfato se determinó por turbidimetría, con la técnica establecida por la NMX-AA-029-SCFI-2001 utilizando un espectrofotómetro Perkin Elmer Lambda35 UV/VIS. En este método se hizo reaccionar el ion sulfato con una sal de cloruro de bario en medio ácido para formar cristales de sulfato de bario de tamaño uniforme. Las mediciones en el espectrofotómetro se hicieron a una longitud de onda de 420nm.

## RESULTADOS

Primeramente se muestran los resultados de remoción de sulfatos realizando los procesos por separado de fitorremediación y electrocoagulación. Se estudiaron agua residual sintética preparada en el laboratorio y agua de drenajes mineros de la región de Tajo de Adjuntas.

Para un primer lote de muestra de Tajo de Adjuntas con un pH de 8.1, una conductividad de 3473  $\mu\text{S}/\text{cm}$  y una  $[\text{SO}_4^-]$  de 3897  $\text{mg L}^{-1}$  se estudió la remoción de sulfatos por fitorremediación durante 7 días tomando muestra cada 24 horas para determinación de sulfatos empleando la macrófita *Eleocharis Bonariensis* Nees. Para una comparación se realizó un estudio paralelo con agua sintética con una concentración de 3500  $\text{mg L}^{-1}$ .

En ambos casos desde el primer día se obtuvo un porcentaje de remoción de sulfatos mayor al 60% y se logró observar un amplio rango de porcentajes de remoción de sulfatos en el agua sintética y en el agua de drenajes mineros de la región Tajo de Adjuntas. Siendo el % de remoción de sulfatos de agua sintética en 24 horas del 81.85% y para el agua de mina de 69.6% en las primeras 24 horas (tabla 2).

Tabla 2.- Porcentaje de remoción de sulfatos durante el proceso de fitorremediación en un periodo de 7 días de agua sintética con una concentración de sulfatos de 3500  $\text{mg L}^{-1}$  y agua de drenaje de mina con una concentración de sulfatos 3897  $\text{mg L}^{-1}$ .

Días	% de Remoción de Sulfatos $[\text{SO}_4^-]_{t=0} = 3500 \text{ mg L}^{-1}$ (agua sintética)	% de Remoción de Sulfatos $[\text{SO}_4^-]_{t=0} = 3897 \text{ mg L}^{-1}$ (agua drenaje de mina)
1	81.85	69.6
2	77.63	75.17
3	84.66	77.02

4	82.25	78.37
5	85.33	85.51
6	92.6	91.37
7	89.2	92.45

Hernández-Romero, V.A., 2015.

Con otros lotes de muestra de agua de drenajes mineros en la región del tajo de adjuntas con un pH de 7.9 y  $[\text{SO}_4^-] = 2800 \text{ mg L}^{-1}$  y otro lote de muestra con una  $[\text{SO}_4^-] = 5697 \text{ mg L}^{-1}$ , pH = 8.5 y conductividad eléctrica de 5583  $\mu\text{s/cm}$  se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 3.

Tabla 3.- Porcentaje de remoción de sulfatos durante el proceso de fitorremediación en un periodo de 7 días de agua drenaje de mina con una concentración de sulfatos de 2800  $\text{mg L}^{-1}$  (pH de 7.9) y una agua con una concentración de sulfatos de 5697  $\text{mg L}^{-1}$  y pH de 8.5.

Días	Decaimiento de $[\text{SO}_4^-]$ $[\text{SO}_4^-]_{t=0} = 2800 \text{ mg L}^{-1}$	% de Remoción de Sulfatos $[\text{SO}_4^-]_{t=0} = 2800 \text{ mg L}^{-1}$	Decaimiento de $[\text{SO}_4^-]$ $[\text{SO}_4^-]_{t=0} = 5697 \text{ mg L}^{-1}$	% de Remoción de Sulfatos $[\text{SO}_4^-]_{t=0} = 5697 \text{ mg L}^{-1}$
1	1200	57	3390	40.49
2	1350	51	3388	40.53
3	1280	54	3380	40.67
4	1100	60.7	3375	40.75
5	1250	55	3370	40.84
6	1100	60.7	3370	40.384
7	1288	56.4	3364.64	40.94

Méndez-Valencia, D., 2015.

Donde observamos que durante las primeras 24 horas se obtiene la mayor porcentaje de remoción de sulfatos de hasta un 57 % en el agua con menor de concentración de sulfatos y un 40.49 % en el agua con la mayor concentración de sulfatos a un pH de 8.5. Del segundo al séptimo día los próximos días el porcentaje de remoción se mantiene casi constante, lo que indica que ya no se presenta absorción de sulfatos por parte de la planta, la cual ya puede estar saturada de la sal.

Para los estudios de electrocoagulación empleando el reactor de EC con ánodos de sacrificio de aluminio mostrado en la figura 2 y 3 se realizaron pruebas con agua sintética. Los resultados se muestran en la tabla 4 a diferentes densidades de corriente y velocidades de flujo.

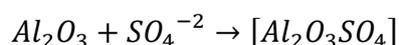
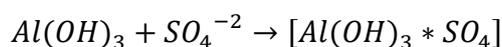
Tabla 4.- Decaimiento de la concentración de sulfatos de agua sintética a la salida del reactor de (EC) y % de remoción.  $[SO_4^{2-}]$  inicial  $3500 \text{ mg L}^{-1}$ .

Flujo volumétrico (Lpm)	$j = 4 \text{ mA cm}^{-2}$		$j = 5 \text{ mA cm}^{-2}$		$j = 6 \text{ mA cm}^{-2}$	
	$[SO_4^{2-}]_{\text{salida}}$ $\text{mg L}^{-1}$	% remoción de sulfatos	$[SO_4^{2-}]_{\text{salida}}$ $\text{mg L}^{-1}$	% remoción de sulfatos	$[SO_4^{2-}]_{\text{salida}}$ $\text{mg L}^{-1}$	% remoción de sulfatos
0.1	1800	48.57	1500	57.14	1100	68.57
0.2	2000	42.85	1900	45.71	1650	52.85
0.3	2750	21.42	2100	40.00	1900	45.71
0.4	3100	11.42	2600	25.71	2100	40.00

.Hernández-Romero, V.A., 2015

Se observa que en el proceso de electrocoagulación la remoción de sulfatos se ve influenciada por la densidad de corriente ya que resultó un mayor porcentaje de ion sulfato removido a  $6 \text{ mAcm}^{-2}$  y  $0.1 \text{ Lpm}$  comparando con los resultados obtenidos cuando se manejó las densidades de corriente de  $4 \text{ mAcm}^{-2}$  y  $5 \text{ mAcm}^{-2}$ . También se observa que conforme se aumenta el flujo volumétrico, el porcentaje de sulfato removido disminuye.

Los resultados representados en la tabla 4 ponen en evidencia que la remoción de sulfatos es función de la densidad de corriente (dosis de coagulante), pero esta remoción también depende del flujo volumétrico que se maneje. Se sabe que el sulfato se adsorbe sobre los flóculos de aluminio como muestran las siguientes ecuaciones.



Para un agua real proveniente de la región de Tajo de Adjuntas con una concentración de sulfatos de  $5697 \text{ mg L}^{-1}$  y conductividad eléctrica de  $5583 \mu\text{s/cm}$  se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 5. Para evitar la pasivación de los electrodos se reguló el pH de 8.5 a 7.3 adicionado HCl al 1.5%.

Tabla 5.- Porcentaje de remoción de sulfatos de agua de drenaje minero con una  $[\text{SO}_4^-]$  inicial  $5697 \text{ mg L}^{-1}$  durante el proceso de electrocoagulación.

Flujo volumétrico (Lpm)	$j = 4 \text{ mA cm}^{-2}$	$j = 5 \text{ mA cm}^{-2}$	$j = 6 \text{ mA cm}^{-2}$
	% remoción de sulfatos	% remoción de sulfatos	% remoción de sulfatos
0.1	33.7	37.5	40.3
0.2	22.8	30.3	32.5
0.3	19.5	21.8	27.8
0.4	10.1	17.5	18.7

Méndez-Valencia, D., 2015

De la tabla 5 también podemos observar que la mejor remoción de sulfatos fue a  $0.1 \text{ Lpm}$  y  $6 \text{ mAcm}^{-2}$ .

Finalmente para el agua de drenajes mineros de la región de Tajo de Adjuntas con una concentración de sulfatos de  $2800 \text{ mg L}^{-1}$  y tratada por el proceso de fitorremediación con una concentración final de sulfatos al séptimo día de  $1288 \text{ mg L}^{-1}$  (Tabla 3) se le dio un posterior tratamiento con el reactor de electrocoagulación a diferentes densidades de corriente de  $4, 5$  y  $6 \text{ mAcm}^{-2}$  y flujo volumétricos de  $0.1, 0.2, 0.3,$  y  $0.4 \text{ Lpm}$ . El pH se ajustó previamente a  $7.1$  con HCl al  $1.5\%$ .

Tabla 6.- Porcentaje de remoción de sulfatos de agua de drenaje minero con una  $[\text{SO}_4^-]$  inicial  $1288 \text{ mg L}^{-1}$  proveniente del proceso de fitorremediación durante el proceso de electrocoagulación.

Flujo volumétrico (Lpm)	$j = 4 \text{ mA cm}^{-2}$		$j = 5 \text{ mA cm}^{-2}$		$j = 6 \text{ mA cm}^{-2}$	
	$[\text{SO}_4^-]_{\text{salida}}$ $\text{mg L}^{-1}$	% de remoción	$[\text{SO}_4^-]_{\text{salida}}$ $\text{mg L}^{-1}$	% de remoción	$[\text{SO}_4^-]_{\text{salida}}$ $\text{mg L}^{-1}$	% de remoción
0.1	750	73	670	76	650	77
0.2	870	68	800	71	720	74
0.3	890	68	850	69	780	72
0.4	900	67	820	70	800	71

Méndez-Valencia, D., 2015

En la tabla 6 podemos observar que solo se pudo remover los sulfatos hasta  $650 \text{ mg L}^{-1}$  a una densidad de corriente de  $6 \text{ mA cm}^{-2}$  y una velocidad de flujo de  $0.1 \text{ Lpm}$ .

## CONCLUSIONES

Se investigó la remoción de sulfatos de drenajes mineros de la región Tajo de Adjuntas con concentraciones iniciales de 5697, 3897 y 2800 mg L<sup>-1</sup> y de agua sintética preparada en el laboratorio para predecir el comportamiento de la aplicación de los procesos de fitorremediación y electroquímica, así como la combinación de ambos.

El período en el que se aplicó la fitorremediación fue de siete días tomando muestra cada 24 horas, observándose en todos los casos que en las primeras 24 horas se obtuvo la mayor remoción de sulfatos. Del segundo al séptimo día la remoción fue mínima, Esto indica que la planta *Eleocharis Bonariensis* Nees absorbe la mayoría en las primeras 24 horas y después se satura. Los mejores resultados de remoción por fitorremediación fueron con el agua de drenajes mineros con una concentración de 3897 mg L<sup>-1</sup> con una remoción mayor al 90% al séptimo día. A mayor concentración de sulfatos disminuye la capacidad de absorción de la planta y para tener resultados repetitivos es necesario tratar de construir los humedales con igual número de raíces de la planta *Eleocharis Bonariensis* Nees, lo cual es algo difícil. Debido a su tamaño reducido de aproximadamente 50 cm como máximo en su etapa adulta, la capacidad de absorción de sulfatos es relativa, su adaptación al entorno y a las mismas cargas variables de contaminantes; justifican su utilización para el tratamiento.

En el proceso de electrocoagulación los mejores resultados se obtuvieron con una densidad de corriente de 6 mA cm<sup>-2</sup> y una velocidad de flujo de 0.1 Lpm. Un aumento de la densidad de corriente arriba no mejoró el proceso de electrocoagulación debido a la generación de gases. La combinación de ambos métodos para remover los sulfatos del agua de drenajes mineros con una concentración de 2800 mg L<sup>-1</sup> resultó eficaz disminuyendo los costos de remoción de sulfatos, aunque no se logró bajo la concentración de los sulfatos por debajo de la norma de la OMS que es de 250 mg L<sup>-1</sup>.

## REFERENCIAS

- Del Ángel P., Carreño G., Nava J.L., Martínez M.T., Ortiz J. (2014). Removal of Arsenic and Sulfates from an Abandoned Mine Drainage by Electrocoagulation. Influence of Hydrodynamic and Current Density. *Int. J. Electrochem. Sci.*, 9 (2014) 710 – 719
- Del Ángel P. (2012). Remoción de arsénico de agua proveniente de derivados de residuos mineros por electrocoagulación, Tesis. Guanajuato, México. Universidad de Guanajuato.
- Hernández-Romero, V.A. (2015). Remoción de sulfatos contenido en agua por fitorremediación y electrocoagulación. Resultados obtenidos de trabajo de Tesis de MIQ, Guanajuato, México. Universidad de Guanajuato.
- Medina A.L. (2014). Análisis de la capacidad de remoción de sulfatos a través de un sistema de fitorremediación empleando una planta del género *Eleocharis*, Tesis. Guanajuato, México. Universidad de Guanajuato.
- Méndez-Valencia, D. (2015) Remoción de sulfatos de drenajes mineros por fitorremediación y electrocoagulación. Resultados de trabajo de tesis de MCA. Guanajuato, México. Universidad de Guanajuato.
- Mojica F. (2013). Análisis de la capacidad de remoción de nutrientes de la *Eleocharis Bonariensis* Nees, Tesis. Guanajuato, México. Universidad de Guanajuato.
- Mojica F., Carreño G., Contreras O., Baltazar J.C., Fuentes M.L., Delgado X.V., Sánchez L., (2013). Análisis de la capacidad de remoción de una macrófita de la región (*Eleocharis Bonariensis* Nees). 48° Congreso de la Sociedad Química de México. Guanajuato, Gto., México.

Ramos-Arroyo, Y.R., Ramírez-Navarro, F., Martínez-Arredondo, J., Muñoz-Cancino, D., Rodríguez-Huerta, I. & Carreño-Aguilera, G. (2011). Afectaciones del Drenaje de Minas Abandonadas al Abasto de Agua Potable en Guanajuato, México. *Revista de la sociedad española de mineralogía*, Macla 15, 175-176.

Younger, P., Banwart, S. & Hedin, R. (2002). *Mine Water: Hydrology, Pollution, Remediation*, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, Netherlands, 442 pp.

## Capítulo 9. Diseño, Construcción y pruebas de Funcionamiento de Planta Potabilizadora FIME para La Comunidad Rural de Peregrina, Gto.

*Ramírez-Ramírez N. (1), González Herrera A. (2) Hernández Molina O.F. (1). Piña Soberanis M. (2), Vázquez Rodríguez G.A. (1)*

(1) Universidad de Guanajuato (México) nramirez@ugto.mx

(2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) argonzal@tlaloc.imta.mx

---

**RESUMEN.** La planta potabilizadora de filtración en múltiples etapas (FIME) para la localidad Mineral de Peregrina, Guanajuato, Gto., México. Fue diseñada, construida y opera con agua de la presa del mismo nombre, con eficiencia, y el agua filtrada cumple con la norma oficial mexicana de calidad de agua potable NOM-127-SSA1-1994 (SSA, 2000). El objetivo fue hacer una planta potabilizadora FIME demostrativa a escala real, que puede funcionar eficientemente para potabilizar agua de una fuente superficial y ser operada por los lugareños. Se evaluó el funcionamiento de la planta basado en la calidad del agua y eficiencia de remoción de contaminantes típicos y lo existente en la fuente de abastecimiento, así como a la satisfacción de los usuarios. Los investigadores del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y de la Universidad de Guanajuato (UG) capacitaron a gente de la comunidad en la operación y mantenimiento de la planta FIME.

**ABSTRACT.** This project of transfer of a water treatment plant multistage filtration (MSF) for the small town called “Mineral de Peregrina”, located in the state of Guanajuato, Mexico. The objective was to test, by study-scale demonstration plant that MSF technology, managed by the users, can operate efficiently to purify water and is likely to be appropriate in a sustainable way by the community that solves the problem of quality of water supply. The plant operation was evaluated based on water quality and typical pollutants removal efficiency, and the water management committee and user satisfaction. Personnel of the Mexican Institute of Water Technology and the University of Guanajuato trained people in the community in the operation and maintenance of MSF plant, which has worked efficiently and the filtered water meets the official Mexican standard drinking water quality NOM-127-SSA1-1994 (SSA, 2000).

---

Palabras clara: FIME, agua, potabilización, planta, rural  
Keywords: MSF, purification, plant, rural

## INTRODUCCIÓN

Las pequeñas localidades de Guanajuato que se abastecen de agua superficial a través de ríos, presas o bordos carecen de sistemas de tratamiento para potabilizar el agua que sean adecuados a las necesidades, capacidades y recursos locales.

Dentro de las alternativas de potabilización de agua superficial se han desarrollado en Sudamérica el sistema de filtración por múltiples etapas FIME, que es un sistema de filtración en capas secuenciales de arena de granulometría diferenciada, que fue derivado de estudios para mejorar los sistemas de filtración lenta en arena (FLA) que se usaba con el fin de tratar aguas superficiales con niveles relativamente bajos de contaminación (Rachwal et al, 1988; Sims y Slezak, 1991) y que fue eficiente en Europa y EEUU, pero que en países de América Latina, debido a los elevados niveles de turbiedad en los ríos causan taponamiento prematuros de los filtros, como se reporta en Brasil (Hespanhol, 1969; Di Bernardo, et al., 1999), Perú (Canepa, 1982; Pardón, 1989), y Colombia (Pardón, 1989; Galvis et al, 1989, CINARA 1986).

Para resolver el problema de taponamiento de los filtros en Latinoamérica inicialmente se incorporó al FLA un filtro rápido arena (FiR) con fase de coagulación química. (Arboleda, 1993; Di Bernardo, 1993). Sin embargo, aún representa un problema para áreas apartadas y sin personal capacitado para la operación y mantenimiento, ya que es caro y no es fácil la adquisición de los reactivos químicos, su transporte y la correcta utilización y su almacenamiento, y no por tanto no cumple con las necesidades de operación sencilla y bajo costo (EPA, 1998). Entonces los esfuerzos fueron orientados a cumplir con eficiencia de potabilización, bajo costo y fácil operación a la vez, lo que condujo al desarrollo de la Filtración en Múltiples Etapas (FiME), que es una combinación de FLA y de filtros de grava. (Pardón, 1989; Galvis et al, 1989, CINARA 1986). En 1986, la experimentación a escala piloto utilizando diferentes combinaciones de filtros en grava y FLA, y con fuente de abastecimiento del río Cauca en Colombia, que se ubica en una zona plana y que se caracteriza por tener altos niveles de contaminación microbiológica y variaciones en su calidad fisicoquímica, y al mismo tiempo el ensayo en plantas FIME a escala real, construidos en el Valle del Cauca, mostraron una buena eficiencia de potabilización, lo que disparó el interés de estudio de esta tecnología a nivel mundial y hoy se cuenta con aportes de todas las regiones del mundo, mayormente de Sudamérica (Bellamy, 1985, Lloyd and Helmer, 1991, Okun, 1991, Heldrich y Craun, 1991, Logsdon, 1991, Pardon, 1989, Smet y Visscher, 1989, Di Bernardo, 1994, Collins y Graham, 1994, y Galvis et al, 1989, 1992, 1996, 1999.) México.

En base a lo descrito se diseñó una planta potabilizadora para la comunidad de la Peregrina, Gto. Ubicada en zona minera a 2240 m sobre el nivel del mar, totalmente deforestada y que se alimenta por una presa de recarga de agua de lluvia.

Para abatir los picos de alto contenidos de sólidos en el agua que eventualmente se presentan al comienzo de la temporada de lluvias, o cuando el volumen de agua de la presa ya es mínimo y durante la puesta inicial del tratamiento para la limpieza de las arenas, se ha encontrado como solución dar un tratamiento por tiempo corto con coagulantes, y evitar que la planta se desequilibre. El resto del año trabaja sin más que cloración en la etapa previa a la distribución a la población.

## MATERIALES Y MÉTODOS

Inicialmente se hace la evaluación de la calidad del agua en base Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, para uso y consumo humano y se analizan los parámetros siguientes: Temperatura en °C, pH, Color (UPtCo), Conductividad ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ ), Sólidos disueltos totales (mg/l), Manganeseo (mg/l), Hierro (mg/l), Sulfatos (mg/l), Nitratos y nitritos (mg/l), Dureza Total como  $\text{CaCO}_3$  (mg/l),

Nitrógeno amoniacal (mg/l), SAAM (mg/l), Cloruros(mg/l), presencia de metales: Al, Ba, Cd, Cu, Cr, Hg, Pb y Na (µg/l), Fenoles (mg/l), Coliformes totales y Fecales (NMP/100 ml).

Para los análisis de campo se utilizaron los siguientes equipos: colorímetro, turbidímetro y potenciómetro, termómetro.

Además se diseñó y construyó un dosificador de cloro, para funcionamiento de la planta

## RESULTADOS

### Diseño de planta FIME

El sistema de abastecimiento de agua cuenta con 3 tanques de plástico con capacidad de 10,000 litros cada uno, una red de distribución con tomas domiciliarias con cobertura del 90% de las viviendas. Gracias a la topografía del lugar, el sistema opera por gravedad. ;

El diseño de la planta potabilizadora FIME se apoyó en las guías del Cinara (Galvis et al., 1998),

La planta potabilizadora FIME, que se construyó en este estudio para la Peregrina, tiene capacidad de 2.52 m<sup>3</sup>/h para un tiempo de operación de 12 horas. El diseño de las plantas FIME por lo general cuentan con el esquema de tres componentes, Filtro Grueso Dinámico (FGDi) en dos etapas para la remoción de materiales gruesos, Filtración Gruesa (FG) ascendente con retención de material fino y el filtro lento de arena FLA con retención de material fino y el desarrollo de una capa biológica para la degradación de materia orgánica y oxidación de compuestos inorgánicos, la muerte de microorganismos, y una postcloración para conservación de la inocuidad en la red de distribución.

A diferencia de otras plantas que cuentan con 2 o más FGDi, en el presente diseño solo se cuenta con FGDi.

El tren de tratamiento propuesto, diseñado y construido para la potabilizadora de la comunidad de la Peregrina (FIME), con capacidad de 2.52 m<sup>3</sup>/h para un tiempo de operación de 12 horas se compone de tres etapas: como primera etapa y barrera de seguridad tiene un filtro grueso dinámico de flujo descendente, FGDi (C), el cual puede operar como unidad de coagulación granular cuando se le adiciona coagulante mediante un dosificador de carga constante en tanque de 200 litros (B); y que ha sido usado para la maduración del filtro en la etapa de arranque y lavado de gravas y arena y llegará a ser útil en época de lluvias cuando los sólidos suspendidos y disueltos aumentan considerablemente. La segunda etapa, considerada de pretratamiento consta de dos filtros gruesos en serie de flujo ascendente (FGAS1 y FGAS2, ver D y E); como tercera etapa y tratamiento principal cuenta un filtro lento de arena (FLA, ver F) de flujo descendente; para conservar la calidad bacteriológica del agua en la conducción y red de distribución, se clora el agua a la salida del FLA con un dosificador de carga constante, usando un tanque de 200 litros (G). La planta potabilizadora opera por gravedad a las tomas domiciliarias. (Figura 1).



Figura 1 Vista panorámica de la potabilizadora demostrativa FIME de Peregrina.

A es el tanque de regulación de descarga, C, es el Filtro Grueso Dinámico descendente (FGDi), B el Tanque dosificador de coagulante del FGDi; D, Filtro grueso ascendente en serie 1 (FGAS1); E Filtro grueso ascendente en serie 2 (FGAS2); F, Filtro lento de arena (FLA) y G, Dosificador y aplicación de cloro en salida del FLA.

Los espesores finales y granulometrías de los medios se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 6. Características de los medios filtrantes de los filtros gruesos

Tamaño de grano		Espesor de lechos (m)		
(plg)	(mm,)	FGDI	FGAS1	FGAS2
1/16 - 1/8	1.6 a 3			0.40
1/8 - 1/4	3 a 6	0.2		0.15
1/4 - 1/2	6 a 13	0.2	0.55	0.15
1/2 - 3/4	13 a 19	0.2	0.20	0.20
3/4 - 1	19 a 25		0.15	
	Total	0.60	0.90	0.90

Tabla 7. Características de los medios filtrantes del filtro lento de arena

Tamaño de grano		Espesor	Lecho
(plg)	(mm)	(m)	
1/32 - 1/8	1 a 3	0.075	Soporte arena gruesa
1/8 - 3/8	3 a 9	0.075	Soporte grava
3/8 - 3/4	9 a 19	0.15	Soporte grava
140 - 35	0.1 a 0.5	0.80	Arena fina
Tamaño efectivo de la arena = 0.33 mm			
Coeficiente de uniformidad = 2.0			

Diseño y calibración del taque de regulación de carga constante.

Para asegurar un flujo constante de 0.625 L/s como máximo de entrada a la planta potabilizadora, se diseñó un tanque de regulación con base en una válvula con flotador ya que el caudal proveniente de los 3 tanques de almacenamiento es variable en función de la altura de agua en los mismos. Aquí lo importante era conocer la altura del agua dentro del tanque y el diámetro del orificio de salida que nos diera un gasto de 0.625 L/s. Después de varios ensayos, se llegó a un tinaco de 750 litros, con una válvula de diámetro de 2", igual a la del tubo de salida de los tanques de almacenamiento, con altura de agua de 0.45 metros. La salida del tanque es por orificio de 1.5", válvula de globo de 1.5 pulgada, reducción de 1.5" x 1" (arreglo de fábrica) que después se unió a una ampliación de 1" x 2" y a tubo PVC de 2" con flujo en canal para conectarse a la entrada del FGD<sub>i</sub>,

Ya instalado y conectado el tanque regulador en campo, se aforó el caudal en el vertedor triangular del FGD<sub>i</sub> con la válvula totalmente abierta dando como resultado una carga de 0.043m que corresponde a un caudal de 0.625 L/s, según fórmula y la tabla correspondientes.

Tabla 8. Escala h vs Q del vertedor triangular del FGD<sub>i</sub>

h (cm)	μ	Q (lps)
3.0	0.60	0.254
4.0	0.60	0.522
4.3	0.60	0.625
5.0	0.60	0.911

$$h = \left( \frac{Q}{2.362 * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) * K * \mu} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde  $K = 1.15$  (Sotelo, 1987)

## DISEÑO Y CALIBRACIÓN DE LOS TANQUES DE DOSIFICACIÓN DE COAGULANTE Y CLORO

Los tanques dosificadores de carga constante se diseñaron tomando en cuenta el caudal medio diario de la planta, la concentración de las soluciones de coagulante y del cloro, así como las dosis y el volumen diario consumido.

Estos tanques tienen la característica de no requerir energía eléctrica ni equipos y además son bastante precisos y de fácil operación y mantenimiento. Constan de un tanque, un flotador, un tubo vertical con orificio calibrado sujeto a flotador, una manguera, tubo y conexiones. El orificio debe tener una profundidad fija para mantener siempre la misma carga de agua (profundidad) aún cuando el nivel de agua en el tanque varíe.

Las fórmulas usadas en el diseño son:

$$q = A * C_D \sqrt{2 * g * h} = \frac{\pi * d^2}{4} C_D \sqrt{2 * g * h}$$

Donde la nomenclatura corresponde a:

q) caudal de coagulante o solución de cloro a dosificar,

d) diámetro del orificio.

A) área del orificio =  $(d^2 * \pi) / 4$ , h) altura de agua sobre el orificio.

$C_D$ ) coeficiente de descarga del orificio = 0.60, g) constante de gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>

Y  $C * q = D * Q$ , donde

- C) concentración de la solución (coagulante o cloro),
- D) Dosis de coagulante o cloro en el agua a tratar.
- Q) caudal de operación de la potabilizadora

De donde se obtuvieron los parámetros para construir el tanque: diámetro del orificio = 0.08 pulgadas (5/16"); profundidad = 10.01 cm. El caudal del dosificador se estimó en 156 cm<sup>3</sup>/min y el consumo para 14 horas sería de 131 litros para tratar un caudal de 36 L/min (30 m<sup>3</sup>/día) con una dosis de 30 mg/L. Este se calibró aforando el caudal, Se observa que hay una diferencia entre el caudal teórico y el real (156 vs 213.8 mL/min), por lo que se ajustan los valores de caudal del dosificador y demás parámetros, tal como aparecen en la siguiente tabla.

Tabla 4 Parámetros ajustados del dosificador de coagulante.

(mg/L)	(mg/L)	(L/min)	(L/min)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(cm)
Conc. Coag. (C)	Dosis Coag. (D)	Caudal agua (Q)	Flujo Coag. aforado (q)	Diametro Orif. (d)	Area Orif. (A)	Coef. descarga real (Cd)	Carga de agua real (h)
5052.6	30	36	0.21	0.198	0.0309	0.822	10.00

**Consumo diario**

(L)	(L)	(g)	mL
Vol. Agua	Vol. Solución	Peso Coag.	Vol. sólido
30240	179.6	907.2	1067.3

Q diseño de FIMEN =	0.6	Lps
Tiempo operación por día =	14.0	hrs
diámetro orificio =	0.08	plg
Capacidad dosificador =	170	L

De donde, para una dosis de 30 mg/l de coagulante en el agua a tratar, se preparara una solución de 179.6 litros con 907.2 gramos de coagulante (concentración = 5,052.6 mg/l), que serviría para tratar el caudal de 36 L/min durante 14 horas. De igual manera se procedió para el dosificador de cloro. De donde se requieren 64.8 g de cloro activo para preparar una solución de 107.6 litros para un tiempo de operación de 14 horas. Para preparar esta solución de cloro, si se usa hipoclorito de sodio líquido al 13%, se requerirán 788 ml, mientras que si se usa hipoclorito de calcio sólido al 65%, serán 157.6 gramos.

**PRUEBAS Y ARRANQUE DE LA PLANTA POTABILIZADORA**



a)



b)

Figura 2. Llenado de tanques con agua para prueba hidráulica

La planta potabilizadora FIME. Se obtuvo una eficiencia inicial de remoción de color aparente y turbiedad fue de 95% y 93% respectivamente.

La eficiencia de remoción de contaminantes promedio de la potabilizadora FIME Peregrina son: turbiedad 97.2%, color real 89.5%, hierro 95.6%, nitrógeno amoniacal 74.1%, en el efluente de la planta no se detectan coliformes totales ni fecales. Como paso final el efluente de la planta se clora con solución de hipoclorito de sodio para asegurar la calidad bacteriológica en la red de distribución.

## EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA POTABILIZADORA

Para evaluar el funcionamiento y eficiencia de remoción de contaminantes de la potabilizadora, tomando en cuenta que es una planta para tratar agua superficial, se consideraron como parámetros operacionales de calidad de agua los siguientes: color real y aparente, turbiedad, hierro, nitrógeno amoniacal, pH, coliformes totales y *E. coli*, mientras que como parámetro hidráulico la carga de agua sobre los filtros (agua sobrenadante). Se tomaron muestras en el agua cruda y en el efluente de cada uno de los filtros y se hicieron análisis de campo y laboratorio de Los resultados analíticos de las muestras se presentan en la Tabla .

Tabla 5. Calidad de agua en filtros durante la puesta en marcha

<b>Parámetro de calidad</b>	<b>22/10/10</b>	
Color aparente (Pt-Co)	13:30	15:30
Agua cruda	373	481
FGDi	122	171
FGAS1	82	69
FGAS2	55	22
FLA	35	33
Eficiencia global	90.6	93.1
<b>Turbiedad (UTN)</b>	13:30	15:30
Agua cruda	38.6	55
FGDi	13	22.4
FGAS1	7.36	6.62
FGAS2	3.95	1.00
FLA	3.05	2.77
Eficiencia global	92.1	95.0
<b>Hierro (mg/L)</b>	13:30	15:30
Agua cruda	1.13	1.86
FGDi	0.35	0.70
FGAS1	0.17	0.18
FGAS2	0.10	0.03
FLA	0.05	0.04
Eficiencia global	95.6	97.8

El color real promedio el día de inicio de operaciones fue de 27 Pt-Co para el agua cruda y de 4 Pt-Co para el efluente del FLA. Los resultados muestran eficiencias de remoción altas y el efluente cumple con los límites permisibles de color real (20 Pt-Co), turbiedad (5 UTN) y hierro (0.30 mg/l) marcados en la NOM-127-SSA1-1994.

### *Coliformes totales y E. coli*

Un aspecto importante de calidad del agua por salud, fue el medir la presencia de coliformes totales y *Escherichia coli*, el segundo se usa como microorganismo indicador de contaminación fecal; los

primeros son bacterias que se encuentran de manera natural en las aguas y se utiliza como indicador de eficiencia de tratamiento (desinfección). Durante la evaluación se tomaron muestras de agua cruda y de los efluentes de cada filtro, y en algunas tomas domiciliarias También se midió el cloro residual en el efluente del FLA.

La temperatura del agua en los filtros varió de octubre de 2010 a abril de 2011 de 14° C a 19° C, presentándose un periodo de temperaturas muy bajas en noviembre (de 0.5 a 2.8 °C, incluso se observó láminas de hielo en la superficie de FGAS 1 y 2). Las coliformes totales fueron removidas totalmente.

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

- La planta potabilizadora diseño FIME es capaz de producir agua de calidad potable según norma MNX SSA 126, y por tanto es funcional con un solo FGD<sub>i</sub> y sus cálculos de grueso y tamaños de poro de los filtros son eficientes.
- A excepción de la etapa de maduración, comienzo de lluvias o depleción de agua en la fuente superficial NO hay necesidad de adicionar coagulante al tratamiento.
- La experiencia de limpieza diaria por los pobladores adiestrados por los realizadores del proyecto a sido eficiente. Ya que la eficiencia de remoción de turbiedad y de hierro como principal contaminante, es eficiente actualmente, ya que en los 2 primeros meses, el hierro en el agua cruda estuvo por encima del límite permisible de la norma de agua potable (0.30 mg/l) variando desde 0.50 hasta 1.70 mg/l, mostrando en el periodo, pero el efluente de FLA siempre estuvo por debajo de la norma, incluso llegó a cero.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

La calidad del agua filtrada cumple con los límites permisibles de agua potable marcados en la Modificación a la NOM-SSA1-127-1994 Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano.

Se recomienda el mantenimiento constante tanto de los filtros de arenas y gravas, y un cuidado máximo para el filtro biológico que se desarrolla en la parte superior del filtro de arena y da pulimento al tratamiento con remoción de carga orgánica del agua.

## Sección 7

Alteraciones climáticas, su  
influencia y adaptaciones de los  
sistemas de abastecimiento de agua

## Capítulo 1. Alteraciones climáticas, su influencia y adaptación de los sistemas de abastecimiento en la cuenca de México

*María Francisca Naranjo Pérez de León*

Centro de Investigación del Agua (CIA) (México) mfnp@yahoo.com

---

**RESUMEN.** El objetivo de este trabajo es hacer un recuento de los cambios importantes en el clima que ha sufrido la Cuenca de México a partir de la aparición de los primeros pobladores hasta la fecha, así como la evolución y adaptación de los sistemas de abastecimiento en la Cuenca de México. El cambio climático es un proceso que se lleva a cabo muy lentamente y durante cientos o miles de años por lo que es importante tener indicadores que nos muestren la existencia de estos cambios. Las poblaciones, sean grandes o pequeñas necesitan abastecerse de agua. En la historia de la Cuenca de México este servicio se ha venido agravando conforme la población ha crecido y el clima varía. Se analizará el abastecimiento tanto en la época prehispánica como en la virreinal, y moderna. Al mismo tiempo hablaremos de la adaptación que las poblaciones han desarrollado para su supervivencia.

**ABSTRACT.** The aim of this paper is to recount the major changes in the climate that has suffered the Basin of Mexico from the appearance of the first settlers to date, and the evolution and adaptation of the supply systems in the Basin from Mexico. Climate change is a process that takes place very slowly, over hundreds or thousands of years so it is important to have indicators that show us the existence of these changes. Populations, large and small need to stock up on water. In the history of the Basin of Mexico this service has been worsening as the population has grown and the climate varies. The supply will be discussed during the history of the basin. At the same time we talk about the adaptation that populations have developed to survive.

---

**Palabras clave:** cambio climático, población, adaptación, abastecimiento de agua, cuenca.

**Keywords:** climate change, population, adaptation, water supply, basin.

## INTRODUCCIÓN

El objetivo de este artículo es hacer un recuento de los cambios importantes en el clima que ha sufrido la Cuenca de México, a partir de la aparición de los primeros pobladores hasta la fecha, así como la evolución y adaptación de los sistemas de abastecimiento en la Cuenca de México.

Sabemos que los primeros pobladores llegaron hace unos 22 mil años a poblar la Cuenca de México provenientes tal vez de la Costa del Pacífico. Suponemos que la adaptación a un ambiente cambiante y muy peculiar se realizó durante siglos de una manera gradual. Para este propósito, en principio hablaremos de la ubicación de la Cuenca de México para comprender su ciclo hidrológico y los fenómenos naturales que han incidido en la planeación de los recursos hídricos.

Las lluvias son un reflejo del cambio de las temperaturas, por lo que es importante saber su distribución dentro de la Cuenca. El cambio climático se lleva a cabo muy lentamente y durante cientos de años por lo que es importante tener indicadores que nos muestren la existencia de estos cambios, en este caso el dimensionamiento y ubicación de las obras hidráulicas son un buen indicador.

Otro factor muy importante, que ha desempeñado un papel muy importante en la modificación del clima y recurso agua, sobre todo en los últimos 100 años, es el aumento de la población. Las poblaciones, sean grandes o pequeñas necesitan abastecerse de agua. En la historia de la Cuenca de México este servicio ha sido una constante que se ha venido agravando conforme la población ha crecido y el clima, producto de la actividad humana varía. Se analizará el abastecimiento tanto en la época prehispánica como en la virreinal y en la época moderna. Por último hablaremos de la adaptación que las poblaciones, en el tiempo, han desarrollado para su supervivencia.

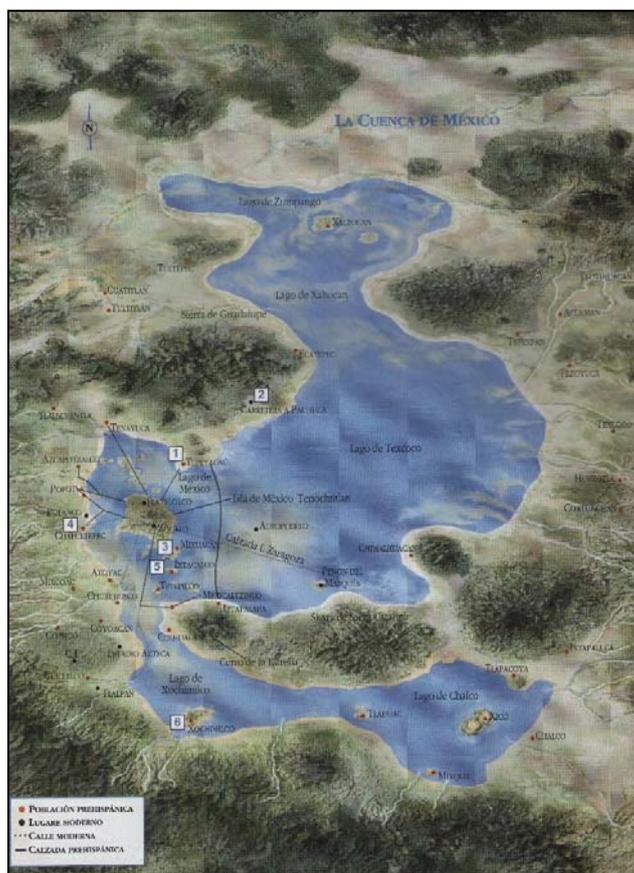
## REGIÓN DE ANÁLISIS

La región de análisis, Cuenca de México se encuentra ubicada en el eje Neo-volcánico, se extiende desde el Océano Pacífico hasta el Golfo de México. En este sistema se encuentran varias cuencas cerradas donde se formaron lagos. Una de estas regiones es la Cuenca de México, se encuentra a 2240 m.s.n.m. situada en una zona altamente sísmica, y su superficie de drenaje es de 9,600 kilómetros cuadrados (Santoyo, V. E. et al, 2005).

La Cuenca se mantuvo cerrada hasta el siglo XVII cuando se empezaron los trabajos para su drenado, a principio de la época virreinal, en lo que fue el primer desastre ecológico producido por el hombre. La acción de drenar los lagos duro más o menos 4 siglos, trayendo como consecuencia un cambio en las condiciones meteorológicas, aunado a la deforestación, la urbanización acelerada y el bombeo de los mantos acuíferos de una manera intensiva. (Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal, 1975).

La figura 1 ilustra los aspectos más relevantes de la Cuenca de México, sobresaliendo la extensión del Sistema Lacustre conformado por los Lagos de Chalco, Xochimilco, México, Texcoco, Xaltocán y Zumpango, así como el nombre de los poblados localizados en las márgenes del Sistema Lacustre, y los que se ubicaban en pequeñas islas dentro de los cuerpos de agua. Asimismo, es importante destacar la ubicación de las calzadas-diques, albarradones y acequias utilizados para el manejo y control del agua de los lagos en época de lluvias y estiaje.

Figura 1. Cuenca de México



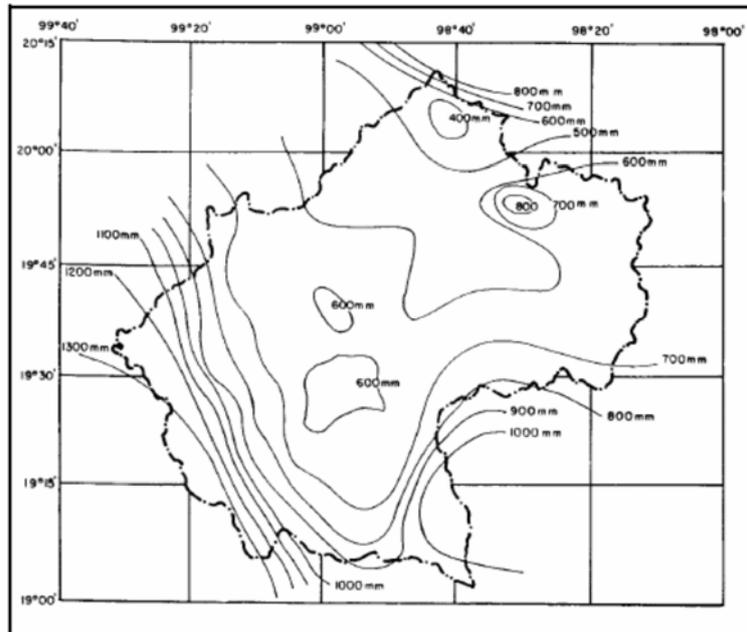
## LLUVIAS EN LA CUENCA DE MÉXICO

Los estudios hidrológicos actuales, nos muestran que las lluvias predominantes, en la Cuenca de México, son de tipo convectivas, aunque también hay incidencia de lluvias ciclónica. Las lluvias convectivas, suelen producirse en zonas planas o con pequeñas irregularidades topográficas, donde puede presentarse un ascenso de aire húmedo y cálido dando origen a nubes del tipo cumulonimbos con lluvias intensas y de corta duración. Las lluvias ciclónicas se originan por la actividad de un ciclón tropical, el cual es un remolino gigantesco que gira por la acción del viento, acarrea humedad en grandes cantidades, cubre varios miles de kilómetros cuadrados, las lluvias son de gran magnitud y su duración es de varios días.

La época de lluvia empieza, a mediados de mayo y termina, a mediados del mes de noviembre, y la estación lluviosa coincide con la aparición de la temporada de huracanes, primero en el Océano Pacífico y después en el Atlántico. Dentro de la Cuenca existen zonas con poca precipitación, como lo es la parte noreste con una precipitación de aproximadamente 400 mm/año y otra situada al sur-oriental con 700 mm/año, tal como se puede observar en la figura 2.

Durante mucho tiempo se creyó que las lluvias ciclónicas no llegaban a subir hasta el Altiplano, sin embargo, cuando se presentan las lluvias ciclónicas, estas abarcan toda la superficie de la cuenca, tal como ocurrió recientemente con el Ciclón Dean, en el mes de agosto del 2007.

Figura 2. Distribución de las lluvias medias anuales en la Cuenca de México, en mm



Fuente: Breña, P. A. F. (2010)

## EL CICLO HIDROLÓGICO EN LA CUENCA

Desde que la Cuenca empezó a ser poblada por diferentes grupos humanos, se inició la observación y conocimiento del ciclo hidrológico que ocurrió en las zonas planas y montañosas de la Cuenca de México. Estos conocimientos se empezaron a utilizar para la planeación y construcción de obras hidráulicas, y asimismo se infiere que los datos eran almacenados y actualizados continuamente. Esto llega a su máxima expresión antes de la conquista de México-Tenochtitlan, en el siglo XVI.

La ciudad estaba asentada dentro de lago de Texcoco, el cual era en principio salobre y por medio de la construcción de obras hidráulicas se planificaron zonas donde el agua era “dulce” y se desarrollaron zonas de cultivo intensivo para la producción de alimentos agrícolas requeridos por la población. El vivir en una ciudad ubicada dentro de un lago implicaba, en principio, conocer a la perfección el ciclo hidrológico debido a que la supervivencia de la población dependía de la eficacia de las obras hidráulicas para la protección continua de las inundaciones y para el abastecimiento de agua de los pobladores que vivían dentro y en las márgenes del lago.

A partir del siglo XVI, a la llegada de los conquistadores, el no comprender lo que significaba vivir dentro de un lago y mantener un equilibrio en la gestión del agua, así como el nulo, o casi nulo conocimiento que tenían sobre el ciclo hidrológico hizo pensar, ante las constantes inundaciones en desecar los lagos, iniciando un proceso de drenado. A raíz de este desastre ecológico, el ciclo hidrológico se vio afectado, y el continuo crecimiento de la población produjo una urbanización constante y descontrolada que sigue hasta nuestros días. En un principio la población era pequeña y en consecuencia el daño al medio ambiente era menor del que se presenta en la actualidad. Sin embargo en las primeras épocas del virreinato la depredación de los recursos naturales fue mayor debido a que se empezó a construir una nueva ciudad, con todo lo que esto implica.

## **CAMBIO CLIMÁTICO EN LA CUENCA**

La Cuenca de México ha sufrido varios cambios climáticos y fluctuaciones durante su historia, debido a que el entorno físico de una zona geográfica, es un ente vivo, que presenta modificaciones naturales a lo largo del tiempo. No obstante, debido a los datos geológicos disponibles y más recientemente evidencia arqueológica, nos hace pensar que la Cuenca sufrió algunos cambios importantes durante la época prehispánica y que estos cambios duraron varios siglos. Al principio de nuestra era hubo varios cambios en la Cuenca debido a la erupción de varios volcanes, esto necesariamente afectó el clima y la producción de alimentos, haciendo que algunos pueblos cambiaran su ubicación, unos dentro de la misma Cuenca y otros salieron de ella (Centro de Investigaciones Antropológicas de México, 1959).

Se sabe que desde el siglo VIII al siglo XIII, se presentó una modificación del clima en varias zonas del país, y esto se vio reflejado a través de la entrada de grupos provenientes del Norte del país y un reacomodo de la población, como lo fue en la zona maya. El clima fue más frío, por lo tanto las condiciones hidrológicas se vieron afectadas. Este tipo de cambios son paulatinos y esto hace que la adaptación se haga de la misma manera, es decir gradual y lentamente. Los lagos descendieron de nivel y esto hizo que los asentamientos avanzaran hacia donde estaban los márgenes del sistema lacustre.

La llegada de grupos provenientes del Norte del país hizo que la tecnología se enriqueciera con otros conocimientos que serían de utilidad en las nuevas condiciones (Braniff, B., 2001). Este cambio de clima que duro aproximadamente cinco siglos, hizo que se construyeran nuevas obras hidráulicas y algunas se abandonaron o modificaron. También durante estos siglos parte de la población cambio de residencia.

Cabe hacer notar que en Europa, aproximadamente en el siglo XIII, se dio un fenómeno climático llamado “la pequeña glaciación”, y como su nombre lo indica, el clima se volvió más frío. Esto nos lleva a la observación de que los cambios en el clima no aparecen, necesariamente a nivel global, en forma simultánea y con la misma intensidad.

## **SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

### **Época prehispánica**

En la Cuenca de México existían dos sistemas de lagos. Uno se localizaba al noreste de la Cuenca y el otro al sur oeste de la misma, y este último era salobre. En un principio los grupos que llegaron trataron de asentarse dentro del lago en los islotes que existían para tener una mayor protección contra los animales y otros grupos que llegaban. El abastecimiento de agua, era entonces captando agua de lluvia en grandes ollas, o llevándola en canoas desde la desembocadura de algún riachuelo a las zonas habitacionales. Se han encontrado grandes ollas que pudieron servir para este propósito, y es interesante hacer notar que estos primeros pobladores eran cazadores-recolectores-pescadores. Para el primer milenio antes de nuestra era empezó a practicarse la agricultura.

Es muy probable de que desde que se asentaron los primeros pobladores, se empezó a observar los ciclos de lluvia y estiaje. Estos conocimientos se fueron almacenando durante al menos 15 siglos. Desgraciadamente toda esta información se perdió, pero un reflejo de esto fue la planificación y construcción de obras hidráulicas que en un principio fueron sencillas y que conforme avanzaba el tiempo y aumentaba la población se fueron planeando obras hidráulicas cada vez más complejas y sofisticadas para proteger a la población de inundaciones y para proporcionarles agua para sus necesidades hídricas.

Debido a que la Cuenca presenta diferentes micro-climas y por lo tanto esto facilita el cultivo de diferentes productos, esto hizo que se desarrollaran diferentes obras hidráulicas para cubrir las diferentes demandas de agua en diferentes nichos ecológicos. La calidad del agua también se tomó en cuenta y se utilizó para diferentes propósitos.

Para el abastecimiento de la población, ya sea que, vivieran dentro del lago, como en sus orillas, se construyeron acueductos que en un principio fueron de pequeña longitud y de un volumen de agua de poca magnitud. Hacia el periodo de los siglos XIII-XV, el incremento de estas construcciones se vio acelerado debido a la llegada de grupos humanos que provenían del norte del país y que se vieron obligados a asentarse en islotes dentro del lago salobre.

La necesidad de agua “dulce” era cada vez más apremiante, no únicamente para consumo de la población, sino también para los sistemas intensivos de cultivo que había dentro del lago. Se construyeron calzadas-acueductos dentro del lago, para el abastecimiento de la población que vivía en los islotes, y calzadas-dique para proteger tanto ciudades como zonas de cultivo intensivo.

El crecimiento continuo de la población hizo agrandar las zonas de cultivo intensivo y desarrollar una tecnología para la desalación del lago, que se aplicó en ciertas zonas. Para comprender como se llevaba a cabo esto, cabe mencionar que en un principio se dividió el lago, por medio de diques para dividir zonas destinadas a diferentes actividades productivas, entre ellas las de cultivos intensivos y las zonas de producción de sal.

En las montañas se construyeron obras hidráulicas, como las terrazas las cuales tenían diferentes propósitos como lo era para detener la erosión del suelo, infiltrar agua, sembrar productos que no se cultivaban en el lago y la construcción de presas de gaviones para poder irrigar las terrazas y “sembrar” peces en época de lluvias para su consumo, así como recolectar agua de lluvia (Nieto, C. R., en prensa).

Para el abastecimiento de las zonas de culto (Templo Mayor) y las casas de los nobles, el agua llegaba por medio de tuberías o canales. Para el resto de la población el abastecimiento se hacía por medio de canoas, y en síntesis la gestión de la Cuenca, en materia de agua, se hacía de una manera holística.

### **Época virreinal**

Se podría pensar que en esta época hubo una “fusión” de tecnología, pero no fue así, eran dos formas diferentes de concebir el mundo. A la llegada de los conquistadores las cosas cambiaron radicalmente, empezando por que la ciudad sufrió, durante toda la época virreinal, inundaciones persistentes debido a la destrucción de las obras hidráulicas antiguas y el desconocimiento de una tecnología apropiada para controlarlas. El abastecimiento de agua sufrió cambios también y se veía muy alterado por las frecuentes inundaciones y los sismos. (Llanas, F. R., 2012).

Ahora bien, para el almacenamiento del agua se empezaron a construir acueductos con una arquitectura diferente a la que había prevalecido anteriormente, lo que trajo como consecuencia que se hundieran en el lago, debido fundamentalmente al gran peso de las construcciones. Durante el siglo XVI, se empezaron a buscar soluciones para controlar las inundaciones, llegando a la conclusión que se debían desecar los lagos (Departamento del Distrito Federal, 1975).

Durante el siglo XVII se empezaron los trabajos para desecar los lagos drenándolos hacia la parte norte de la cuenca. Esto trajo varias consecuencias, una de ella fue que los ríos que bajaban de las montañas no tenían a donde desaguar, por lo que comenzó su canalización para ser aprovechados para riego o consumo de la población. Se construyeron nuevas obras hidráulicas de desvío que no ayudaron a controlar las inundaciones (Departamento del Distrito Federal, 1975).

El ciclo hidrológico comenzó a cambiar, el clima se hizo más seco, y entonces hubo las condiciones para una visión más occidental de ver los problemas y proponer soluciones con criterios nuevos y diferentes. (Braniff, B., 2001)

Para el abastecimiento se usaron acueductos, fuentes públicas y tuberías, en un principio de barro y después de metal. El problema principal seguían siendo las inundaciones que llegaron a durar varios años. Esto complicaba mucho el abastecimiento de agua de la población, y durante varios siglos se siguió con la técnica de llevar agua por medio de canoas y surgió también la figura del “aguador” que era la persona que acarrea el agua, de las fuentes públicas a las casas y negocios. Los principales conventos eran privilegiados, pues les llegaba alguna rama de algún acueducto. Esto lo podemos ver en el convento del Carmen o en el convento de Tepotzotlán en el Estado de México. (Abundis, C. J., 2007).

Conforme avanzaba el virreinato, se iban introduciendo nuevas formas de vida que creaban necesidades de mano de obra diferente, así surgieron nuevos oficios para una nueva economía la cual necesitaba agua para la producción. Después de poco tiempo el agua empezó a escasear, las inundaciones seguían siendo el terror de la población debido a que afectaban el aprovisionamiento de agua y que junto con los temblores destruían o dañaban la infraestructura hidráulica (Llanas, F. R., 2012).

La adaptación a estas nuevas condiciones para los nuevos habitantes, se dio “de alguna manera” debido también a las desigualdades sociales que también fueron tecnológicas. La población de pocos recursos seguía abasteciéndose de agua en las fuentes públicas o comprando el agua con los “aguadores”. La población con más posibilidades económicas que tenía vínculos con el gobierno fue la primera beneficiada al contar con agua en sus casas, aunque fue, en un principio mediante una sola toma. Más adelante el servicio se fue ampliando y se desarrolló la tecnología para que el agua circulara por la casa. La población de escasos recursos fue agrupándose, en lo se llamó “vecindades” donde se tenía una sola toma (grifo) y que en ocasiones tenían también una fuente donde se almacenaba el agua y de ahí se abastecían las viviendas que conformaban la “vecindad”. (Llanas, F. R., 2012)

En el caso de la Cuenca las variaciones en el clima, derivado de la actividad humana y de la necesidad de servicios, no se apreciaron de una manera importante, y así se empezaron a construir las obras hidráulicas, de una manera descoordinada. Se construía donde se necesitaba sin tener una planeación a corto, mediano y largo plazo, ni de una manera integrada.

### **Siglos XIX, XX, XXI**

Con la independencia de México, acontecida en 1810 y promulgada en 1821, la visión de los problemas fue prácticamente la misma, dar agua a la población y sobre todo controlar las inundaciones. A partir de 1821 y teniendo de por medio en 1863 una intervención militar por parte de Francia, se instauró un gobierno imperial de la casa de Habsburgo. La población siguió creciendo y con ella el cambio de paisaje. Se talaron grandes extensiones de bosques, y el ciclo hidrológico siguió modificándose debido al drenaje de los lagos. (Llanas, F. R., 2012)

Las inundaciones seguían siendo el gran problema. Surgió el Servicio Meteorológico Nacional a finales del siglo XIX (1887) y se empezó a medir, de una manera continua y metódica las variables climáticas. Esto significó un gran avance, y en esa época los aparatos de medición no eran, ni tenían la precisión de los de ahora, sin embargo nos dan una idea sobre las condiciones climáticas que prevalecían en aquella época. También en esa misma época llegaron a México bombas, más eficientes, para explotar los mantos acuíferos y destinarlos al abastecimiento de la población.

Esto trajo como consecuencia un fenómeno que hasta entonces era casi desconocido que fueron los hundimientos diferenciales. Estos fueron agravándose conforme la tecnología del bombeo mejoraba.

Los hundimientos diferenciales trajeron como consecuencia la rotura de todo tipo de tuberías y las fugas se acrecentaron debidas también a que el suelo se compacto y junto con los sismos se volvieron más vulnerables (Departamento del Distrito Federal, 1975).

En el siglo XX, la medición de las variables climáticas sigue avanzando con una adaptación a la tecnología de cada momento. Lo que se ha podido detectar, mediante estudios hidrológicos es que la lluvia en la Ciudad de México, desde el inicio de las mediciones ha tenido pequeñas fluctuaciones. A partir de los años 50's se ha visto una ligera tendencia a un aumento en la precipitación. Sin embargo hay que tomar en cuenta que la población empezó a crecer a un ritmo acelerado y con ello la urbanización, modificando aún más, el ciclo hidrológico. A principios de esta década se construyó el primer transvase para traer agua de la cuenca del río Lerma para el abastecimiento de la población (Breña, P. A. F. y Jacobo, V. M. A., 2014)

A finales de los años 60's y durante los años 70's se presentó el fenómeno llamado "explosión demográfica". Esto propicio una invasión incontrolada de los espacios en la Ciudad de México y empezó a poblarse la parte correspondiente al Estado de México, comenzando con los municipios colindantes a la Ciudad, en este momento empezó a aparecer la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM). Esta nueva zona creció sin control, con una total carencia de servicios y el mismo patrón que siempre existió se implanto. Los servicios de agua potable empezaron a construirse a una velocidad muy inferior al crecimiento de la población.

Ante este panorama, se propusieron varias obras para la nueva realidad. El nuevo esquema, fue la importación de agua de las cuencas de los Ríos Lerma y Cutzamala. La segunda de ellas es la principal, se denomina Sistema Cutzamala, y se utiliza para abastecer no solo a la población de la Ciudad de México, sino a la zona conurbada. Es un sistema hídrico de almacenamiento, conducción, potabilización y distribución de agua dulce para la población e industria del Distrito Federal y el Estado de México. Asimismo, es considerada una de las mayores obras de ingeniería civil en el mundo, ya que debe bombearse el agua desde una altura de 1600 m.s.n.m. en su punto más bajo, hasta los 2702 m.s.n.m. en su punto más alto, y además este sistema se extiende por las entidades de Michoacán, Estado de México y el Distrito Federal. Actualmente la Ciudad de México se abastece de un 70 % de agua subterránea de los acuíferos ubicados en la Cuenca y del 30% del agua que viene de los transvases del Río Lerma y del sistema Cutzamala. En el caso de ambos transvases, la llegada del agua se hace mediante bombeo (Breña, P. A. F. y Jacobo, V. M. A., 2014).

Durante el transcurso del siglo XXI la política hidráulica sigue siendo la misma, es decir dejar que la ciudad siga creciendo y llevar el agua, al costo que sea y de donde sea, quitándola a otras poblaciones. Este comportamiento alimenta el círculo vicioso, que comenzó hace casi 500 años, y desde el punto de vista técnico la Cuenca de México es y seguirá siendo un desafío y reto al cual hay que hacerle frente constantemente.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Como se ha visto en este trabajo, en la Cuenca de México, el problema principal en lo referente al abastecimiento, dejo de ser un problema climático hace muchos años. El problema sigue siendo la falta de una infraestructura hidráulica eficiente y adaptada a las condiciones particulares de la ciudad y de la Cuenca. Estas son muy diferentes, a las de otras grandes ciudades ubicadas en lugares con otras condiciones climáticas, orográficas e hidrológicas.

El paradigma que se ha aplicado desde la época virreinal está "agotado" y que hay que encontrar otra manera de gestionar los recursos hídricos en la Cuenca de México apegada a la realidad de la misma dado que los modelos y soluciones extranjeros no han dado los resultados deseados.

## REFERENCIAS

- Abundis, C. J. (2007). "*La huella Carmelita en San Ángel*". Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), Tomo I, México.
- Braniff, C. B. (2001). "*La Gran Chichimeca (El Lugar de las Rocas Secas)*". Coordinadora CONACULTA, Edit. Jaca Book.
- Breña, P. A. F. (2014). "*Hidrología Urbana*". Colección CBI, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- Breña, P. A. F., Jacobo, V. M. A. (2014). "*Principios y Fundamentos de Hidrología Superficial*". Colección CBI, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- Centro de Investigaciones Antropológicas de México, UNAM (1959). "*Esplendor del México Antiguo*". Tomo I, México.
- Llanas, F. R. (2012). "*Ingeniería en México, 400 Años de Historia*". Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Departamento del Distrito Federal (1975). "*Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal*", Tomo I, México.
- Nieto, C. R. (en prensa). "*Técnicas y Tecnologías del México Antiguo*". Dirección de Estudios Arqueológicos, Coordinación Nacional de Arqueología, INAH (en prensa), México.
- Santoyo, V. E. et al. (2005). "*Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México*". Ed. TGC, México.

## Capítulo 2. Análisis de la precipitación en el acuífero Silao-Romita para el aprovechamiento de agua de lluvia

*Xitlali Delgado-Galván (1), María Lina Fuentes-Galván (2), Josefina Ortiz-Medel (3), Hilario Charcas Salazar (4), Jesús Mora Rodríguez (5)*

(1), (3), (5) Universidad de Guanajuato (México) (1) xdelgado@ugto.mx, (3) jomedel@ugto.mx, (5) jesusmora@ugto.mx

(2), (4) Universidad Autónoma de San Luis Potosí (México) (2) fugalina@gmail.com, (4) hilario@uaslp.mx

---

**RESUMEN.** La planificación y gestión de sistemas de abastecimiento de agua depende en gran medida del estudio de la precipitación. Con el propósito de generar información de interés para el mejor aprovechamiento y diseño de sistemas de captación de agua de lluvia en la zona, se realizó un análisis de la lluvia registrada en las estaciones ubicadas en el área del acuífero Silao-Romita para un periodo de 30 años, que incluye la distribución estacional y el análisis probabilístico de la precipitación máxima diaria y media mensual. Durante el periodo de lluvias (mayo-octubre) se presenta más del 89% de la precipitación anual con una concentración trimestral. La precipitación anual varía de 236-1171 mm, con un promedio de 663 mm. Lluvias máximas diarias mayores a 13 mm ocurren al menos una vez cada temporada de lluvias y los meses con mayor probabilidad de ocurrencia de días lluviosos son julio y agosto.

**ABSTRACT.** The effective plan, design and management of water supply systems depends on the study of rainfall. With the objective of generate the information to reach the appropriate use and design of rainwater harvesting system for the study area, an analysis of the records of precipitation of the climatological stations located in the area of the Silao-Romita aquifer was developed. The study includes the seasonal distribution and a probabilistic analysis of daily maximum and monthly rainfall. The 89% of the annual precipitation occurs during the rainy season (May-October) with a concentration index of three months. The annual rainfalls have values of 236-1171 mm, an average of 663 mm. Daily maximum rainfall of at least 13 mm occurs every rainy season, and the months with higher probability of rainy days are July and August.

---

Palabras clave: lluvia, probabilidad, diseño, captación de agua de lluvia.

Keywords: rainfall, probability, design, rainwater harvesting.

## **INTRODUCCIÓN**

Las estadísticas de precipitación son necesarias para planificar y administrar efectivamente los recursos hídricos, así como para diseñar las obras de ingeniería hidráulica, como los abastecimientos urbanos, hidroeléctricas, sistemas de riego, etc. Por ello es importante contar con información de variables climáticas que sea de calidad, completa, confiable, y con duración suficiente (Yue & Hashino, 2014; Feng, Wen, & Li, 2015).

En la zona de estudio el crecimiento demográfico, y el desarrollo agrícola e industrial han incrementado la presión sobre los recursos hídricos. Por tanto, con el decremento en la disponibilidad de agua es relevante generar las bases para el establecimiento de estrategias que contribuyan con el manejo del agua y proporcionar alternativas para el abasto de las necesidades de la población de acuerdo con sus características y con las del medio en donde se encuentren. Una variable fundamental en el abasto de agua es la precipitación, y particularmente en los sistemas de captación de agua de lluvia representa un factor primordial para conocer el potencial de esta clase de aprovechamientos. Se realiza un análisis de la precipitación que se presenta en la zona de estudio con el propósito de establecer la cantidad de agua de lluvia que ocurre con mayor probabilidad en la zona y cuantificar el potencial de aprovechamiento de este recurso y que esto sea de utilidad para el diseño de los sistemas de captación.

### **Captación de agua de lluvia**

La captación de ALL es una práctica antigua, utilizada por diferentes culturas para obtener el suministro de agua necesario para usos domésticos y de riego. El origen del aprovechamiento de este recurso responde a diferentes razones, como el difícil acceso a otras fuentes de abasto, la mala calidad del agua, escasez, entre otras. Al-Adamat, Diabat, y Shatnawi (2010) hacen referencia a vestigios arqueológicos de estructuras que evidencian el uso del agua de lluvia en Jordania hace 9000 años, otros restos arqueológicos prueban la importancia de la captación de la lluvia en Israel, Iraq, China, Roma, Sudáfrica y México (Mbilinyi, Tumbo, Mahoo, Senkondo, & Hatibu, 2005; Comisión Nacional del Agua [CONAGUA], 2009; Mwenge & Taigbenu, 2011).

Esta práctica es ampliamente utilizada alrededor del mundo y la disposición a utilizarla incrementa inclusive en zonas en donde se cuenta con servicios de agua entubada (Khastagir & Jayasuriya, 2010).

La captación de agua de lluvia es el proceso mediante el cual se acopia la precipitación que escurre sobre una superficie para ser conducida hasta un almacenamiento antes de su uso. Los componentes de un sistema de captación dependen del uso al que esté destinado. Sin embargo, algunos dispositivos pueden mejorar la eficiencia del sistema y la calidad del agua captada, como lo son filtros, sedimentadores e interceptores de las primeras lluvias.

En la actualidad, este recurso es utilizado en algunos estados del país como Michoacán, San Luis Potosí, Morelos, Guanajuato, Querétaro, Zacatecas, entre otros. Los usos son diversos pero predominan el riego, el uso doméstico y en algunos casos, el agua cosechada después de ser tratada es utilizada para beber.

La captación de agua de lluvia brinda diferentes beneficios, tanto sociales, ambientales y económicos y recientemente ha sido considerada en el país como una estrategia para incrementar la cobertura de los servicios de agua potable y mejorar las eficiencias de los servicios de agua en los municipios (CONAGUA, 2014).

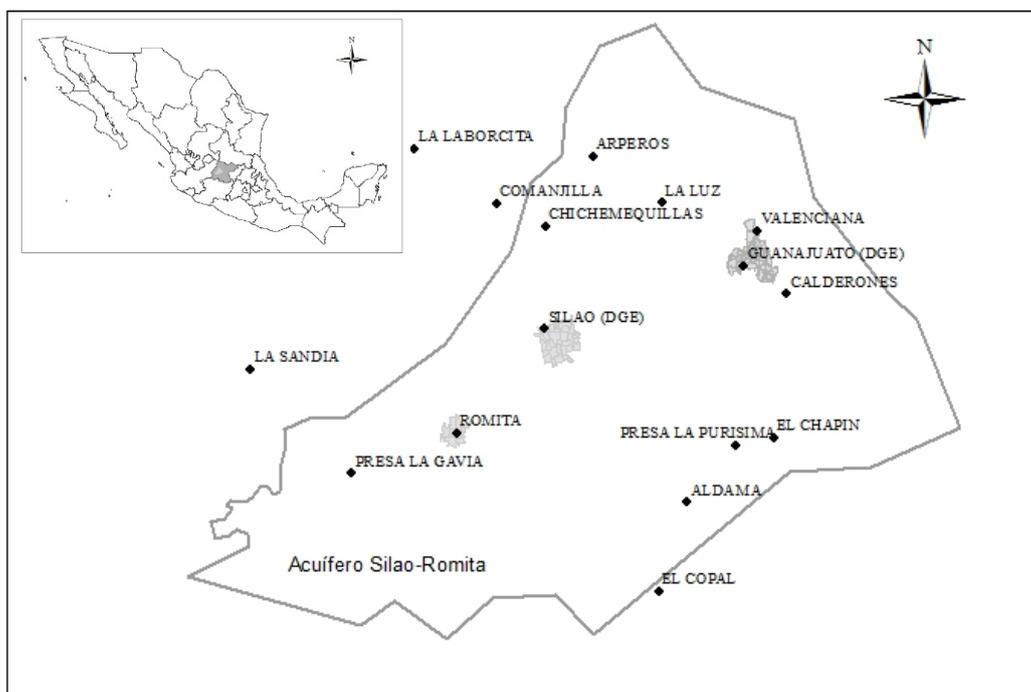
### **Área de estudio**

El estado de Guanajuato se localiza en el centro de México y está conformado por 46 municipios. En esta región el 64.2% del agua utilizada proviene de los acuíferos, el principal uso consuntivo es el agrícola. Sin embargo, el suministro para abastecimiento público e industrial proviene en más del 80% de fuentes subterráneas (CONAGUA, 2014a). Según su disposición geográfica, en el estado se

localizan 20 acuíferos, de ellos 14 se encuentran sobreexplotados (CONAGUA, 2014b). Tal es el caso del acuífero Silao-Romita, zona de estudio del presente trabajo, donde desde la década de los 40's se hacía uso del agua subterránea a través de pozos someros y de baja capacidad de extracción. En la década de los 50's la demanda de agua incrementó debido al crecimiento poblacional y agrícola, en los 70's los efectos negativos de esta extracción se manifestaban, por lo cual se establecieron zonas de veda hasta que en los 80's no se permiten nuevos puntos de extracción para fines agrícolas (Comisión Estatal del Agua y Saneamiento de Guanajuato [CEASG], 1998; Foster, Garduño & Kemper, 2004).

La localización geográfica del acuífero hace que las tres zonas urbanas de los municipios de Guanajuato, Romita y Silao se encuentren en su superficie. En la zona de Guanajuato se han observado históricamente diversos episodios de inundaciones y sequías. Silao es una zona con gran desarrollo industrial y por tanto poblacional, y Romita la menor demográficamente es una zona agrícola.

Figura 1. Ubicación de los puntos de estudio.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

## MATERIALES Y MÉTODOS

La confiabilidad en la cantidad de agua que es probable obtener en el área de estudio es de interés en la planificación y diseño de obras de captación de agua de lluvia. Esta cantidad de agua es importante para consideraciones como el diseño de cisternas y sistemas de conducción, también brinda una perspectiva confiable sobre el volumen potencial de captación en cada zona.

La variabilidad de la precipitación ha sido utilizada por diferentes autores (Khastagir & Jayasuriya, 2010; Mahmoud, Elagib, Gaese & Heinrich, 2014; Yue & Hashino, 2014) como una herramienta para asistir en el manejo apropiado de los recursos hídricos de acuerdo a las características locales. Sin

embargo, debe considerarse la información disponible, la precipitación diaria total suele ser la información más detallada que se encuentra, y esto sólo para algunas regiones del mundo, siendo la mayoría de la información presentada como datos mensuales (Strangeways, 2007), otro aspecto a considerar es que para el diseño de sistemas de captación de agua de lluvia se prefiere el uso de series de datos amplias (Liaw & Chiang, 2014).

Para la zona de estudio se seleccionaron 16 estaciones (Figura 1) localizadas en el área de interés o en zonas cercanas con un radio máximo de 39 km de distancia entre ellas. La información disponible de precipitación diaria y mensual de estas estaciones se obtuvo de las bases de datos de la Comisión Nacional del Agua de México (Eric III y CLICOM) para el periodo de 1981-2010.

De acuerdo con la cantidad y calidad de la información, se seleccionaron aquellas estaciones que contaran con más del 80% de los datos dentro del periodo establecido. Y con no más del 10% de diferencia entre su precipitación media anual. De este proceso fueron eliminadas tres estaciones (Aldama, La Laborcita y La Luz) por la calidad de los datos que registran. Se distinguen siete estaciones con más del 80% de datos y una diferencia menor al 10% en su precipitación media anual (Calderones, La Sandía, Guanajuato, Valencia, El Chapín, Presa La Purísima, Comanjilla y Chichimequillas), considerándolas así, como estaciones principales y el resto fueron empleadas como estaciones de soporte en el proceso de llenado de datos faltantes. El nombre de las estaciones utilizadas, clave y porcentaje de datos de precipitación media mensual ( $X_n$ ), se presentan en la Tabla 1.

Los datos meteorológicos de las estaciones de estudio presentan ciertos periodos huecos o ausencia de datos. Así pues, los datos faltantes de precipitación media mensual se llenaron mediante el método del radio normalizado modificado (Paulhus & Kohler, 1952; Young, 1992). Este método usa la precipitación media anual de la estación bajo consideración y de las estaciones adyacentes sobre un cierto periodo de tiempo (Abebe, Solomatine & Venneker, 2000). Se utilizaron las estaciones adyacentes con una diferencia menor al 10% en la precipitación media anual para obtener la información faltante.

Para establecer la distribución estacional/irregular de la precipitación se obtuvieron los índices de concentración de precipitación ( $PCI$ ) y de estacionalidad ( $SI$ ).

Los valores del índice de concentración de precipitación desarrollado por Oliver (1980) fueron calculados mediante la ecuación 1. Este índice es utilizado para identificar el patrón de la precipitación en el área de estudio, indica la distribución de la precipitación y según la clasificación del autor, los valores más altos del índice representarán los casos donde la precipitación anual ocurre en un mes. Un  $PCI$  de menos de 10 sugiere una distribución uniforme y un valor de 11 a 20 denota una distribución estacional. Un índice por encima de 20 representa marcadas diferencias estacionales, con valores indicativos de concentraciones mensuales crecientes (Oliver, 1980).

$$PCI = 100 \sum_{N=1}^{12} \frac{X_n^2}{R^2} \quad (1)$$

El índice de estacionalidad ( $SI$ ) fue desarrollado por Walsh y Lawler (1981) para establecer la estacionalidad de la precipitación mediante la ecuación (2).

$$SI = \frac{1}{R} \sum_{n=1}^{12} \left| \frac{X_n - R}{12} \right| \quad (2)$$

Donde  $X_n$  es la precipitación del mes  $n$ ,  $R$  precipitación anual. Walsh y Lawler (1981) sugieren una clasificación del régimen de lluvia según el grado de estacionalidad, donde un  $SI \leq 0.19$  indica un régimen de lluvia muy constante; un  $SI$  de 0.20-0.39 representa un régimen estable pero con una temporada húmeda definida; un  $SI$  de 0.40-0.59 indica un régimen estacional con una corta estación seca; de 0.60-0.79 el  $SI$  muestra un régimen de lluvia estacional; de 0.80-0.99 el  $SI$  representa un

régimen marcadamente estacional con una larga estación seca; de 1.0-1.9 muestra la concentración de la lluvia en tres meses o menos,  $S \geq 1.20$  valores extremos, casi toda la lluvia se presenta en uno o dos meses.

Tabla 1. Estaciones climatológicas utilizadas.

Nombre	Clave	Porcentaje de datos de $X_n$	Rango
Aldama	11004	76.7	1981-2010
Calderones	11007	90.6	1981-2010
La Sandía	11035	92.8	1981-2010
Romita	11058	98.1	1981-1993
Silao	11074	75.8	1981-2010
Guanajuato	11094	92.8	1981-2010
Valenciana	11103	87.8	1981-2010
El Chapín	11124	92.5	1981-2010
La Luz	11130	58.3	1981-2010
Arperos	11135	59.4	1981-2010
Presa La Purísima	11137	91.9	1981-2010
La Laborcita	11153	68.9	1981-2010
Comanjilla	11162	91.7	1982-2010
El Copal	11164	97.6	1983-1996
Chichimequillas	11165	88.5	1981-2004

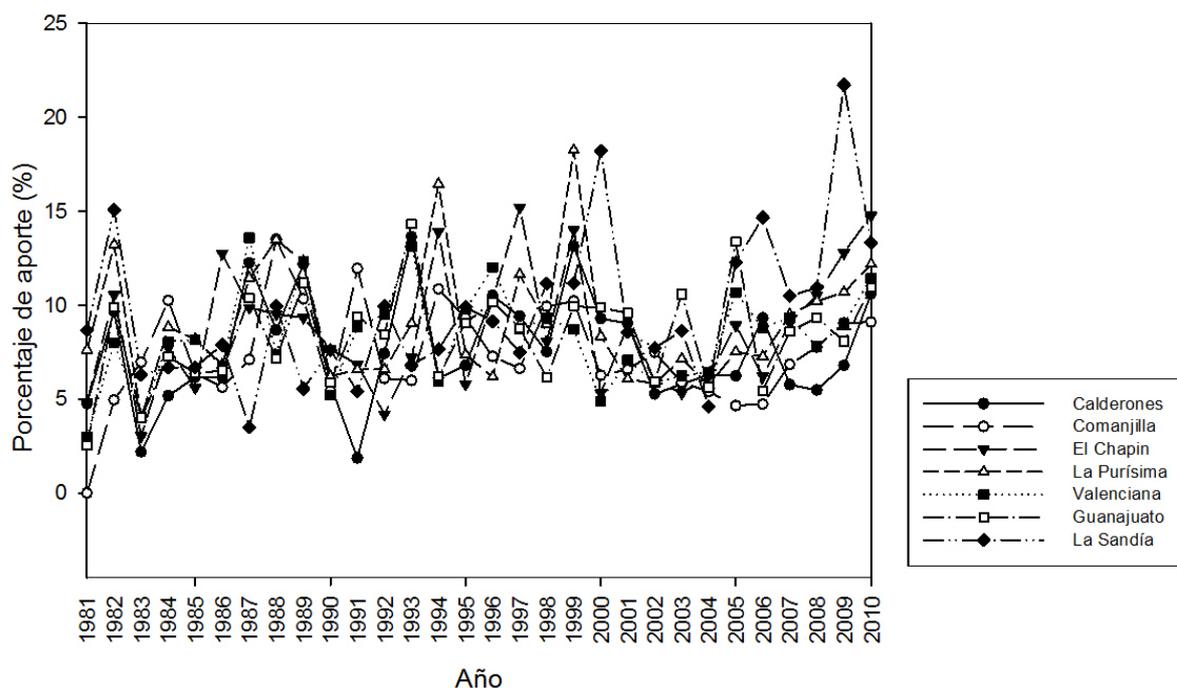
Fuente: Eric III y CLICLOM.

Los valores de precipitación mediante los cuales se diseña son usualmente asignados a cierta probabilidad de ocurrencia o excedencia (Critchley & Siebert, 1991). Así, mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función (Suarez, 2011). Para el presente trabajo se emplearon las distribuciones Normal, Log-Normal, Exponencial, Gamma, Gumbel y doble Gumbel, para ajustar los datos de la precipitación media mensual y máxima diaria de las estaciones de estudio. La determinación de la función más adecuada para realizar el ajuste de los datos de precipitación se realizó mediante el error mínimo estándar.

## RESULTADOS

La precipitación anual varía de los 236 a los 1171 mm en las estaciones de estudio, con un promedio de 663 mm. Se distinguen periodos con años lluviosos como de 1990-1992 y de 2000-2004, en donde la cantidad de lluvia anual y días con lluvia aparecen por encima de la media (Figura 2). Los picos de estos periodos ocurridos en 1992 y 2004, presentaron la máxima cantidad de días lluviosos para cada estación y en cuatro de ellas los valores máximos anuales del rango de datos en estudio. Sin embargo, en lo que respecta a los eventos máximos diarios, ninguno fue registrado durante estos periodos. Los valores de precipitación anual presentan una mayor correlación con la cantidad de días lluviosos (0.54), que con las precipitaciones máximas (0.38).

Figura 2. Porcentaje de aportación de la precipitación máxima diaria a la precipitación anual.

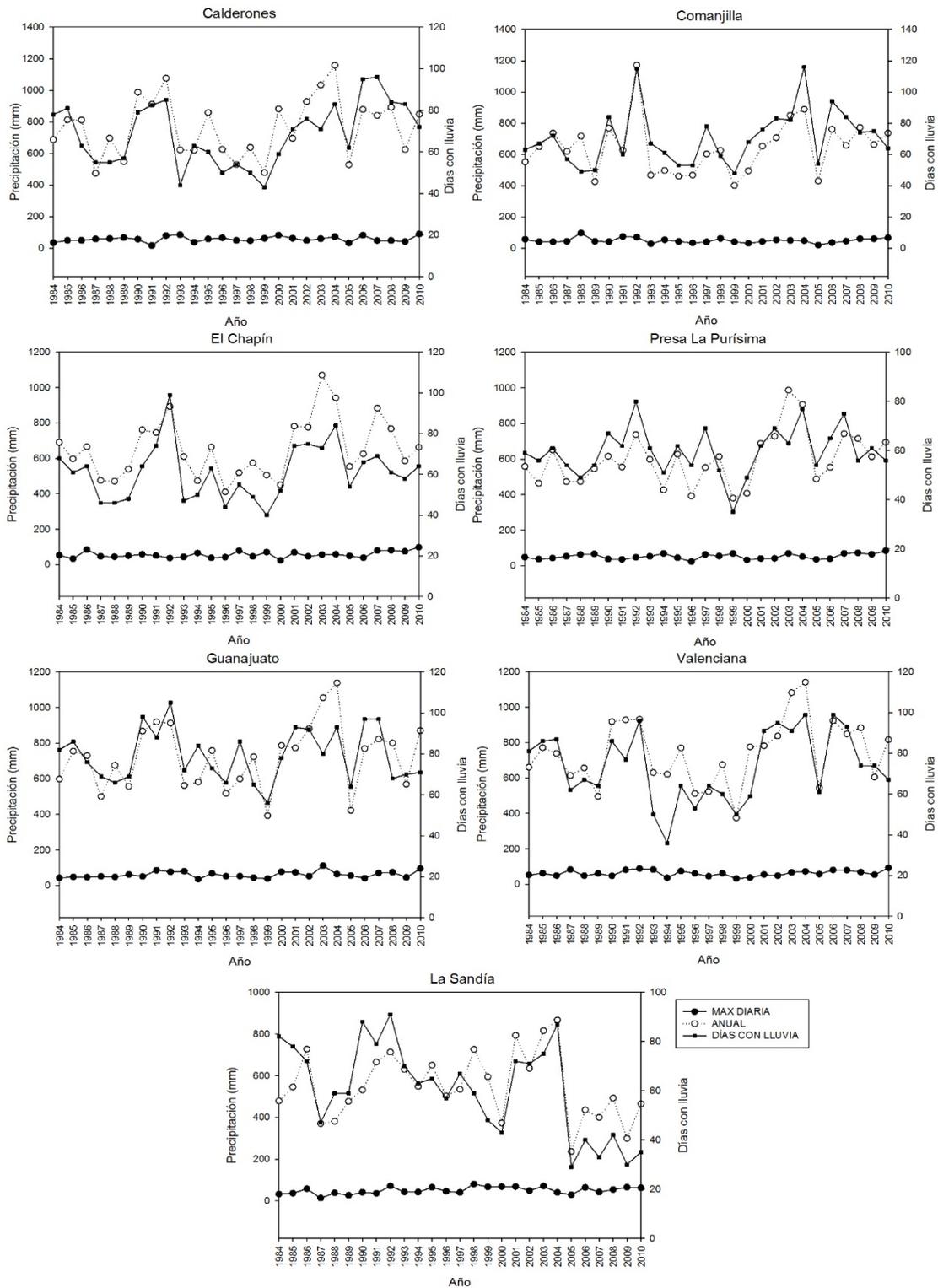


Fuente: Fuentes-Galván M.L.

La relación entre las precipitaciones máximas con la precipitación acumulada a lo largo del año es reducida, esto puede ser observado en la Figura 2 en donde se muestra el porcentaje de aporte a la precipitación anual de las precipitaciones máximas en 24 horas. Los eventos máximos diarios registrados en las estaciones de estudio aportan en promedio el 8.5% de la precipitación anual, no obstante, los aportes máximos en las estaciones van desde 13.5 a 21.7%.

Los datos de precipitación diaria muestran que lluvias diarias de mínimo 13 mm ocurren al menos una vez cada temporada lluviosa, la precipitación máxima diaria registrada es de 111.8 mm en la estación Guanajuato (Figura 3). El 97.6% de las precipitaciones máximas diarias se presentan en la temporada de lluvias, julio es el mes con mayor ocurrencia con el 30% de las lluvias máximas, seguido por junio (23.8%) y agosto (20.4%).

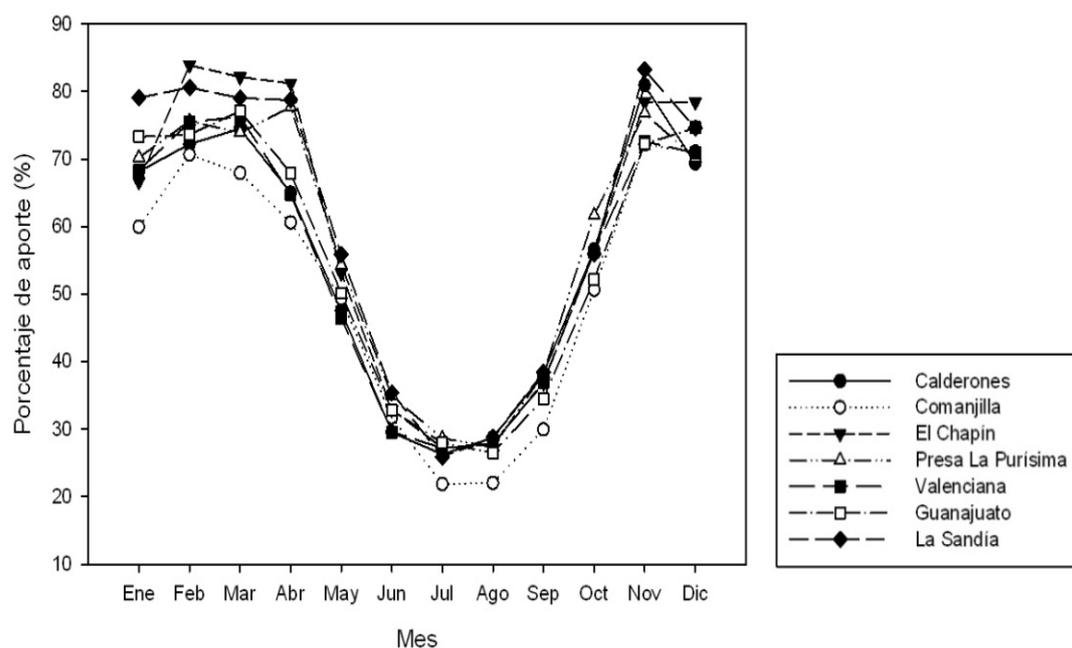
Figura 3. Precipitación anual, máxima diaria y días con lluvia durante 1981-2010.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

La distribución a lo largo del año muestra que el periodo de lluvias ocurre de mayo a octubre. Durante este periodo se presenta más del 89% de la precipitación anual en todas las estaciones de estudio. Además, estos meses muestran las mayores probabilidades de ocurrencia de días con lluvia, que oscilan entre el 11 y el 50%, las probabilidades más altas se obtienen en los meses de julio (41-50%) y agosto (36-45%).

Figura 4. Porcentaje de aportación de la precipitación máxima diaria a la precipitación mensual.



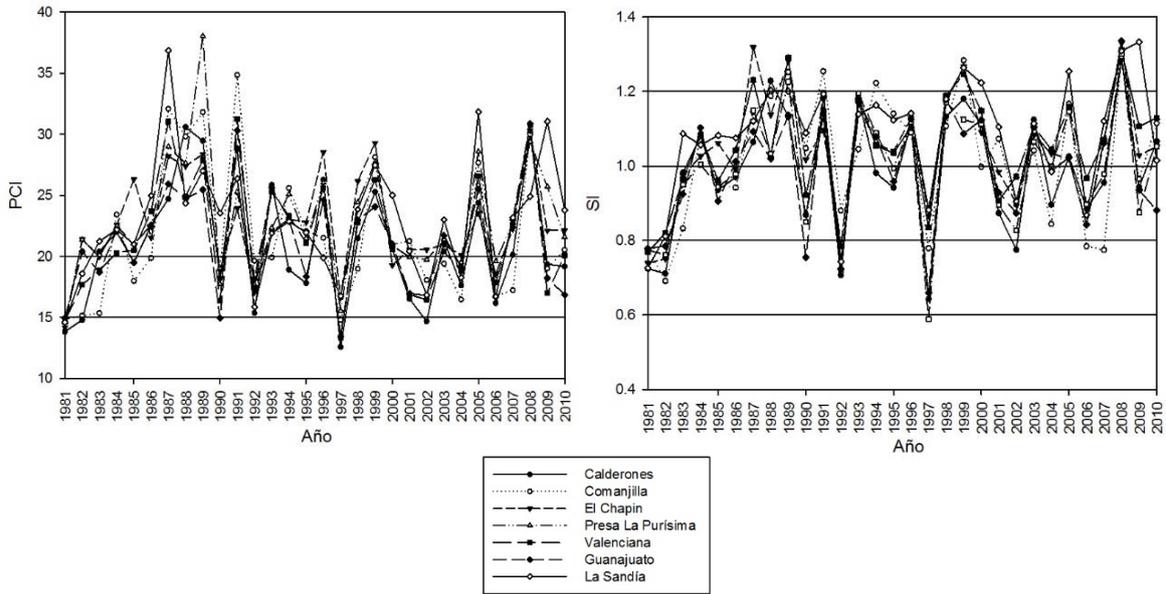
Fuente: Fuentes-Galván M.L.

En la Figura 4 puede observarse el aporte promedio que las precipitaciones máximas realizan en la precipitación mensual. De junio a septiembre los porcentajes de aporte se reducen, debido al incremento en los días con lluvias. Sin embargo, para los meses de octubre a abril, las lluvias máximas diarias aportan altos porcentajes a la precipitación mensual, presentándose repetidamente años en los que la precipitación máxima diaria aporta la totalidad de la precipitación que ocurre durante estos meses.

En la Figura 5 se observa que el *PCI* calculado para las estaciones de estudio, se encuentra entre 15 o superior a 20, el valor promedio de *PCI* es 22. El 63.3% de los *PCI* obtenidos se encuentran dentro de la tercer categoría ( $PCI > 20$ ), denotando precipitación altamente estacional e irregular (Manickam, Kotapati & Iyyanki, 2013; Oliver, 1980). La Sandía es la estación que muestra la mayor cantidad de valores de  $PCI > 22$ , seguido por la estación El Chapín.

Los valores de *SI* obtenidos para las estaciones de interés se encuentran entre 0.6 y 1.3, el promedio para el periodo de tiempo de estudio es un  $SI = 1.0$ . El 70% de los *SI* se encuentran en el rango de 1.0-1.9 lo que indica que la lluvia en la zona se presenta en tres meses o menos, un porcentaje menor de los *SI* obtenidos (25.2%), refleja un régimen marcadamente estacional con una larga estación seca.

Figura 5. Índices de distribución de la precipitación *PCI* y *SI*.



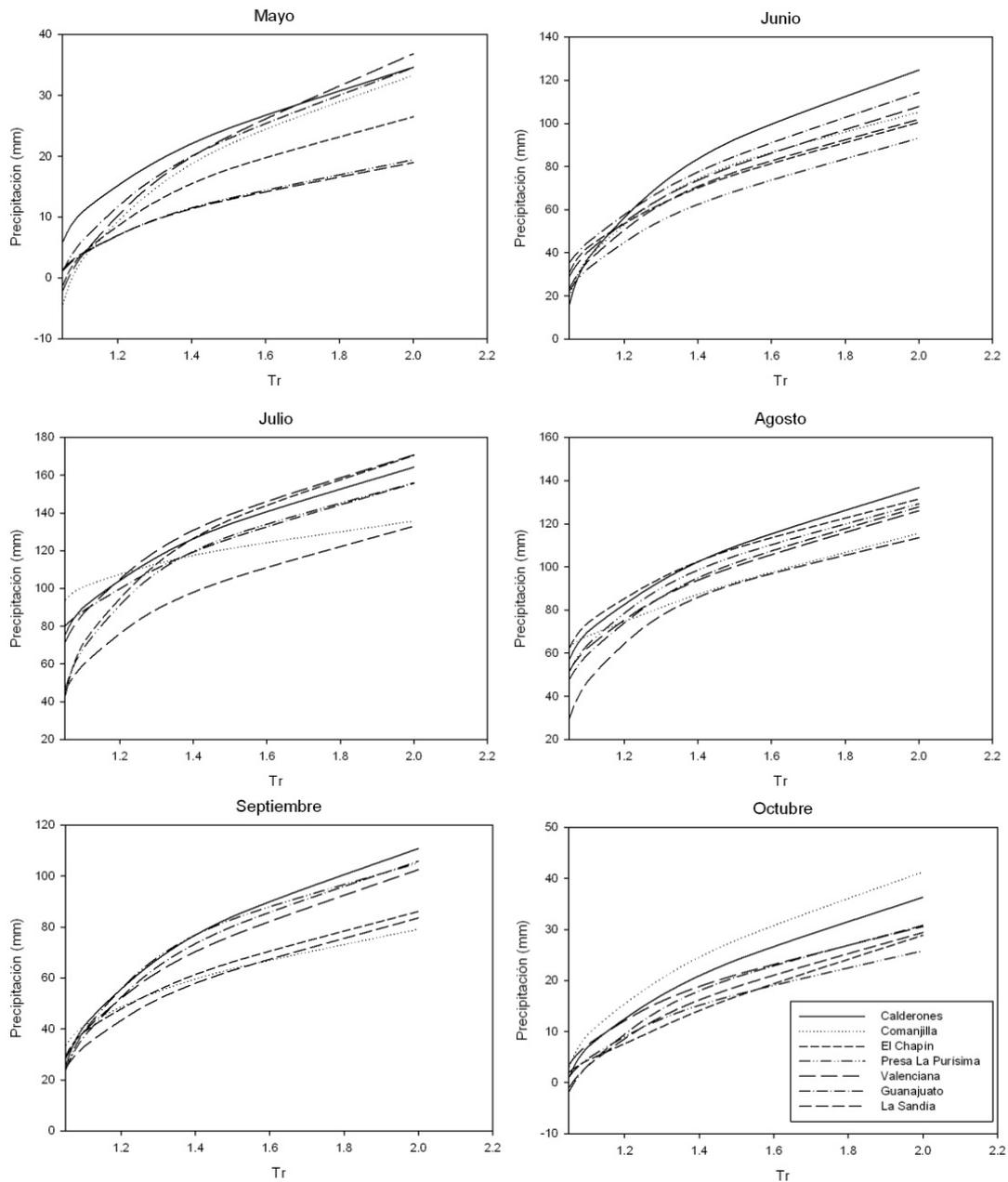
Fuente: Fuentes-Galván M.L.

En el diseño de sistemas de captación de agua de lluvia para usos de riego, se recomiendan valores de precipitación con una probabilidad mayor al 67% (Critchley & Siegert, 1991). Sin embargo, la probabilidad que se requiere para sistemas de uso doméstico es mayor. De este modo, el diseño de sistemas de captación está determinado por medio de análisis probabilístico, y considerando la importancia del nivel de confianza en la cantidad de agua que se puede captar, se seleccionaron periodos de retorno que reflejen una probabilidad de ocurrencia alta para ajustar la precipitación media mensual de las estaciones de estudio. El periodo de retorno  $Tr$  en años, puede ser fácilmente derivado una vez que la probabilidad de excedencia  $P$  (%) es conocida de la siguiente ecuación (3) (Critchley & Siegert, 1991).

$$Tr = \frac{100}{P} \quad (3)$$

Se realizó un ajuste probabilístico a los datos de precipitación media mensual de los meses de la temporada de lluvias (mayo-octubre). El modelo de mejor ajuste para estos datos es el Doble Gumbel, seguido por la distribución Gamma. Se estimaron los datos de precipitación media mensual para los periodos de retorno de 1.052, 1.1, 1.25 y 1.5 años. La precipitación media mensual ajustada a cada periodo de retorno puede observarse en la Figura 6.

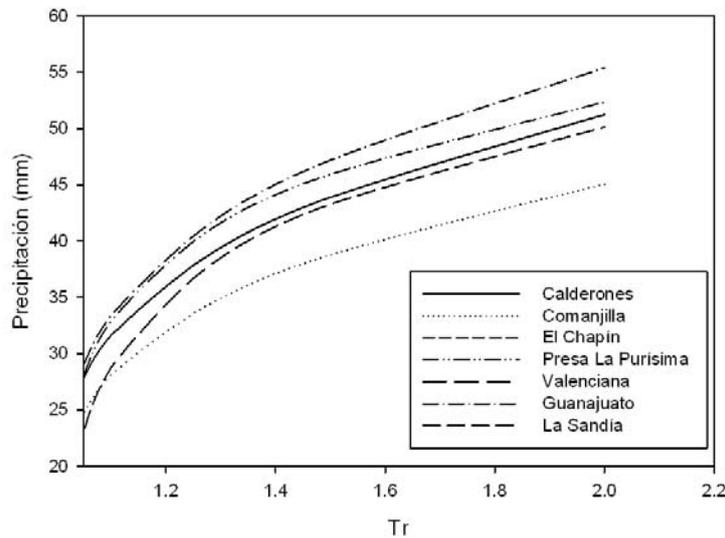
Figura 6. Precipitación media mensual según periodo de retorno.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

En cuanto a la precipitación máxima diaria, se realizó el ajuste probabilístico para los años de estudio, esta precipitación puede ser utilizada en el diseño de sistemas de conducción. En la Figura 7, se presenta la precipitación máxima según su mejor ajuste para los periodos de retorno 1.052, 1.1, 1.25 y 1.5 años. En el caso de la precipitación máxima las funciones con mejor ajuste fueron la Normal, Log-Normal y Gumbel.

Figura 7. Precipitación máxima diaria según periodo de retorno.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se seleccionaron las estaciones de la CONAGUA ubicadas en el área del acuífero Silao-Romita o en su cercanía para realizar un análisis de la precipitación registrada en ellas. El proceso de selección, redujo las estaciones que, por su calidad y cantidad, aporten información para ser utilizada en el manejo y diseño de sistemas de aprovechamiento de agua, particularmente sistemas de captación de agua de lluvia. De acuerdo a los criterios establecidos, solo es posible usar los datos de precipitación de siete estaciones, lo que hace que la información adecuada esté disponible para puntos específicos y la posible interpolación de variables meteorológicas para la obtención de valores para áreas definidas sea menos detallada.

La distribución de precipitación para la zona de estudio es marcadamente estacional, con una concentración trimestral. De forma que los más altos porcentajes de concentración de precipitación ocurren durante los meses de junio, julio y agosto, meses en los que llueve el 64% del total del año. Así pues, la mayor cantidad de agua que es posible captar según la distribución estacional y mensual se dará durante los meses mencionados previamente. Tomando en consideración lo anterior, el diseño de sistemas de aprovechamiento de agua debe realizarse considerando las características de la precipitación que ocurre en estos meses. Las precipitaciones máximas diarias realizan aportes significativos en las precipitaciones mensuales, particularmente en los meses fuera de la temporada de lluvias, por lo cual, la consideración de estas precipitaciones en el diseño de sistemas de aprovechamiento de agua es relevante.

La probabilidad de ocurrencia de días lluviosos se presenta más alta en los meses julio y agosto. Sin embargo el análisis probabilístico de lluvia definido para valores mensuales y máximos diarios, se realizó para todos los meses de la temporada de lluvias (mayo-octubre). Los datos de precipitación media se ajustaron mejor para la distribución Doble Gumbel y Gamma. Con una probabilidad del 80% de ocurrencia se estiman las precipitaciones más altas para el mes de julio (113.1mm) y los valores más bajos para el mes de mayo (8.34 mm). Entre mayor sea la probabilidad de ocurrencia la

precipitación ajustada se reduce, pero el nivel de confianza incrementa, lo cual debe ser considerado en la estimación de la cobertura de demandas específicas que es posible cubrir con la cantidad de lluvia en un periodo de tiempo determinado.

Las precipitaciones máximas diarias se ajustan mejor a las funciones Normal, Log-Normal y Gumbel. Y de su análisis se obtiene que con una probabilidad del 80% pueden presentarse lluvias de hasta 40.46 mm, y con una probabilidad del 90% lluvias máximas de 33.4 mm. Estos valores, son considerados usualmente en el diseño de sistemas de conducción considerando la máxima cantidad de escurrimiento que es necesario dirigir.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El análisis de precipitación es un factor fundamental para el manejo y gestión de los recursos hídricos. Con el conocimiento del comportamiento de la precipitación en una zona en específico es posible generar las alternativas adecuadas para el aprovechamiento de este recurso y cuantificar el potencial que presenta la zona.

Debido a la variabilidad estacional de la lluvia en la zona de estudio, se tiene que el periodo con mayor concentración es de junio a agosto, lo cual será de consideración para el diseño y manejo de sistemas de aprovechamiento. Por ello, es recomendable preparar las superficies de captación y demás componentes de un sistema en los meses previos al inicio de la temporada de lluvias, con el fin de obtener una buena calidad de agua y el mejor aprovechamiento de este recurso.

La selección del periodo de retorno depende del nivel de confianza con que se desee diseñar el sistema de captación. Para sistemas de abastecimiento doméstico se recomienda un nivel de confianza alto ( $Tr=1.05$  años y  $Tr=1.1$  años), particularmente en la estimación del potencial de captación. Para sistemas de riego, limpieza o usos no potables, pueden seleccionarse periodos con un nivel de confianza menor.

## Referencias

- Abebe, A. J., Solomatine, D. P., & Venneker, R. G. W. (2000). Application of adaptive fuzzy rule-based models for reconstruction of missing precipitation events. *Hydrological Sciences Journal*, 45(3), 425-436. Doi: 10.1080/02626660009492339
- Al-Adamat, R., Diabat, A., & Shatnawi, G. (2010). Combining GIS with multicriteria decision making for siting water harvesting ponds in Northern Jordan. *Journal of Arid Environments*, 74(11), 1471-1477. doi: 10.1016/j.jaridenv.2010.07.001.
- CEASG (Comisión Estatal del Agua y Saneamiento de Guanajuato) (1998) Estudio Hidrogeológico y Modelo Matemático del Acuífero del Valle de Silao Romita, Gto. Report no. CEAS-APA-GTO-97-025, Lesser, Querétaro, Mexico.
- CLICOM, Base de datos climatológica nacional (SISTEMA CLICOM). Comisión Nacional del Agua.
- CONAGUA Comisión Nacional del Agua, (2009). Semblanza Histórica del Agua en México. D.F., México. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- CONAGUA, (2014). Programa Nacional Hídrico 2014-2018. D.F., México. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

- CONAGUA, (2014a). Estadísticas del Agua en México Edición 2014. D.F., México. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- CONAGUA, (2014b). Atlas del Agua en México 2014. D.F., México. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Eric III extractor rápido de información climatológica. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).
- Critchley, W., Siegert, K., & Chapman C. (1991). Water Harvesting, A Manual Guide for the Design and Construction of Water Harvesting Schemes for Plant Production. Recuperado de [www.fao.org/docrep/u3160e/u3160e07.htm](http://www.fao.org/docrep/u3160e/u3160e07.htm)
- Feng, Q., Wen, X., & Li, J. (2015). Wavelet analysis-support vector machine coupled models for monthly rainfall forecasting in arid regions. *Water Resources Management*, 29(4), 1049–1065. doi: 10.1007/s11269-014-0860-3
- Foster, S., Garduño, H., & Kemper, K. (2004). The “COTAS”: Progress with stakeholder participation in groundwater management in Guanajuato-Mexico. *GW-MATE Case Profile*, 10. World Bank, Washington, DC.
- Khastagir A., & Jayasuriya N. (2010). Optimal sizing of rain water tanks for domestic water conservation. *Journal of Hydrology*, 381(3-4), 181–188. doi: 10.1016/j.jhydrol.2009.11.040.
- Liaw, C. H., & Chiang, Y. C. (2014). Dimensionless Analysis for Designing Domestic Rainwater Harvesting Systems at the Regional Level in Northern Taiwan. *Water*, 6(12), 3913-3933. doi: 10.3390/w6123913
- Manickam, V., Kotapati, S. S., Iyyanki, V. M. K. (2013). Analysis of Precipitation Concentration Index and Rainfall Prediction in various Agro-Climatic Zones of Andhra Pradesh, India. *International Research Journal of Environment Science*, 2(5), 53-61.
- Mwenge, K. J., & Taigbenu, A. (2011). Rainwater harvesting in South Africa: Challenges and opportunities. *Physics and Chemistry of the Earth*. 36(14-15), 968–976. doi: 10.1016/j.pce.2011.08.011.
- Mahmoud, W. H., Elagib, N. A., Gaese, H., & Heinrich, J. (2014). Rainfall conditions and rainwater harvesting potential in the urban area of Khartoum, *Resources, Conservation and Recycling*, 91, 89-99. doi: 10.1016/j.resconrec.2014.07.014.
- Mbilinyi, B. P., Tumbo, S. D., Mahoo, H. F., Senkondo, E. M., & Hatibu N. (2005). Indigenous knowledge as decision support tool in rainwater harvesting. *Physics and Chemistry of the Earth*, 30(11-16), 792-798. doi: 10.1016/j.pce.2005.08.022.
- Oliver, J. E., (1980). Monthly precipitation distribution: a comparative index. *The Professional Geographer*, 32(3), 300-309. doi: 10.1111/j.0033-0124.1980.00300.x
- Paulhus, J. L. H., & Kohler, M. A. (1952). Interpolation of missing precipitation records. *Monthly Weather Review*, 80(8), 129-133. doi: 10.1175/1520-0493(1952)080<0129:IOMPR>2.0.CO;2
- Strangeways, I. (2007). *Precipitation, Theory, Measurement and Distribution*. United States of America. Cambridge University Press.
- Suarez, N. (2011). Caracterización de eventos extremos de precipitación, empleando distribuciones mezcladas (Tesis). Querétaro, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Walsh R. P. D., & Lawler D. M. (1981). Rainfall seasonality: Description, spatial patterns and change through time. *Weather*, 36(7), 201-208. doi: 10.1002/j.1477-8696.1981.tb05400.x

Young, K. C. (1992). A three-way model for interpolating for monthly precipitation values. *Monthly Weather Review*, 120(11), 2561-2569. doi:10.1175/1520-0493(1992)120<2561:ATWMFI>2.0.CO;2

Yue, S., & Hashino, M. (2007). Probability distribution of annual, seasonal and monthly precipitation in Japan. *Hydrological Sciences Journal*, 52(5), 863-877. DOI: 10.1623/hysj.52.5.863.

### **Capítulo 3. Identificación del potencial de captación del agua de lluvia en tres localidades de Guanajuato**

*María Lina Fuentes-Galván (1), Xitlali Delgado-Galván (2), Josefina Ortiz-Medel (3), Hilario Charcas Salazar (4), Gilberto Carreño (5)*

(1, 4) Universidad Autónoma de San Luis Potosí (México) fugalina@gmail.com, hilario@uaslp.mx

(2, 3, 5) Universidad de Guanajuato (México) xdelgado@ugto.mx, jomedel@ugto.mx, gilcarreno@gmail.com

---

**RESUMEN.** Identificar el potencial de captación del agua de lluvia de acuerdo a las características sociales, ambientales y físicas de una zona, permite promover el uso de esta fuente como alternativa de abastecimiento. En este trabajo se estima el potencial de captación de los techos de las viviendas en las zonas urbanas de Guanajuato, Romita y Silao. Considerando la aceptación hacia este recurso, la precipitación probable, las características de las viviendas y las demandas de agua. Como resultado se obtiene que el potencial de captación durante la temporada de lluvias en las tres zonas urbanas es alto, particularmente para los meses de junio a agosto, cuando la cantidad de lluvia puede abastecer el total de los consumos no potables. El riego de plantas y jardines y el lavado de autos son los usos con mayor potencial de cobertura. Silao es el área con mayor potencial de captación seguido por Romita.

**ABSTRACT.** Identifying the rainwater harvesting potential taking into account social, environmental and physics characteristics allows the promotion of the use of the rainwater as an alternative water supply. The potential of the roof rainwater harvesting is estimated for the urban areas of Guanajuato, Romita and Silao. The acceptance, the probable precipitation, the characteristics of dwellings and the water demands were considered in the process. Thus, was obtained a high potential of harvesting during the rainy season for the three areas, in particular for June to August, when the quantity of precipitation can supply the total non-potable water consumption. The watering of plants and gardens and the car washing are the uses with the higher potential of supply. Silao is the area with the higher harvesting potential followed by Romita.

---

Palabras clave: captación de agua de lluvia, potencial, aceptación, usos.

Keywords: rainfall harvesting, potential, acceptance, uses.

## INTRODUCCIÓN

La tarea de identificar el potencial de captación del agua de lluvia según los principales usos a los cuales pueda ser destinada, las características socioeconómicas de la población, la cantidad de precipitación en la zona y las características físicas del medio se ha llevado a cabo alrededor del mundo con la finalidad de proporcionar alternativas y soporte en el manejo del agua, principalmente en zonas con escasez, sequías y servicios de abastecimiento deficientes o inexistentes. De este modo, el potencial de captación para diferentes países ha sido estimando, mediante diversos métodos, para diferentes países de África, Arabia Saudita, India, Egipto, entre otros (Mahmoud & Alazba, 2014; Kumar, Agarwal & Bali, 2008; Yousif & Bubenzer, 2015).

Las diferentes actividades para la identificación del potencial de captación del agua de lluvia se han considerado base en la toma de decisiones, pues al incluir los aspectos relacionados para zonas específicas se limita la posibilidad de fallo al promover el uso del agua de lluvia como fuente de abastecimiento.

En este trabajo se estudia el potencial de captación del agua de lluvia en los techos de las viviendas de las zonas urbanas de Guanajuato, Romita y Silao. Considerando la aceptación hacia este recurso, la precipitación probable que puede ocurrir en los puntos de interés, las características de las viviendas y las demandas de agua. El potencial que la captación del agua de lluvia presenta en la zona constituye un gran aporte en su promoción, generando fundamentos para impulsar la utilización de un recurso que no es aprovechado en el área.

### Captación del agua de lluvia

La captación del agua de lluvia es una tecnología usada para recolectar y almacenar el escurrimiento producido por la lluvia en techos, rocas, vialidades, y otras superficies (Abdulla & Al-Shareef, 2009; Helmreich & Horn, 2009). Cada sistema se conforma de una superficie de captación preferentemente impermeable, sistemas de distribución para transportar el agua de la superficie de captación hacia tanques de almacenamiento y la estructura para almacenar (Sturm, Zimmermann, Schütz, Urbana, & Hartung, 2009).

Con el incremento en la demanda de agua debido a diferentes necesidades de abastecimiento, la captación de agua de lluvia se ha convertido en una forma importante para optimizar el uso de los recursos hídricos y promover el desarrollo sostenible (Ghisi, Tavares & Rocha, 2009). Así como, una forma de obtener ahorros económicos y en la extracción del recurso, mejorar la productividad agrícola, recargar acuíferos y controlar procesos erosivos e inundaciones (Ajaykumar, Sanjay, Nagesh, Pawar & Sankhua, 2012; Aladenola & Adeboye, 2010; Basinger, Montalto & Lall, 2010; Abdulla & Al-Shareef, 2009; Sazakli, Alexopoulos & Leotsinidis, 2007). Asimismo, en ciertas zonas la captación de agua de lluvia se vuelve imprescindible para satisfacer la insuficiencia en el suministro de agua para diferentes fines (Mahmoud & Alazba, 2014; Ajaykumar *et al.*, 2012).

Los sistemas de captación de agua de lluvia pueden ser encontrados en diferentes regiones, con adaptaciones adecuadas a las condiciones climáticas locales (Amin & Alazba, 2011). Actualmente, la captación del agua de lluvia se promueve gubernamentalmente como una alternativa para evitar las condiciones de sequías severas y como una fuente de abastecimiento en zonas como Arabia Saudita, Australia y África (Mahmoud & Alazba, 2014; Khastagir & Jayasuriya, 2010; Mati *et al.*, 2006).

La captación del agua de lluvia en techos es una de las formas más sencillas para proporcionar agua a nivel doméstico, ya que es un proceso *in situ* y su operación depende generalmente de los usuarios.

La aceptación y disposición a utilizar el agua de lluvia ha incrementado, inclusive en zonas en donde el abastecimiento es suficiente para cubrir con las demandas diarias (Khastagir & Jayasuriya, 2010). Particularmente, para las zonas de interés la aceptación para instalar y mantener en buenas condiciones un sistema de captación es muy alta (Fuentes-Galván *et al.*, 2015), lo cual debe ser considerado con la finalidad de fomentar el uso de este recurso.

### Área de estudio

El estado de Guanajuato se localiza en el centro de la República Mexicana, representa el 1.6% de la superficie del país con un área de 30,589 km<sup>2</sup> y se conforma por 46 municipios. El acuífero Silao-Romita se localiza en el centro del estado, y es una sub-área de la cuenca del Río Guanajuato, el límite del acuífero es igual al de la cuenca superficial (Horst, Mahlkecht & Merkel, 2007). De tal forma, que según su disposición geográfica, las áreas urbanas de los municipios de Guanajuato, Romita y Silao son abastecidas por este acuífero.

El abastecimiento de agua en esta región, se ha efectuado a través de la extracción de agua subterránea desde hace más de 70 años, principalmente para impulsar las actividades agrícolas en la zona. El aumento en el riego mediante aguas subterráneas ha causado el agotamiento de dicho recurso (Wester, Sandoval & Hoogesteger, 2011) y actualmente, el acuífero Silao-Romita es uno de los 14 acuíferos sobreexplotados del estado (Comisión Nacional del Agua [CONAGUA], 2014; Horst, Mahlkecht & Merkel, 2007). Según la Comisión Estatal del Agua y Saneamiento de Guanajuato (CEASG, 1998), aproximadamente 2000 pozos se encuentran en la zona, y son utilizados con fines de riego (87%), consumo doméstico (11%) y un pequeño porcentaje para industria y ganadería. En cuanto al nivel del acuífero, este ha decrecido anualmente de 2-4 m y se presenta un déficit de aproximadamente 33×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/año (CEASG, 1998).

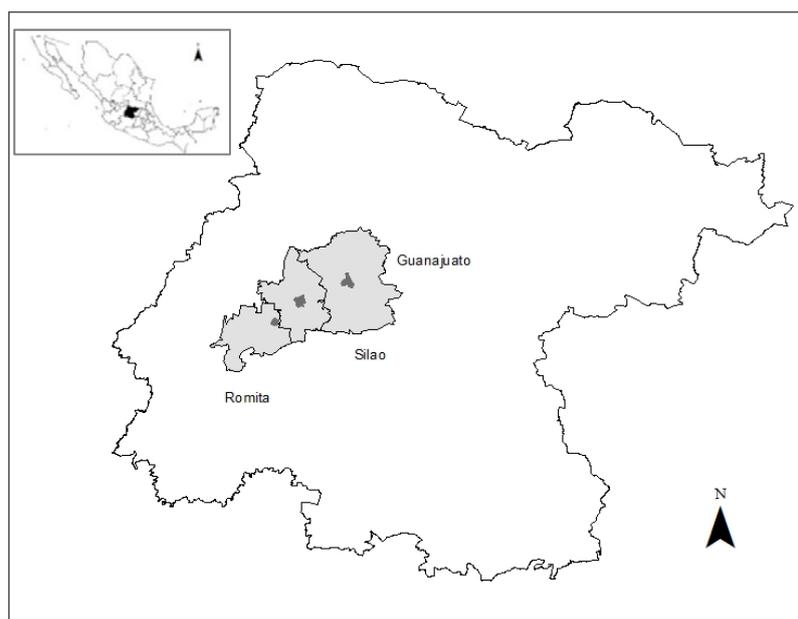
Tabla 1. Características de las localidades de estudio.

Uso	Guanajuato	Romita	Silao
Ámbito	Urbano	Urbano	Urbano
Longitud	21°1'N	20°52'N	20°56'N
Latitud	101°15'W	101°31'W	101°26'W
Altitud (msnm)	2,054	1,757	1,780
Población (hab)	72,237	21,176	74,242
Cobertura de agua entubada	98%	94%	90%

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2015).

Dentro de esta zona, se consideran las áreas urbanas de los municipios de Guanajuato, Romita y Silao como las localidades de interés para en el presente artículo. Sus características se presentan en la Tabla 1, y su localización en la Figura 1.

Figura 1. Ubicación de las zonas de estudio.



Fuente: Fuentes-Galván, M. L.

## MATERIALES Y MÉTODOS

En el presente trabajo se estima el potencial de captación para la zona tomando en cuenta la aceptación hacia este recurso, la precipitación probable que puede ocurrir en los puntos de interés, las características de las viviendas y el consumo de agua.

Tabla 2. Aceptación hacia el agua de lluvia según su uso.

Uso	Guanajuato	Romita	Silao
Aseo personal	57 %	54 %	38 %
Limpieza doméstica	92 %	88 %	88 %
Lavado de auto	48 %	58 %	67 %
Riego de plantas y jardines	75 %	93 %	86 %
Beber	18 %	15 %	9 %

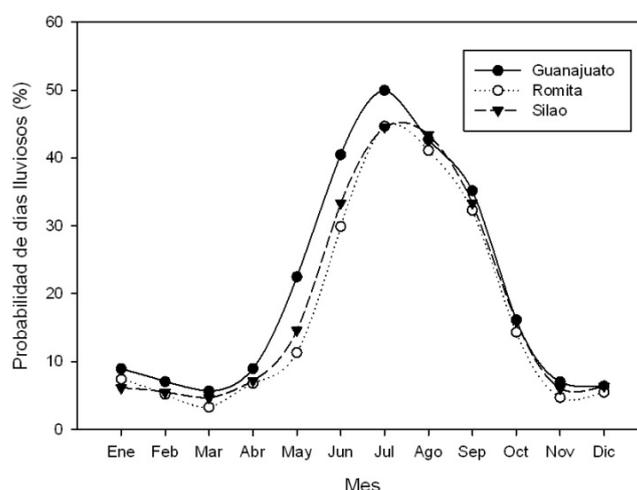
Fuente: Fuentes-Galván *et al.*, 2015.

Se contempla la aceptación hacia el uso del agua de lluvia de los resultados obtenidos en Fuentes-Galván *et al.* (2015), con la finalidad de incorporar las preferencias y disposición de la comunidad

para usar la precipitación como fuente de abastecimiento. En la Tabla 2 se puede observar el nivel de aceptación hacia el agua de lluvia para diferentes usos, de éstos, los de mayor aceptación son la limpieza doméstica y el riego de plantas y jardines. Beber el agua de lluvia es el uso con menor aprobación por lo cual no será considerado como una alternativa en el aprovechamiento de este recurso en las zonas de interés.

Los meses con mayor probabilidad de ocurrencia de días con lluvia son julio y agosto como se puede ver en la Figura 2. Guanajuato presenta mayor probabilidad de días lluviosos al inicio de la temporada que Romita y Silao, sin embargo, al término de la misma el comportamiento es similar en los tres puntos. De acuerdo a estas probabilidades, se considerara una temporada propicia para la captación de junio a septiembre.

Figura 2. Probabilidad de ocurrencia de días con lluvia.



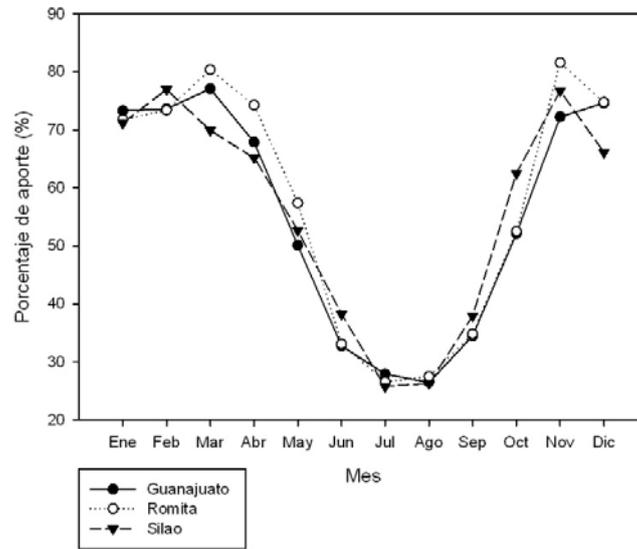
Fuente: Fuentes-Galván M.L.

En el diseño hidrológico de la infraestructura hidráulica es fundamental la relación gasto máximo período de retorno, la cual se establece a través de análisis probabilístico (Campos, 2008). De esta forma, con el fin de realizar una estimación confiable del volumen máximo de captación y considerando los fines domésticos propuestos, se empleó información de precipitación proveniente de las estaciones localizadas en los puntos de estudio para un periodo de 30 años, ajustada a diferentes tiempos de retorno ( $Tr$ ).

El periodo de retorno se define como al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada, el período de retorno para el que se debe dimensionar una obra varía en función de la importancia de la misma (interés económico, socio-económico, estratégico, turístico, etc.) (Martínez, Fernández & Salas, 2010). Los periodos de retorno utilizados son de 1.052, 1.1, 1.25, 1.5 y 2.0 años.

En este trabajo son consideradas las precipitaciones mensuales y las máximas diarias. En la Figura 3 puede observarse el aporte promedio que las precipitaciones máximas realizan en la precipitación mensual. De junio a septiembre los porcentajes de aporte se reducen, debido al incremento en los días con lluvias, sin embargo, para los meses de octubre a abril, las lluvias máximas diarias aportan altos porcentajes a la precipitación mensual, presentándose repetidamente años en los que la precipitación máxima diaria aporta la totalidad de la precipitación que ocurre durante estos meses.

Figura 3. Porcentaje de aporte de la precipitación máxima diaria en la precipitación mensual.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

Para calcular el máximo escurrimiento potencial de los techos en las zonas de estudio se empleó el método racional (ecuación 1), el cual ha sido empleado en diversos trabajos para la estimación del escurrimiento en techos considerando su área (Mahmoud, Elagib, Gaese & Heinrich, 2014). En donde  $Q$  ( $m^3/s$ ) es el caudal producido por una lluvia de intensidad  $i$  ( $mm/hr$ ) sobre un área de drenaje  $A$  ( $m^2$ ) con un coeficiente de escurrimiento  $C$ .

$$Q = C * i * A \quad (1)$$

El tamaño de la superficie de captación es un factor que repercute en la cantidad de agua de lluvia que es posible aprovechar. Se han considerado las áreas promedio de los techos de los puntos de estudio como superficies de captación (Tabla 3), así como, diversas áreas que pudieran presentarse en la zona, considerando algunas características establecidas por los reglamentos oficiales. El coeficiente de escurrimiento es un factor relacionado con el material sobre el cual la lluvia ocurre, considerando la proporción de la lluvia que efectivamente fluye sobre la superficie. Estimaciones consideran que los coeficientes de escurrimiento de techos se encuentran dentro del rango de 0.7-0.95 (Farreny *et al.*, 2011). Para las tres zonas de estudio el material de techos más empleado es el concreto impermeabilizado (INEGI, 2000) con un coeficiente de escurrimiento de 0.8.

Tabla 3. Área de techos y consumo de agua por uso.

Uso	Guanajuato	Romita	Silao
Área promedio de techos	89 m <sup>2</sup>	106.6 m <sup>2</sup>	131.1 m <sup>2</sup>

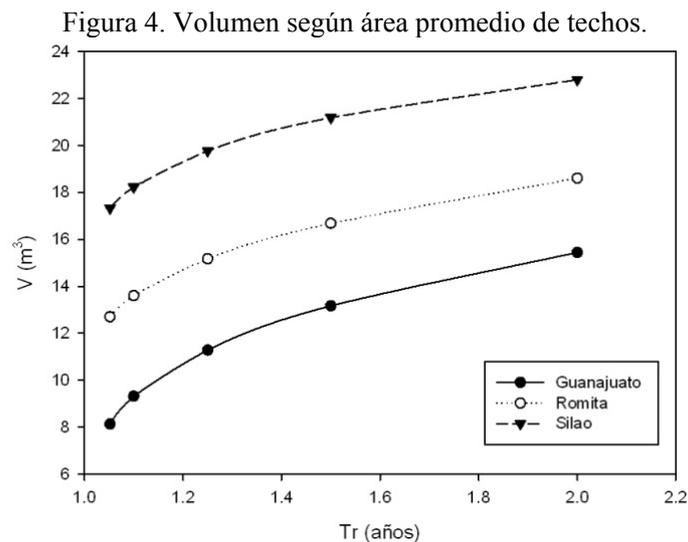
Fuente: Fuentes-Galván *et al.*, 2015.

Así pues, con la finalidad de obtener el volumen  $V$  ( $m^3$ ) que en promedio puede cosecharse al mes en los techos de las viviendas de las áreas urbanas de interés, se realiza una estimación de esta variable, considerando el área de la superficie  $A$  ( $m^2$ ), la precipitación media mensual ajustada a los tiempos de retorno establecidos previamente  $P$  (mm) y el coeficiente de escurrimiento  $C$  (adimensional) mediante la ecuación 2 (Ghisi, 2006; Abdulla & Al-Shareef, 2009; Farreny *et al.*, 2011).

$$V = \frac{P \cdot C \cdot A}{1000} \quad (2)$$

## RESULTADOS

Se presentan los volúmenes obtenidos de los gastos máximos estimados mediante el método racional (Figura 4), considerando las áreas promedio de las viviendas, y la precipitación máxima diaria ajustada a los periodos de retorno establecidos.

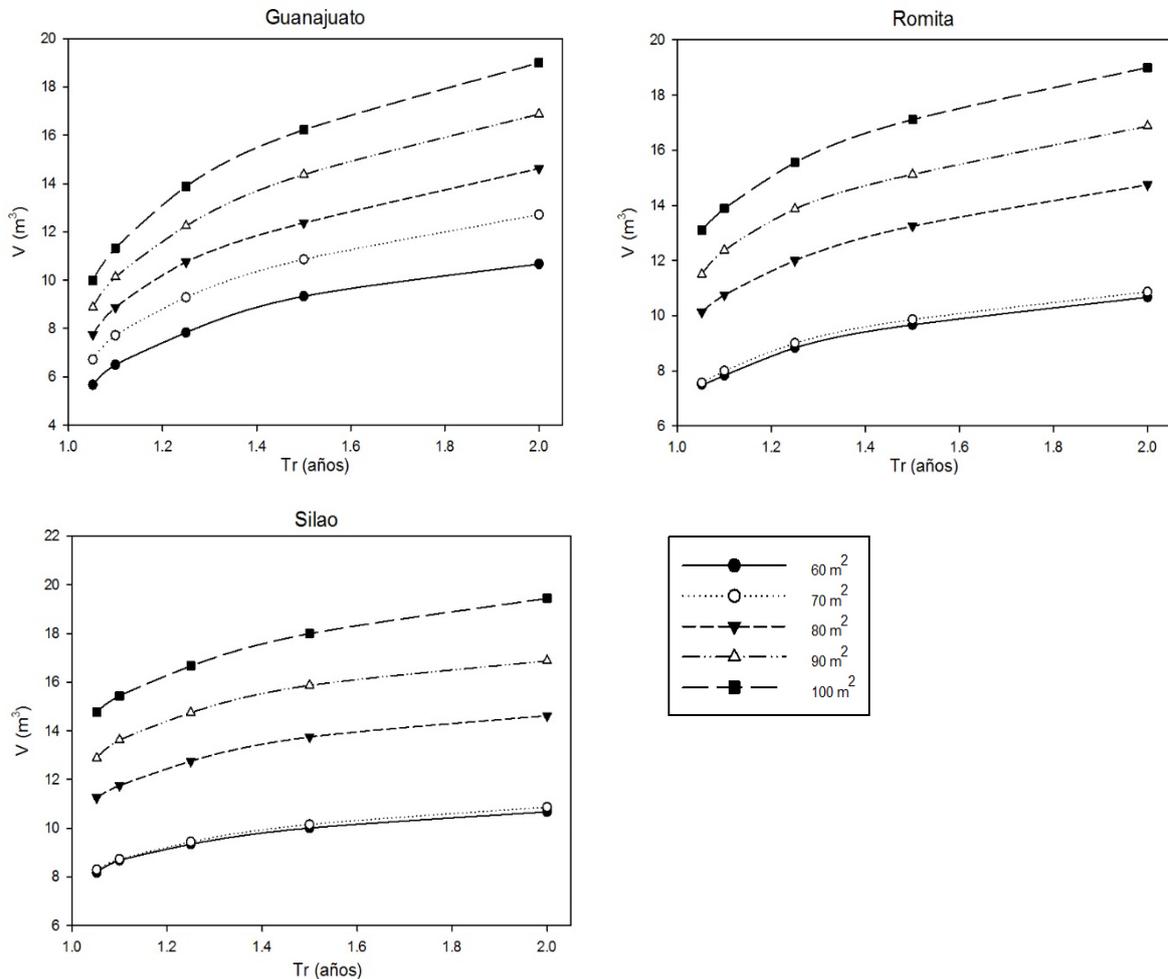


Fuente: Fuentes-Galván M.L.

En la Figura 4, se observa que precipitaciones máximas anuales pueden generar de 8 hasta 22  $m^3$ , en las superficies promedio, Guanajuato es el área con el menor volumen. En la Figura 5 se observan los volúmenes máximos para diferentes superficies, considerando el promedio de estos para diferentes longitudes de techo. Romita y Silao muestran los mayores volúmenes, sin embargo, se observa la influencia que el área de captación y sus características generan en el escurrimiento en techos de 60 y 70  $m^2$ .

En lo que se refiere al volumen mensual que con mayor probabilidad ocurre en la zona, y su potencial para cubrir las demandas de la población, se consideran los consumos racionales (Tabla 3) para los usos con mayor preferencia y el consumo total de las viviendas.

Figura 5. Volumen máximo para diferentes áreas techos.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

En la Figura 6 se presenta el porcentaje del consumo que es posible cubrir con agua de lluvia para las áreas promedio de los techos, tomando en consideración los consumos racionales. Se grafican los porcentajes de cobertura por localidad para aseo personal, limpieza doméstica y como total, la sumatoria de los usos. El consumo en el lavado de autos y el riego de plantas y jardines se puede cubrir en su totalidad para las tres zonas y para los periodos de retorno de 1.1-2.0 años. En Silao, no se satisface el consumo para los meses de mayo y octubre para el periodo de retorno de 1.052 años y en Romita es posible cubrir el 74% del riego en octubre para el mismo periodo. En Guanajuato, debido a la mayor ocurrencia de lluvias en mayo (Figura 2), la cobertura es del 66.2% para lavado de auto y 35.3% para riego. Así pues, el riego de plantas es el uso con mayor potencial para el aprovechamiento del agua de lluvia, considerando su alta aceptación y la cobertura casi total en el consumo durante los meses de la temporada lluviosa.

El aseo personal es el uso con menor aceptación de los considerados y con el menor potencial de cobertura dentro de los usos racionales para las tres áreas urbanas (Figura 6). La limpieza doméstica muestra la más alta aceptación, y el consumo destinado a este uso se puede cubrir en su totalidad con

agua de lluvia durante los meses de junio a septiembre en las tres zonas de estudio, solo en Guanajuato para 1.052 años se satisface el 89% durante septiembre.

Tabla 3. Consumo racional de agua en una familia de cuatro miembros.

Uso	Consumo
Lavar 50 platos (L/día)	60
Lavado de autos (con cubeta) (L/semana)	40
Cinco regaderazos (5 minutos) (L/día)	250
Descarga sanitaria (25 veces) (L/día)	150
Riego de plantas (L/riego)	25
Lavado de ropa (L)	160

Fuente: Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO, 2006).

En el caso del total de los consumos, se observa que el potencial de captación no es el suficiente para cubrir con la totalidad de estos. Las precipitaciones medias ajustadas a periodos de retorno de 1.052, 1.1 y 1.25 años, son las que generan los menores volúmenes. La zona que presenta el mayor potencial de captación es la zona urbana de Silao, seguida por la de Romita. Guanajuato muestra el potencial de captación más bajo.

Considerando la sumatoria de los usos que no implican contacto humano (limpieza doméstica, lavado de auto y riego), es posible cubrir el total de estos consumos de junio a septiembre para los periodos de retorno de 1.1-2.0 años. Y la totalidad durante junio, julio y agosto para 1.052 años, y del 75 al 90% durante septiembre.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

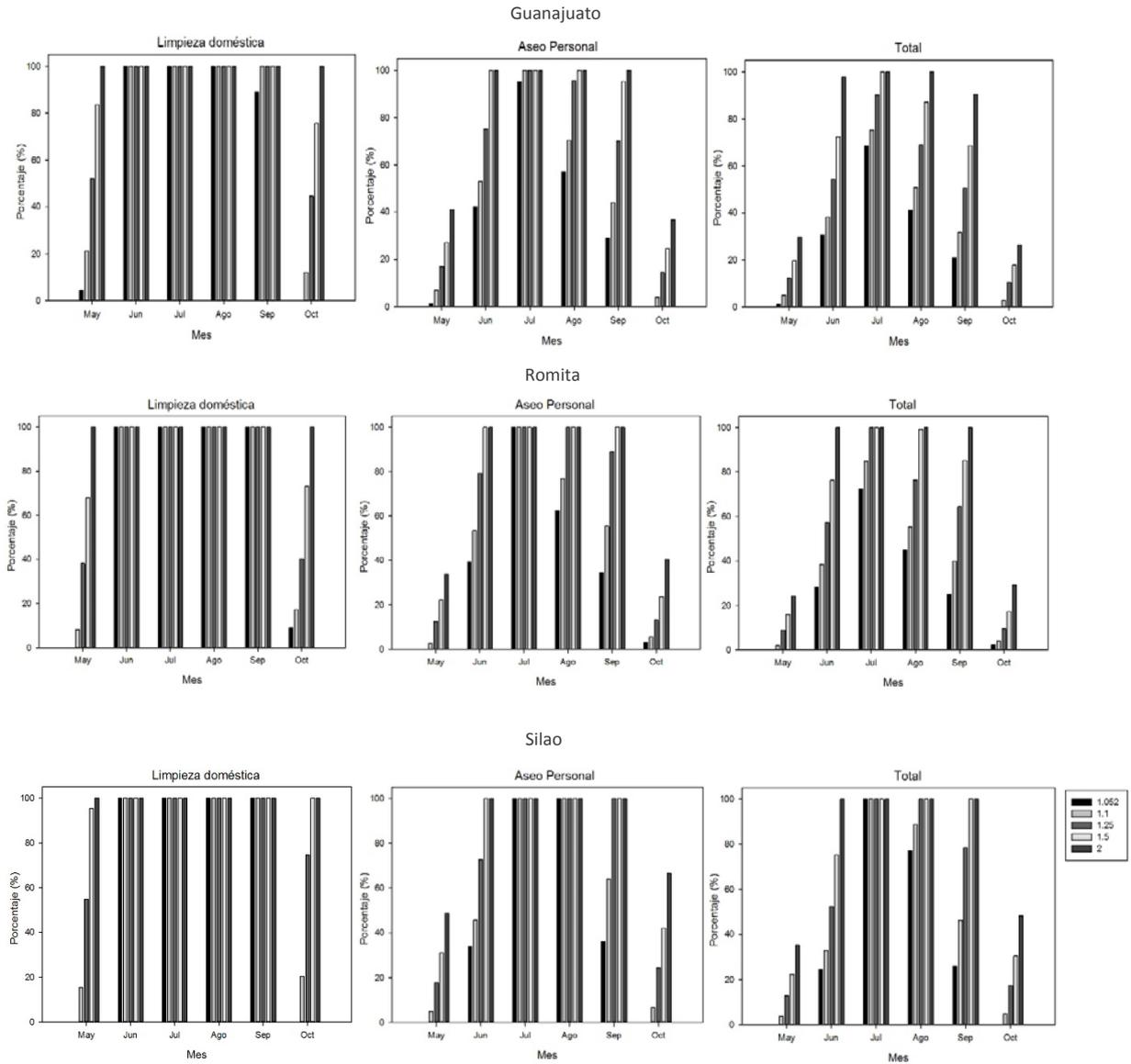
El área resulta un factor determinante en el volumen potencial de captación. Para eventos máximos en Guanajuato, el volumen presenta un crecimiento lineal; para Silao y Romita se comporta de esta forma a partir de los 70 m<sup>2</sup>. Se observa que como volúmenes máximos se pueden alcanzar poco menos de 20 m<sup>3</sup>, considerando las precipitaciones medias es posible alcanzar 22 m<sup>3</sup> mensuales.

La ocurrencia de días lluviosos en Guanajuato inicia en el mes de mayo, en Silao y Romita los días con lluvias inician en junio, lo cual resulta en que el mes con menor potencial de captación para estas últimas sea mayo y para Guanajuato octubre sea el mes con menor potencial de captación, tomando en cuenta la temporada de lluvias.

En cuanto al volumen potencial de captación independientemente del tipo de evento y periodo de retorno, se estima mayor en la zona urbana de Silao, seguido por Romita. Guanajuato aunque presenta

la mayor probabilidad de ocurrencia de días lluviosos, es la localidad con menor potencial de captación.

Figura 6. Cobertura del consumo que es posible atender utilizando agua de lluvia.



Fuente: Fuentes-Galván M.L.

El riego de plantas y jardines y el lavado de autos son los usos con mayor potencial de cobertura. La limpieza doméstica es el uso con mayor aceptación y también es posible cubrirlo en su totalidad de junio a septiembre. El aseo personal es el uso con menor aceptación y cobertura para las zonas de estudio, por lo cual, los usos que no implican contacto humano son los más propicios para aprovechar el agua de lluvia ya sea por la aceptación de la comunidad o por el consumo que es posible cubrir con este recurso.

En un diseño conservador para garantizar un volumen medio confiable, el periodo de retorno a seleccionar será de 1.052 o 1.1 años. Tomando en cuenta estos periodos, el volumen que es posible captar se reduce para los meses de mayo, septiembre y octubre, el inicio y fin de la temporada de lluvias. Los meses de junio, julio y agosto de acuerdo a las características de precipitación, son en los que se obtendrá la mayor cantidad de agua de lluvia independientemente del nivel de confianza que se seleccione.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La identificación de sitios potenciales para la captación de agua de lluvia es un importante paso para promover el uso de este recurso. En este trabajo se consideran las características físicas de las viviendas, la aceptación hacia el uso del agua de lluvia, la precipitación probable máxima y media, y los consumos racionales de acuerdo a la aceptación.

El potencial de captación en las tres zonas urbanas es alto, particularmente para los meses de junio a agosto, cuando la cantidad de lluvia puede abastecer el total del consumo no potable para las viviendas de la zona. El aseo personal es el uso con menor aceptación y cobertura por lo cual puede ser descartado como uso potencial. De esta forma los sistemas de captación se enfocan a usos no domésticos facilitando el aprovechamiento de este recurso, pues la calidad del agua para estos usos no es una limitante, y las instalaciones y adecuaciones requeridas se pueden concentrar en el exterior de las viviendas, simplificando el proceso y la inversión necesaria para los habitantes. Debido a que se aborda el uso de agua a nivel doméstico se recomienda emplear las estimaciones generadas para periodos de retorno de 1.052 y 1.1 años.

## REFERENCIAS

- Abdulla, F. A. & Al-Shareef, A.W. (2009). Roof rain-water harvesting systems for household water supply in Jordan. *Desalination*, 243(1-3), 195-207. doi: 10.1016/j.desal.2008.05.013.
- Ajaykumar, K. K., Sanjay, S. K., Nagesh, N. P., Pawar, N. J., Sankhua, R. N. (2012) Identifying Potential Rainwater Harvesting Sites of a Semi-arid, Basaltic Region of Western India, Using SCS-CN Method. *Water Resources Management*, 26(9), 2537-2554. doi: 10.1007/s11269-012-0031-3.
- Aladenola, O. O. & Adebayo, O. B. (2009). Assessing the Potential for Rainwater Harvesting. *Water Resources Management*. 24(10), 2129-2137. doi: 10.1007/s11269-009-9542-y
- Amin, M. T. & Alazba, A. A. (2011). Probable sources of rainwater contamination in a rainwater harvesting system and remedial options. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 5(12): 1054-1064, 2011.
- Basinger, M., Montalto, F., Lall, U. (2010). A rainwater harvesting system reliability model based on nonparametric stochastic rainfall generator. *Journal of Hydrology* 392; 105–118
- Campos A. D. F. (2008). Estudio de la precipitación máxima diaria anual en la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), con base en Distancias Euclidianas. *Investigaciones geográficas*, (65), 56-67. Recuperado de: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0188-46112008000100005&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0188-46112008000100005&lng=es&tlng=es).
- CEASG, (1998). Estudio Hidrogeológico y Modelo Matemático del Acuífero del Valle de Silao Romita, Gto. Reporte no. CEAS-APA-GTO-97-025, Lesser, Querétaro, México.

CONAGUA, (2014). Atlas del Agua en México 2014. D.F., México. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Farreny, R., Morales-Pinzón, T., Guisasola, A., Tayà, C., Rieradevall J. & Gabarrell X. (2011) Roof selection for rainwater harvesting: Quantity and quality assessments in Spain. *Water Research*, 45, 3245-3254. doi:10.1016/j.watres.2011.03.036.

Fuentes-Galván, M. L., Delgado-Galván, X., Charcas-Salazar, H., Mora-Rodríguez, J., Flores F. J. L. & Cardona B. A. (2015). Rooftop rainwater harvesting acceptance in three localities of Guanajuato, Central Mexico. *Interciencia*, 40(6), 403-408.

Ghisi, E. (2006). Potential for potable water savings by using rainwater in the residential sector of Brazil. *Building and Environment*, 41(11), 1544–50.

Ghisi, E., Tavares, D. F. & Rocha, V. L. (2009). Rainwater harvesting in petrol stations in Brasilia: Potential for potable water savings and investment feasibility analysis. *Resources, Conservation and Recycling*. 54, 79–85.

Helmreich, B. & Horn, H. (2009). Opportunities in rainwater harvesting. *Desalination*, 248(1–3), 118-124. doi:10.1016/j.desal.2008.05.046.

Horst, A., Mahlknecht, J. & Merkel, B. J. (2007). Estimating groundwater mixing and origin in an overexploited aquifer in Guanajuato, Mexico, using stable isotopes (strontium-87, carbon-13, deuterium and oxygen-18). *Isotopes in Environmental and Health Studies*, 43(4), 323-338. doi: 10.1080/10256010701701756

INEGI (2000) Censo General de Población y Vivienda 2000. Instituto Nacional de Estadística y Geografía. México. Recuperado de: [www.inegi.org.mx/est/contenidos/Proyectos/ccpv/cpv2000/default.aspx](http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/Proyectos/ccpv/cpv2000/default.aspx)

INEGI (2015). Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Consulta Interactiva de Datos. Recuperado de: [http://www.inegi.org.mx/est/lista\\_cubos/](http://www.inegi.org.mx/est/lista_cubos/)

Khastagir, A. & Jayasuriya, N. (2010). Optimal sizing of rainwater tanks for domestic water conservation. *Journal of Hydrology*, 381(3-4), 181–188. doi: 10.1016/j.jhydrol.2009.11.040.

Kumar, G. M., Agarwal, A. K. & Bali, R. (2008). Delineation of Potential Sites for Water Harvesting Structures using Remote Sensing and GIS. *Journal of the Indian Society of Remote Sensing*. 36(4), 323–334. doi: 10.1007/s12524-008-0033-z

Mahmoud, H. & Alazba, A. A. (2014). The potential of in situ rainwater harvesting in arid regions: developing a methodology to identify suitable areas using GIS-based decision support system. *Arabian Journal of Geosciences*. doi: 10.1007/s12517-014-1535-3

Mahmoud, W. H., Elagib, N. A., Gaese, H., & Heinrich, J. (2014). Rainfall conditions and rainwater harvesting potential in the urban area of Khartoum, *Resources, Conservation and Recycling*, 91, 89-99. doi: 10.1016/j.resconrec.2014.07.014.

Martínez, M., D. Fernández, R. R. & Salas, M. (2010). Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas. Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación. SAGARPA.

Mati, B., De Bock, T., Malesu, M., Khaka, E., Oduor, A., Nyabenge, M. & Oduor, V. (2006). Mapping the potentials for Rainwater Harvesting technologies in Africa: A GIS overview on development domains for the continent and ten selected countries. Technical Manual No. 6 Nairobi, Kenya: World Agroforestry Centre (ICRAF), Netherlands Ministry of Foreign Affairs.

Sazakli, E., Alexopoulos, A., Leotsinidis, M., (2007). Rainwater harvesting, quality assessment and utilization in Kefalonia Island, Greece, *Water Research*. 41(9), 2039-2047. doi:10.1016/j.watres.2007.01.037.

Sturm, M., Zimmermann, M., Schütz, K., Urbana, W. & Hartung, H. (2009). Rainwater harvesting as an alternative water resource in rural sites in central northern Namibia. *Physics and Chemistry of the Earth*, 34(13-19), 776–785. doi:10.1016/j.pce.2009.07.004.

UNESCO, 2006. Evaluación de los Recursos Hídricos. Elaboración del balance hídrico integral por cuencas hidrográficas. Documentos Técnicos del PHI-LAC, N°4.

Wester, P., Sandoval M. R. & Hoogesteger, J. (2011). Assessment of the development of aquifer management councils (COTAS) for sustainable groundwater management in Guanajuato, Mexico. *Hydrogeology Journal Official Journal of the International Association of Hydrogeologists* 201119:733. doi: 10.1007/s10040-011-0733-2

Yousif, M. & Bubenzer, O. (2015). Geoinformatics application for assessing the potential of rainwater harvesting in arid regions. Case study: El Daba'a area, Northwestern Coast of Egypt. *Arabian Journal of Geosciences*. doi: 10.1007/s12517-015-1837-0

## Capítulo 4. Sostenibilidad del Ciclo Urbano del Agua vs. Cambio Climático: marco para un enfoque adaptativo

*Mario Alejandro Nudelman (1), Rafael Pérez-García (2), Antonio Caselles Moncho (3)*

(1) Universidad Autónoma de Entre Ríos (Argentina) manudel63@gmail.com

(2) Universitat Politècnica de València (España) rperez@upv.es

(3) Sociedad Española de Sistemas Generales (España) antonio.caselles@uv.es

---

**RESUMEN.** El Cambio Climático, consecuencia de la extralimitación de la contaminación con energía fósil proveniente del crecimiento material de la sociedad humana desde la Revolución Industrial, ha desencadenado un cambio de las condiciones conocidas del Ciclo Hidrológico, con manifestaciones regionales particulares. La extralimitación también se ha manifestado directamente en el sector del agua. Esta aguda transformación, según lo indican los más recientes Informes del Intergovernmental Panel of Climate Change (IPCC) pone en una encrucijada la construcción de condiciones sostenibles del Ciclo Urbano del Agua. Se exponen en este trabajo los principales ejes para un enfoque adaptativo de los abastecimientos de agua a las condiciones extremas que acarrea el Cambio Climático; desafíos que se suman a los déficits ya existentes. Se focaliza un caso de referencia para identificar criterios coherentes de diseño de modelos que contribuyan a la toma de decisiones locales sostenibles en condiciones de cambio como las que se exponen.

**ABSTRACT.** Climate change, because of the excess of pollution from fossil energy of the material growth of human society since the Industrial Revolution, has triggered a change of the known conditions of the hydrological cycle, with particular regional manifestations. Overreach also is manifested directly in the water sector. This acute transformation, according to the most recent reports of the Intergovernmental Panel of Climate Change (IPCC) indicate it lay at a crossroads the construction of sustainable conditions of the urban water cycle. The main axes for an adaptive approach to water supplies are exposed in this work to extreme conditions that leads to climate change; challenges which add to the existing deficits. Focused on a case of reference to identify consistent criteria of design models that contribute to local sustainable decision-making in condition changing tools exposed.

---

Palabras Claves: Extralimitación, Cambio Climático, Sostenibilidad del Ciclo Urbano del Agua, Enfoque adaptativo.

Keywords: Excess, Sustainability of the urban water cycle, Climate change, Adaptive approach.

## **INTRODUCCIÓN**

La sostenibilidad del Ciclo Urbano del Agua, ha sido en estos últimos tiempos objeto de estudios y desarrollos de diverso tipo. Muchos han buscado con gran acierto traducir en conjuntos de indicadores este “meta-concepto”, a los efectos de traducirlo a niveles operativos, como soporte para la toma de decisiones (locales o regionales) que sirvan de orientación a la hora de alcanzar niveles de equilibrio entre los recursos hídricos disponibles, las actividades consumidoras de agua que responden a pautas económicas y de estilos de vida definidos, la mediación económica y tecnológica que permita establecer dichos equilibrios sostenidos por una decisión política basada en consensos. Este trabajo pretende llamar la atención sobre cómo el cambio climático puede arrastrar consigo este siempre frágil equilibrio planteado. Para ello, se presentan algunas notas sobresalientes del cambio climático: cómo este aparece como consecuencia del crecimiento material irrestricto a espaldas de las personas, y cómo la magnitud y la escala del cambio climático afecta y afectará los patrones del ciclo hidrológico, y con ello, las pautas de un equilibrio sostenible que aparecerá siempre provisorio. Se propone, a partir del enfoque adaptativo que sostienen tanto el Panel Intergubernamental del Cambio Climático de las Naciones Unidas, entre otros, un conjunto de ejes sobre los cuales establecer objetivos de sostenibilidad dentro de este entorno de profundas e imprevisibles transformaciones que están en pleno desarrollo y a escala planetaria.

## **MATERIALES Y MÉTODOS**

Responden a la lógica de toda revisión bibliográfica, identificando documentos obras y artículos que sostienen los planteos presentados. Se destacan dos obras pioneras de los años 70, donde se llama la atención sobre los aspectos que provocarían un serio deterioro del planeta y de la sociedad lo cual hoy pueden objetivamente verificarse con consecuencias altamente preocupantes para la vida en el planeta. Se utilizan diagramas y tablas que permiten al lector concentrar su atención en los conceptos sobresalientes. Por último, se adoptan los principios del enfoque adaptativo para determinar los ejes principales para definir la sostenibilidad del ciclo urbano del agua ante las consecuencias que, regionalmente, pueden establecer el cambio climático sobre el ciclo hidrológico y con ello sobre los abastecimientos de agua y saneamiento.

## **PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS**

### **Referidos a los Fundamentos de la Sociedad Tecnológica del Consumo y el Crecimiento Irrestricto**

Erik Fromm, en su obra “La Revolución de la Esperanza, hacia una tecnología humanizada” de los años 70 establece dos principios que sostienen aún a la Sociedad Tecnológica actual: “El primer principio es la máxima de que algo debe hacerse porque resulta posible técnicamente hacerlo. Si es posible fabricar armas nucleares, debe fabricarse aun cuando puedan destruirnos a todos. Si es posible viajar a la Luna o a los planetas, debe hacerse aun a costa de dejar insatisfechas numerosas necesidades aquí en la Tierra. Este principio implica la negación de todos los valores que ha desarrollado la tradición humanista, tradición que sostiene que algo debe hacerse porque es necesario para el hombre, para su crecimiento, su alegría y su razón, o porque es bello, bueno o verdadero. Una vez que se acepta este principio de que las cosas deben hacerse porque técnicamente son posibles, todos los demás valores caen por tierra y el desarrollo tecnológico se convierte en el fundamento de la ética”. Fromm (2010)

De esta forma, existe una escisión entre el objeto producido, y por ende su sistema productor, y la necesidad que busca satisfacer. Esto es coincidente con la visión de E. Dussel quién destaca: “Las formas actuales de absorción y utilización del proceso tecnológico, determinadas por las condiciones

existentes de control del poder, son incompatibles con la satisfacción de las necesidades básicas de la población mundial: trabajo, pan y techo” Dussel (1984).

El siguiente principio es: “El segundo principio es el de la máxima eficiencia y rendimiento. Pero el requisito de eficiencia máxima lleva como consecuencia al requisito de la mínima individualidad. Se cree que la máquina social trabaja más eficientemente cuando los individuos rebajados a unidades puramente cuantificables, cuyas personalidades pueden expresarse en tarjetas perforadas. (...) Mas para alcanzar este resultado, el hombre debe ser des-individualizado y enseñado a hallar su identidad en la corporación antes que en él mismo.” Fromm (2010)

Los efectos asociados de estos dos objetivos muestran con un ejemplo los mecanismos por los cuales la sociedad humana ha intervenido en el medioambiente sin contemplar sus límites: “(...), se debe tener sumo cuidado al considerar y especificar el área y el período de tiempo que se examina. Lo que puede parecer eficiente, gracias a una definición estrecha, puede ser muy ineficiente si se amplía el tiempo y el alcance de la discusión. En Economía, hay una conciencia en aumento de los llamados “efectos circunvecinos” esto es, efectos que van más allá de la actividad inmediata y que, a menudo, se pasan por alto al considerar los beneficios y los costos. Un ejemplo sería evaluar la eficiencia de un proyecto industrial particular sólo de acuerdo con los efectos inmediatos de esta empresa, olvidando, por ejemplo que desperdicios depositados en corrientes cercanas y en el aire representan una seria y costos ineficiencia para la comunidad.” Fromm (2010)

Entre estos dos objetivos, la mayoría de las personas ocupan el rol secundario de ser consumidores. Toda otra potencia de las personas, está supeditada a esta: la potencia del consumo: “Pero, ¿qué poder tiene como consumidor? Existen docenas de marcas (...) Y todas estas cosas buscan su preferencia. Están ahí “para su placer”. Él es libre de preferir una en vez de otra, olvidando que no hay diferencias esenciales. Aunque esta libertad de otorgar su preferencia a su producto favorito le produce una sensación de potencia. El hombre que es impotente desde una perspectiva humana se vuelve potente, pero como comprador y consumidor.” Fromm (2010) Cuando la tecnología presenta innovaciones dentro de esta lógica, existen ingentes recursos orientados a suscitar la “necesidad” en las personas para que su consumo se oriente en dirección a dicha innovación. Todo esto bajo periodos de caducidad (real o pautados por la moda de turno) cada vez acotados, para tirar y volver a comprar. Esta es una rueda a la que solo acceden los sectores sociales con poder adquisitivo.

Reducida la libertad de la persona a la posibilidad de elegir productos y marcas, un cambio donde la persona y su desarrollo integral vuelva a ser el centro de atención, muestra con realismo el tamaño de tal empresa: la de un cambio cultural:

“¿Puede hacerse algún intento de restringir esta sensación de potencia limitando la libertad de elección en el consumo?. Parece razonable suponer que es posible hacerlo bajo una sola condición: que el clima entero de la sociedad cambie y le permita al hombre ser genuinamente activo y estar genuinamente interesado en sus asuntos individuales y sociales y, por consiguiente, menos necesitado de esa falsa libertad de ser el rey del supermercado”. Fromm (2010)

Junto con el centro de atención de las personas puestas en el consumo, el otro factor de enajenación de la sociedad es la delegación de las certidumbres “en los que saben”, renunciado a las capacidades de todas las personas de analizar, sacar conclusiones y obrar en consecuencia.

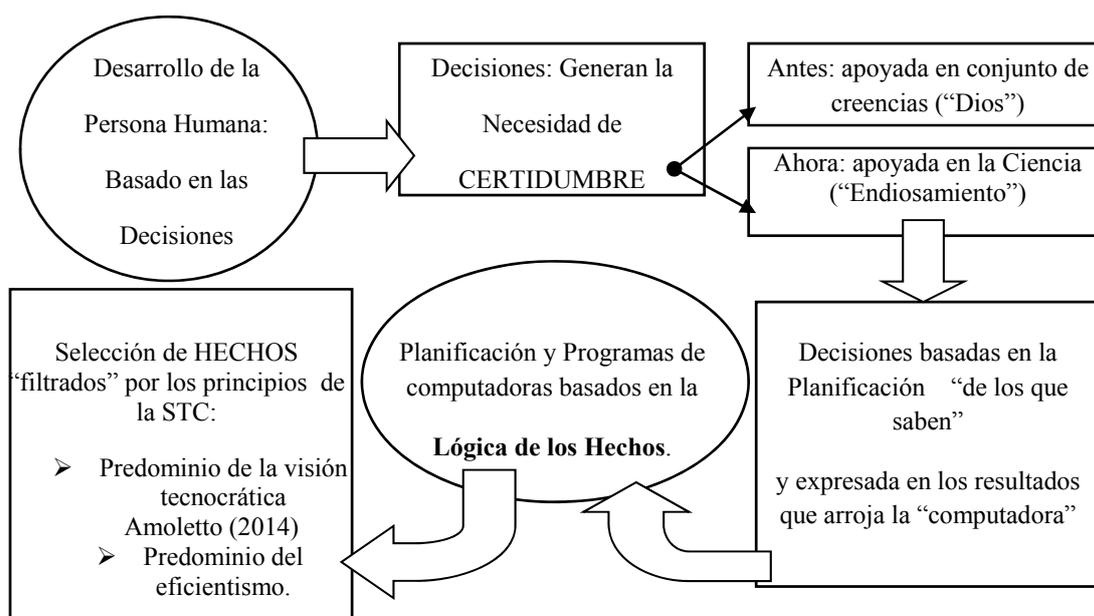
“Con el advenimiento del enfoque científico y la corrosión de la certidumbre religiosa, el hombre se vio impelido a buscar una nueva certidumbre. La ciencia pareció, en un principio, ser capaz de brindar la nueva base; y así fue para el hombre racional de los últimos siglos. Pero con la creciente complejidad de la vida, que ha perdido toda proporción humana, con el sentimiento cada vez mayor de impotencia y aislamiento individual, el hombre orientado por la ciencia dejó de ser racional e

independiente. Perdió el valor para pensar por sí mismo y tomar decisiones basadas en su pleno compromiso intelectual y emocional con la vida. Quiso cambiar la “certidumbre incierta” que proporciona el pensamiento racional por una “certidumbre absoluta”: la certidumbre pretendidamente “científica” que se funda en la predictibilidad“. Fromm (2010). La cara visible masificada hoy día de dicha predictibilidad es el de la computadora.

Esta delegación de la certidumbre en la ciencia y la tecnología, lleva incorporada un proceso donde los dos principios de la Sociedad Tecnológica son rectores del mismo. El proceso es denominado “Lógica de los hechos” y está basada en los juicios, marcos teóricos y visiones de los científicos, tecnólogos y especialistas que le han dado curso. Este proceso muchas veces queda expresado en un determinado programa informático: “Debemos ahora aplicarnos a la cuestión: ¿qué es lo erróneo del principio de que la computadora puede hacer la mejor decisión posible acerca de las acciones futuras, si le suministramos todos los hechos? Pero ¿qué son los hechos? En sí mismos, los hechos, aun cuando sean correctos y no estén deformados por inclinaciones personales o políticas, no pueden solamente carecer de significación ; pueden ser falsos a causa de su misma selección, ya desentendiendo lo relevante, ya esparciendo y desmenuzando tanto el propio pensamiento que se es menos capaz de tomar decisiones significativas cuanto más “información” se recibe. Seleccionar los hechos supone evaluar y elegir. Percatarse de esto es una condición necesaria para utilizar racionalmente los hechos”. Fromm (2010).

Un ejemplo pinta de qué forma los principios de la Sociedad Tecnológico-Consumista pueden estar presentes en dicha “Lógica de los hechos”: “Pero no sólo los hechos mismos están escogidos y ordenados de acuerdo con valores. La programación de la propia computadora se base en valores incorporados con frecuencia inconscientes. El principio de que “cuanto más produzcamos tanto mejor” es en sí mismo un juicio de valor. Si en su lugar creyéramos que nuestro sistema debería conducir a alcanzar el punto óptimo en el hombre de la disposición interna a la acción y de la prioridad de lo vivo, programaríamos de una manera distinta y hechos muy diferentes vendrían a ser los relevantes” Fromm (2010). Un resumen de lo expuesto lo podemos apreciar en la Figura 1.

Figura 1. Mapa Conceptual: La Planificación en la Sociedad Tecnológica Consumista



Fuente: Elaboración Propia

Las consecuencias negativas que la Sociedad Tecnológica traería sobre las personas y los ecosistemas de Fromm son coincidentes con las que, dos científicos del MIT Donella y Dennis Meadows presentaban en 1972 en la controversial obra “Los Límites del Crecimiento”. Hoy, en su versión 2012, verifican aquello que el enfoque sistémico con que habían abordado el tema de la relación de las principales actividades económicas impulsoras del crecimiento material con los recursos y sumideros naturales. Se pondrá en foco a continuación las consecuencias de dicho crecimiento material sobre el Cambio Climático y sus incidencias sobre el sector del agua.

### Referidos a la Extralimitación: Cambio Climático y Uso Global del Agua dulce

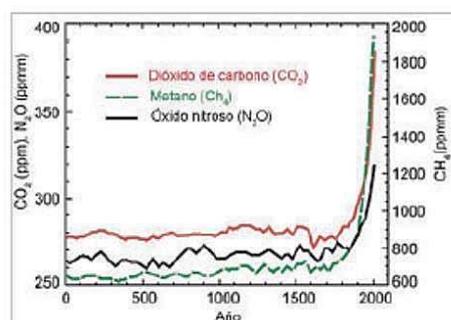
Cuando se habla de crecimiento económico, las connotaciones en todo el mundo son positivas. Existe un consenso en todos los niveles de que el crecimiento material es una condición inamovible para la “felicidad de los pueblos”. Inclusive Meadows y otros lo aclaran en su obra “Vale la pena repetir que el crecimiento no conduce necesariamente al colapso. El colapso sólo sigue al crecimiento si este se extralimita y sobre-explota las fuentes y sumideros del planeta hasta los niveles superiores a los sostenibles” Meadows, Randers y Meadows (2012).

La mayor controversia de esta obra en su tiempo, la generó para el campo de la economía, la verificación de que los recursos naturales podrían ponerle un límite a dicho crecimiento, cuando se extralimitaban sus capacidades, tanto en su explotación como en los servicios ambientales de absorción de contaminantes en los denominados sumideros naturales. La actividad económica ofrece numerosos ejemplos de extralimitación: “Las empresas constructoras edifican periódicamente más viviendas que las que pueden absorber la demanda, lo que conlleva vender unidades por debajo del coste y enfrentarse a la posibilidad de la quiebra. A menudo se construyen demasiados buques de pesca, y entonces las flotas pesqueras crecen tanto que capturan mucho más que el volumen sostenible; de este modo se agotan las poblaciones de peces y los buques deben permanecer en puerto”. Meadows et al. (2012).

Las invariantes que confluyen en cualquier tipo de extralimitación son: “Las tres causas de extralimitación son siempre las mismas, en cualquier dimensión, desde la personal hasta la planetaria. En primer lugar el crecimiento, la aceleración, el cambio rápido. En segundo lugar, alguna especie de barrera o límite que impide el correcto funcionamiento del sistema dinámico. Por último, se produce un desfase o error de percepción en las respuestas encaminadas a mantener el sistema dentro de sus límites”. Meadows et al. (2012).

A continuación puede visualizarse dicha extralimitación a nivel atmosférico. La Figura 2 muestra el crecimiento exponencial de los contenidos de “Gases de Efecto Invernadero” (GEI) en la atmósfera.

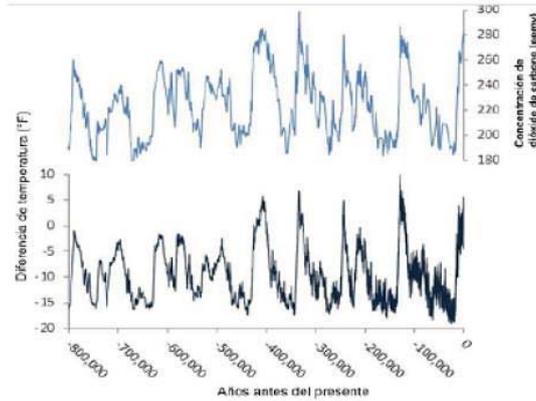
Figura 2. Evolución histórica de las concentraciones de Gases de Efecto Invernadero los últimos dos mil años medidos en partes por millón volumétrico



Fuente: US Environmental Protection Agency (EPA, 2015)

Este crecimiento exponencial cobre real relevancia a la luz de los resultados obtenidos por la paleoclimatología, mediante el estudio de la composición atmosférica en las muestras estudiadas de hielo antártico. Las conclusiones de estos estudios quedan expresados en la Figura 3.

Figura 3. Cambios en la temperatura de superficie y contenidos de CO2 atmosférico a lo largo de la historia de la vida en el planeta

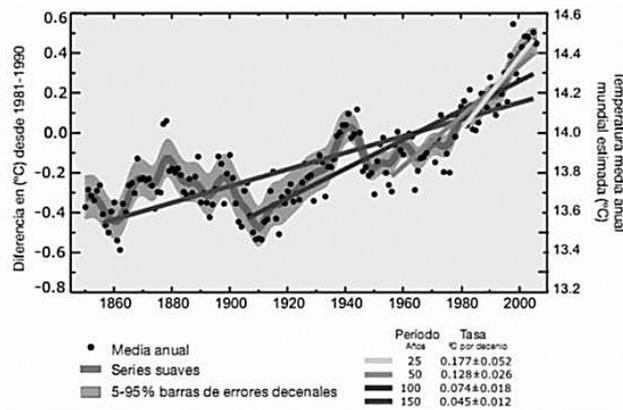


Fuente: EPA (2015)

En la Figura 3 cabe destacar que el aumento de temperatura corresponde a altos contenidos de CO2 en períodos inter-glaciales. Otro dato revelador es que la vida en el Planeta, tal cual se la ha conocido, se desarrolló sin superar en ningún período contenidos superiores a 300ppm, con lo cual se puede deducir que a lo largo de los últimos 800.000 años de desarrollo de la vida sobre la tierra, los gases atmosféricos, especialmente el CO2, se han mantenido en niveles ultra-estables. Recién en el actual período de los últimos trescientos años, donde queda evidenciada las consecuencias de la actividad humana post-industrial, se ha superado dicha barrera de los 300 ppm.

La forma en que este “Efecto Invernadero” ha quedado registrado es el del incremento de la temperatura de superficie, como lo muestra la Figura 4:

Figura 4. Crecimiento de la Temperatura Media Anual del Planeta  
Grafico basado en los Informes del Intergovernmental Panel of Climate Change



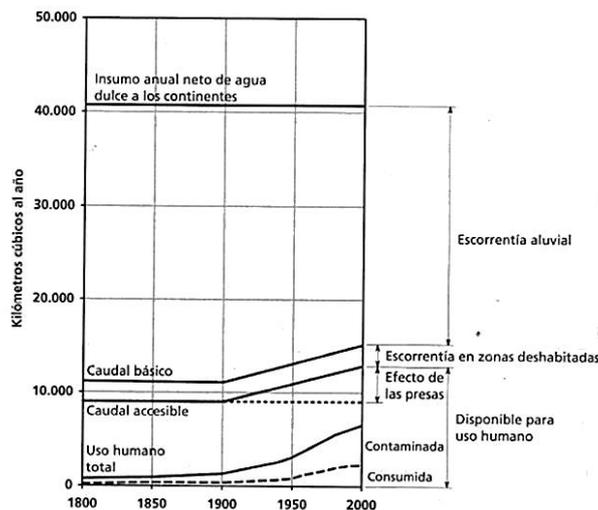
Fuente: Larios Martón (2008)

Un crecimiento documentado de unas décimas de grado, parecería que influiría muy poco sobre el clima. Nada más lejos de ello: el límite consensuado como de “seguridad” por los expertos del panel internacional de Cambio Climático y presentado inicialmente por la Unión Europea es de + 2°C por

encima de los promedios de temperatura de superficie del período pre-industrial: “La U. Europea, resuelta a determinar lo que significa calentamiento “peligroso” en la Convención marco de la ONU sobre Cambio Climático, adoptó 2°C como nivel máximo debajo del cual hay que mantener el calentamiento.” Hamilton (2011)

EL incremento de temperatura asociado a las concentraciones de gases de efecto invernadero no se comporta como un mecanismo lineal. La caracterización de dicho mecanismo es la siguiente: “La temperatura está relacionada con la concentración de gases de invernadero. Esta concentración se expresa generalmente en CO2-equivalente. Esta relación no es matemática, es decir no se puede afirmar que una determinada concentración suponga una temperatura media concreta sino que la relación se expresa en términos de probabilidad. El reciente informe del IPCC recoge que una concentración de 510 partes por millón, ppm, de CO2eq nos da un 33% de probabilidades de evitar que la temperatura sobrepase los 2°C. Una concentración de 590 ppm sólo nos daría un 10% de probabilidades. Un reciente informe del climatólogo Malte Meinshausen recogía datos similares: 550 ppm de CO2-eq supone 63-99%, con una media de 82% de probabilidades de superar los 2°C. 475 ppm daría una media del 64% de superar este límite. Sólo si se estabiliza la concentración en 400 ppm habría una probabilidad baja, 28% de superar los 2°C” Larios Martón (2008).

Figura 5. Recursos de Agua Dulce y Evolución del Uso para Actividades Humanas



Fuente: Meadows et al. (2012)

Esta información precedente está totalmente avalada por el IPCC, en su Informe 2013: “En los últimos 800 000 años, las concentraciones atmosféricas de dióxido de carbono, metano y óxido nitroso han aumentado a niveles sin precedentes. Las concentraciones de dióxido de carbono han aumentado en un 40% desde la era preindustrial debido, en primer lugar, a las emisiones derivadas de los combustibles fósiles y, en segundo lugar, a las emisiones netas derivadas del cambio de uso del suelo” Intergovernmental Panel of Climate Change (IPCC, 2013). Por último, y a modo de consecuencias del planteo central de la Sociedad Tecnológica presentado al inicio, la siguiente afirmación: “Se ha detectado la influencia humana en el calentamiento de la atmósfera y el océano, en alteraciones en el ciclo global del agua, en reducciones de la cantidad de nieve y hielo, en la elevación media mundial del nivel del mar y en cambios en algunos fenómenos climáticos extremos. Esta evidencia de la influencia humana es mayor desde que se elaborara el Cuarto Informe de Evaluación. Es sumamente probable que la influencia humana haya sido la causa dominante del calentamiento observado desde mediados del siglo XX.” IPCC (2013). Pero, esta situación límite del cambio climático ¿cómo

encuentra a la situación de las fuentes de agua en relación al consumo y a la emisión de aguas residuales?

La explicación de este gráfico hecha por los autores es la siguiente: “La parte superior del gráfico representa el límite físico máximo del uso humano del agua, el caudal total anual de los ríos del mundo (incluida la recarga de todos los acuíferos subterráneos). Esta es la fuente renovable de la que se extraen prácticamente todos los insumos de agua dulce para la economía humana. Es una cantidad enorme de agua: 40700 km<sup>3</sup> al año, suficientes para llenar los cinco grandes lagos de Norteamérica cada cuatro meses. Parece, en efecto, que es un límite muy lejano, dado que las captaciones de agua actuales por los humanos apenas superan unos décimos de este volumen: 4430 km<sup>3</sup> al año” Meadows et al. (2012).

Es destacable desde el punto de vista del usuario, especialmente los que están ubicados en entornos donde los recursos hídricos cobran forma de grandes lagos o ríos, o de precipitaciones abundantes en determinados periodos del año: forja en el imaginario colectivo de que “el agua sobra”. Esta imagen no se condice con la realidad de las posibilidades reales de acceso a la misma. “En la práctica, sin embargo, toda esta escorrentía de agua dulce no puede aprovecharse. Gran parte es estacional: nada menos que 29000 km<sup>3</sup> al año fluyen hacia el mar por las torrenteras. Por tanto, solo quedan 11000 km<sup>3</sup> que constituyen un recurso disponible durante todo el año, y que consisten en la suma de los flujos básicos de recarga de los ríos y acuíferos” Meadows et al. (2012).

Cuando la densidad de los asentamientos humanos era escasa, la relación con grandes fuentes de agua se prolongaba con las formas, actividades y estilos de vida que saben que “contarán siempre con el agua”. En cambio allí donde las condiciones productivas del uso del suelo lo ameritaban y no coincidía con disponibilidad de agua, las grandes obras hidráulicas de represas y sistemas de riego, posibilitaron la radicación de población en entornos carentes de agua. Pero el gráfico muestra también la realidad contraria: no toda el agua dulce accesible fluye por áreas pobladas (zonas de la Amazonia y del extremo septentrional de Eurasia y Norteamérica). “Los 11000 km<sup>3</sup> de caudal sostenible, más 3500 añadidos por las presas, menos 2100 que son inaccesibles, dejan 12400 km<sup>3</sup> al año de caudal sostenible accesible. Este es el límite superior previsible de la oferta de agua dulce renovables disponibles para el uso humano” Meadows et al. (2012).

Evidentemente es muy importante la diferencia entre agua disponible y agua accesible para las actividades humanas. Por otra parte, estas han tenido una sostenida curva de ascenso, desde principios de siglo hasta la actualidad. “La captación consuntiva humana (agua extraída pero no revertida a los ríos o acuíferos porque se evapora o se incorpora a los cultivos o productos) ascienden a 2290 km<sup>3</sup> al año. Otros 4490 km<sup>3</sup> se emplean primariamente para diluir y evacuar la contaminación. Estas dos categorías de uso suman 6780 km<sup>3</sup> al año, justo más de la mitad de la escorrentía total disponible de agua dulce” Meadows et al. (2012).

### **Referidos a Proyecciones de Riesgos por Cambio Climático en América Central, del Sur y un Caso de Referencia**

La extralimitación en las emisiones de CO<sub>2</sub> como expresión de las actividades humanas en el planeta, presentan un panorama sombrío en cuanto a sus consecuencias en las condiciones climáticas globales. El último Informe del IPCC, brinda una detallada información acerca de los impactos sobre las sociedades, los sistemas productivos primarios y los ecosistemas, como parte de un enfoque adaptativo, ante la modificación muchas veces abruptas a las cuales se verán sujetas todas las regiones del planeta.

La Tabla 1 que sigue a continuación, muestra un resumen de los principales riesgos a que se verá sujeta América Central y del Sur con motivo del Cambio Climático. Estos riesgos, están avalados por estudios sectoriales citados por el propio IPCC y que quedan expresados por el término “Nivel de Confianza Alto” o “Nivel de Confianza Medio”, según el grado de certeza alcanzado en dichos estudios. La segunda columna aporta información sobre los principales ejes de medidas “adaptativas”

que deberán encararse. Dentro de la lógica de enfoque adaptativo, aparecen primero una valoración del riesgo, expresado en la última columna. En la misma puede visualizarse el potencial de riesgo puede disminuirse en la medida de que se pongan en marcha las principales medidas adaptativas enunciadas. Queda en evidencia que el enfoque adaptativo considera que cuanto más rápido se implanten tipos de medidas como las presentadas, se disminuirán hacia niveles medios o bajos los impactos. Además que el riesgo aumenta con el tiempo, de acuerdo a las actuales trayectorias previstas de aumento del CO2 atmosférico. Para finales del siglo, será decisivas las emisiones de CO2 que hoy deben remitirse, lo cual condicionará el aumento del promedio de temperatura global en relación al período pre-industrial: la valoración del riesgo pueden alcanzar niveles máximos si es que dicho promedio alcanza valores de +4°C. Ahora bien, ¿de qué manera estos grandes impactos modificarán el comportamiento del Ciclo Hidrológico? La Tabla 1 presentada es de carácter general, pero pueden visualizarse las consecuencias altamente negativas que tendrán para la subregión andina, la práctica desaparición de los glaciares de las altas cumbres. Hoy mismo se están registrando aumentos de los caudales por el deshielo casi permanente de dichos reservorios.

Tabla 1. Tipo y Magnitud de Riesgos Claves para América Central y del Sur

Riesgo Clave	Cuestiones de Adaptación y Perspectivas	Marco temporal		Riesgo y Potencial de adaptación		
Disponibilidad de agua en las regiones semiáridas y dependientes del deshielo de los glaciares y en América Central; inundaciones y deslizamientos de tierra en zonas urbanas y rurales debido a la precipitación extrema (nivel de confianza alto)	* Gestión integrada de los recursos hídricos * Gestión de inundaciones urbanas y rurales (incluida la infraestructura), sistemas de alerta temprana, mejores predicciones meteorológicas y de la escorrentía, y control de enfermedades infecciosas			+baj	medi	+alt
		Presente				
		2030/40				
		2080	2°			
		2100	4°			
Menor producción de alimentos y calidad alimentaria (nivel de confianza medio)	* Desarrollo de nuevas variedades de cultivos más adaptadas al cambio climático (temperatura y sequía)  * Compensación de los impactos de la menor calidad alimentaria en la salud humana y animal  * Compensación de los impactos económicos del cambio de uso del suelo  * Fortalecimiento de los sistemas y prácticas derivadas de los conocimientos indígenas tradicionales.			+baj	medi	+alt
		Presente				
		2030/40				
		2080	2°			
		2100	4°			
				+baj	medi	+alt

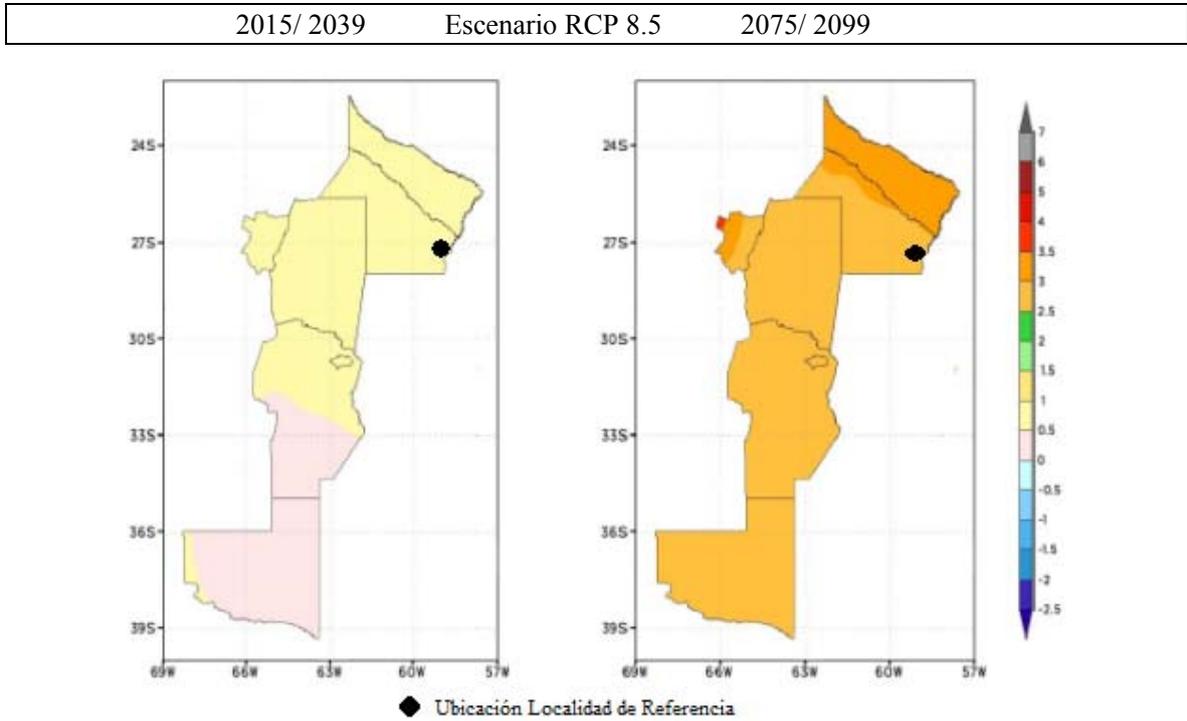
Difusión de enfermedades transmitidas por vectores en altitud y latitud (nivel de confianza alto)	* Desarrollo de sistemas de alerta temprana para el control y mitigación de enfermedades basado en fuentes climáticas o de otro tipo pertinentes. Hay muchos factores que inducen una mayor vulnerabilidad  * Establecimiento de programas para ampliar los servicios básicos de salud pública.	Presente				
		2030/40				
		2080	2°	No está disponible		
		2100	4°	No está disponible		
Referencias						
Motores Climáticos de los impactos				Nivel Riesgo y Potencial adaptación		
<p>Tendencia de calentamiento    Temperatura extrema    Tendencia de desecación    Precipitación extrema    Precipitación    Manto nival    Fertilización con dióxido de carbono</p>				<p>Potencial de adaptación adicional para reducir el riesgo</p> <p>Nivel de riesgo con gran adaptación    Nivel de riesgo con la adaptación actual</p>		

Fuente: IPCC, 2014

Pero la diferenciación de la densidad de cuencas superficiales y subterráneas en la vasta superficie de América Central y del Sur, lleva a la necesidad de contar con información más específica, atentos a los objetivos del presente artículo. Por ello, luego de la tabla del IPCC, figuran los resultados del Tercer Comunicado Nacional sobre Cambio Climático en Argentina, donde está localizado un caso de Referencia (Municipio de Fontana, Ubicado en el Gran Resistencia, Provincia del Chaco) para alcanzar niveles de concreción compatibles con los mismos.

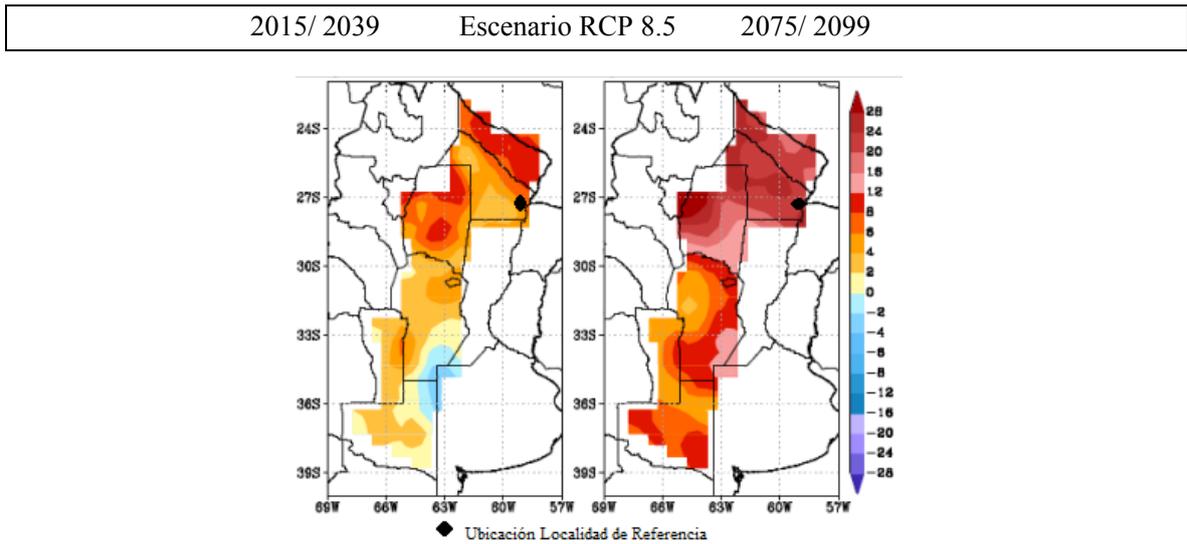
Las Figuras 6 y 7 siguientes informan sobre las temperaturas y precipitaciones proyectadas según el escenario RCP 8.5 diseñado por el IPCC para la situación más desfavorable (incrementos de 3.7° por sobre el promedio de temperatura en período pre-industrial). La lectura experta de dicha información indica: “En los dos escenarios RCP, tanto para el futuro cercano como lejano, la región presenta calentamientos que van de 0 y 1°C en el futuro cercano hasta 2,5 a 3,5°C en el norte de la región en el futuro lejano. En todos los casos el calentamiento sería mayor en el norte que en el centro y sur de la región. (Confianza media) (...).Las proyecciones de las precipitaciones indican que no habrá mayores cambios en la precipitación en el futuro cercano (confianza alta), aunque la magnitud de los cambios presenta gran dispersión en el futuro lejano” CIMA (2015).

Figura 6. Prospectiva de cambios de la Temperatura Media Anual (en °C) con respecto al período 1986 – 2005 en la Región Centro de Argentina



Fuente: Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera (CIMA, 2015)

Figura 7. Prospectiva de cambios de la Precipitación Diaria Máxima del año (en mm) con respecto al período 1986 – 2005 en la Región Centro de Argentina



Fuente: CIMA, 2015

Para completar este panorama de impacto sobre el ciclo urbano del agua en la sub-región en estudio, es preciso conocer el comportamiento del río Paraná, principal fuente de provisión de agua de las ciudades del Litoral argentino, y que tiene sus nacientes en Brasil. Para ello se tuvo en cuenta el trabajo de R. Saurral, del año 2010 quien utilizó para la determinación de temperaturas y precipitaciones estimadas los modelos MCGs (Modelos Generales de Circulación ), introduciéndole correcciones que permitieron un ajuste al comportamiento de la región donde estos principales ríos tienen sus nacientes, considerando estaciones ya establecidas para su estudio de caudales.

Tabla 2. Diferencia relativa (%) en el caudal para las futuras décadas (2030 and 2070) con respecto al promedio 1990 -99 de los escenarios A1B, A2 y B1 y por cada uno de los cinco MCGs en Jupiá en el Río Paraná. Para cada modelo y escenario, el número en la parte superior corresponde a la variación en el caudal de verano (DEF), el número en el medio a la variación en el invierno (JJA), y el número al final al caudal anual. El conjunto de promedios de los cinco modelos es desplegado al final de la tabla”.

	2030			2070		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
CNRM	-29	-26	-37	-25	-5	-25
	-4	1	1	-5	3	5
ECHAM	-9	-4	-14	0	-2	10
	-10	-10	3	0	17	6
GFDL2.0	-14	-9	-4	9	16	-12
	-4	-8	1	5	20	-3
CGCM	-58	-21	-6	-46	-44	-48
	-35	-25	-21	-33	-9	-26
GISS	-24	-3	14	-33	-12	-27
	22	55	8	20	156	55
Mean	30	73	15	14	66	15
	35	99	14	21	114	30
Mean	102	—	109	152	—	103
	51	—	31	10	—	16
Mean	74	—	64	74	—	46
	6	0	15	20	31	18
Mean	6	10	4	-1	19	-1
	14	21	16	13	30	11

Fuente: Saurral (2010)

Tabla 3. Como la Tabla anterior, pero para la Estación Salto Caixas en el Río Iguazú

	2030			2070		
	A1B	A2	B1	A1B	A2	B1
CNRM	173	188	184	203	220	217
	49	47	56	48	72	34
ECHAM	136	153	149	147	167	159
	49	87	71	61	74	52
GFDL2.0	17	77	35	46	118	37
	45	91	69	66	125	65
CGCM	201	211	151	196	246	176
	-14	0	3	40	11	-16
GISS	74	75	64	90	111	62
	45	41	23	29	48	15
Mean	74	104	27	35	95	33
	41	55	21	27	60	16
Mean	36	—	40	40	—	33
	39	—	59	60	—	63
Mean	27	—	46	38	—	44
	101	132	94	106	147	99
Mean	32	57	36	46	74	30
	65	94	70	74	116	69

Fuente: Saurral (2010)

Las Tablas 2 y 3 transcriben los resultados obtenidos de porcentajes de crecimiento de caudales en los puntos pertenecientes al Río Paraná y al más influyente aportante del mismo, el Iguazú. Tomando esta prospectiva como referencia, el escenario extremo futuro que más impactará en la región en

estudio es la de las inundaciones. Un crecimiento de caudal del río Iguazú, quien marca directamente el ritmo de crecidas del Paraná en el litoral argentino, de un tenor superior al 100% sobre los promedios de caudales del 99/90 para el año 2030 generará un impacto de inundaciones que afectará a toda esta vasta área, que cuenta con un sistema de asentamientos de las principales ciudades de las provincias ribereñas.

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

De la información precedente pueden extraerse el conjunto de factores que deberían intervenir parcial o totalmente a la hora de plantear modelos que a nivel urbano tengan por objeto identificar Áreas Sostenibles / Insostenibles del ciclo urbano del agua. Las condiciones de sostenibilidad, en el nivel de definición planteado, corresponden al cumplimiento a nivel de ejido municipal de dos objetivos de preservación del recurso: “No consumir por encima del nivel de reposición del recurso y No contaminar por encima de las capacidades de regeneración de los cursos receptores”. Meadows et al. (2012)

Para el caso de referencia, las condiciones de cambio climático a que se verá sujeto el ciclo urbano del agua tienen las siguientes manifestaciones:

- Aumento de la temperatura promedio Anual hasta +4°C
- Aumento de los días con temperaturas cálidas extremas (Olas de Calor)
- Extensión de los períodos de días sin precipitaciones.
- Aumento de las probabilidades de inundaciones (por precipitaciones o por crecidas extraordinarias de los cursos de agua).

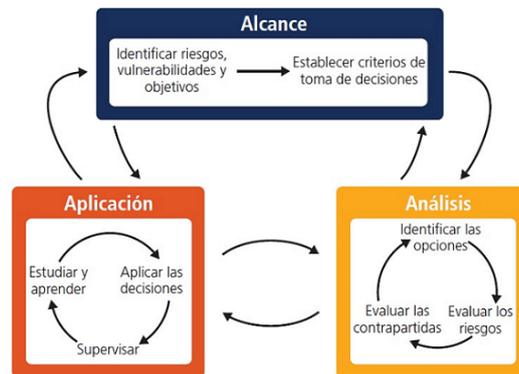
Los principales conflictos directos que acarrearán estos cambios poniendo en crisis la sostenibilidad del ciclo urbano del agua serían los siguientes:

- Aumento extraordinario de la demanda de agua en los períodos de olas de calor.
- Mantenimiento sostenido de la demanda en períodos de escasez de recurso por extensión de los períodos de sequía.
- Conflictos entre sectores consumidores ante la escasez de recurso.
- Disminución de la calidad del agua (fuente superficial) por situaciones de bajantes extraordinarias.
- Disminución extraordinaria de la capacidad de regeneración de aguas residuales en los cursos receptores, especialmente los superficiales.
- Aumento de los niveles de morbi-mortalidad en enfermedades de origen hídrico por utilización de fuentes contaminadas de agua o por intrusión de contaminantes en red.
- Aumento de los niveles de morbi-mortalidad por deshidratación.
- Desaparición total o parcial del servicio por quedar fuera de servicio en situaciones de inundaciones.
- Dificultad de acceso a servicios de emergencia de agua y saneamiento en asentamientos de reubicación de población en situaciones de inundaciones.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

¿Cómo hacer frente a dichos conflictos? La formulación de modelos puede resultar una herramienta de gran utilidad en la resolución de la conflictividad creciente a la que se verán sujetos los sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento. No hay que olvidar que dicha conflictividad se suma a la existente en el momento presente, agudizando las situaciones problema y sobre-cargando la capacidad de respuesta local y regional. El IPCC propone el siguiente modelo conceptual a la hora enfocarse en los procesos de toma de decisiones ante un panorama cambiante, incierto y extremo como el presentado en la Figura 8:

Figura 8. Adaptación al cambio climático como proceso de gestión iterativa del riesgo con múltiples retroalimentaciones. Las personas y los conocimientos configuran el proceso y sus resultados



Fuente: IPCC (2015)

El esquema precedente como puede visualizarse es de carácter iterativo. Implica en los diversos niveles de la sociedad, la incorporación del conocimiento climático experto, para internalizar en los procesos de toma de decisiones que impliquen el desarrollo, los riesgos que el cambio climático acarrea y acarreará. Puede visualizarse además atributos que hacen a los procesos de aprendizaje, no ya a nivel individual, si no a nivel de actores sociales y de estos interrelacionados. Es notable como este modelo conceptual del 2014, remite al lector a los planteos iniciales de Fromm, en los 70: la necesidad de ajustar los procesos de planificación/toma de decisión no solo a las necesidades en virtud de los recursos disponibles, si no también incorporando la visión y participación según niveles de responsabilidad, de los mismos implicados. Pueden redactarse entonces, en el campo del ciclo urbano del agua, las siguientes recomendaciones.

- Contribuir a generar en el campo del Ciclo Urbano del Agua un cambio de los estilos de vida, de un modelo consumista irrestricto donde se parte del falso concepto de “Crecimiento indefinido” (donde en su versión referida al Agua sería “Siempre vamos a disponer del agua que necesitamos”) con un deterioro del medio ambiente y también de las posibilidades de acceso de franjas sociales a un bien natural imprescindible para la vida, a otro estilo de vida donde se pueda verificar dichas consecuencias y actuar bajo restricciones consensuadas y conscientes que permitan un acceso equitativo al recurso según las características regionales del medio natural.
- La vocación de este modelo no será de “producto terminado e infalible”, sino más bien de un proceso de progresiva integración, tanto de conocimiento técnico-científico, como de factores aportados por las visiones de los distintos actores sociales intervinientes en el Ciclo. También donde las repetidas aplicaciones y verificaciones y ajustes aporte una mayor certeza en cuanto a las variables-objetivo que muestren el equilibrio entre demandas, calidad del servicio y condiciones ambientales.

- Los beneficiarios y participantes de este proceso serán los ciudadanos, instituciones públicas y empresas del asentamiento, quienes buscarán con el consenso alcanzar niveles de sostenibilidad creciente, según los términos que se especificarán más adelante. Sin dudas el gobierno local y una vocación democrática sostenida serán una condición imprescindible de viabilidad.
- Sin dudas para que el punto precedente tenga consistencia, también las formas que pueda adquirir a futuro el instrumento serán de vital importancia. “Las denominadas “interface amigables” serán la “cara” que posibiliten la apropiación de dicho instrumento a nivel local. Su utilización en los procesos de decisiones bajo las condiciones altamente limitadas de lo local dependen de ello” Nudelman y Schenone (2013).
- Por último, las opciones tecnológicas que se desprenden como ejes de I+D+i a la hora en enfocarnos en líneas de solución, siempre de carácter iterativo pueden ser las siguientes:
  - ⇒ Planteo de Sistemas de Abastecimiento de múltiples fuentes (Cursos superficiales / Subterráneos/ Precipitaciones), con Aumento de la Capacidad de Almacenamiento (Centralizada /Comunitaria /Individual) de agua de red o de agua de lluvia. Aumento de la capacidad de captura de agua cruda de escorrentía con coordinación con Recolección y Disposición de Residuos Sólidos para el mantenimiento de las condiciones de calidad.
  - ⇒ Integración de sistemas extensos o localizados de distribución de agua no potable con reutilización de aguas blancas para destinarlos a consumos que no necesiten agua potable.
  - ⇒ Sistemas de Control y Mantenimiento de la calidad de agua en almacenamientos.
  - ⇒ Planes de Contingencia que establezcan normas de conductas, recursos y responsabilidades según los sistemas de alerta temprana de Crecidas de Ríos, Olas de Calor, Sequías.
  - ⇒ Normativas y Sistemas de información que permitan construir un Sistema de Agua y Saneamiento adaptativo y resiliente según las condiciones locales imperantes.
  - ⇒ Enlace del Sistema de Información del Servicio de Agua y Saneamiento con los Sistemas de Vigilancia Epidemiológica para la alerta temprana y mitigación de enfermedades de origen hídrico.

Sin dudas, en el contexto sintéticamente planteado, el Sistema de Ciencia y Tecnología tiene una responsabilidad mayúscula de brindar todo tipo de soportes, asistencia técnica e innovación a los efectos de que los gobiernos locales puedan disponer de herramientas para encarar estos procesos adaptativos. El costo humano que significará para todos los niveles de la sociedad, pero primeramente para los más vulnerables, es inversamente proporcional a los avances en adaptación que hoy se vayan produciendo.

## REFERENCIAS

Arnoletto, E. “Glosario de Conceptos Políticos Usuales”, Recuperado en <http://www.eumed.net/jirr/pdf/6.pdf>

Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera (2015) “Cambio climático en la Argentina: tendencias y Proyecciones – Tercer Comunicado Nacional”. Secretaría de Ambiente y Desarrollo Sustentable de la Nación Argentina – Jefatura de Gabinete de la Nación Argentina – Banco Mundial. Buenos Aires (Argentina) recuperado el 18/05/2015 en: <http://www.ambiente.gov.ar/?idarticulo=13291>

Dussel, Enrique (1984) “Filosofía de la producción” . Edit. Nueva América – Bogotá (Colombia)

Environmental Protection Agency, United States of América (2015). Figura recuperada 15/05/2015 de:<http://www.epa.gov/espanol/cambioclimatico/ciencia/causas.html#GreenhouseRole>

Fromm, Erik. (2010) “La revolución de la esperanza, hacia una tecnología humanizada” – 15° Reinpresión Editorial Fondo de Cultura Económica - Ciudad: México (México).

Hamilton, Clive (2011) “Requiem para una especie. Cambio Climático: porqué nos resistimos a la verdad” – Editorial Capital Intelectual – Buenos Aires (Argentina)

Intergovernmental Panel of Climate Change (2013) “Cambio climático 2013. Afirmaciones principales del Resumen para Responsables de Políticas”. *World Meteorological Organization (WMO)* y United Nations Environment Programme (UNEP), Berna (Suiza) 2013. Publicación recuperada 03/03 2015 en <http://www.climatechange2013.org/>

Intergovernmental Panel of Climate Change (2014) “Climate Change 2014. Impacts, Adaptation and Vulnerability – Summary for policymakers”. *World Meteorological Organization (WMO)* y United Nations Environment Programme (UNEP). Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA. Publicación recuperada 02/02/2015 en: [https://ipcc-wg2.gov/AR5/images/uploads/WG2AR5\\_SPM\\_FINAL.pdf](https://ipcc-wg2.gov/AR5/images/uploads/WG2AR5_SPM_FINAL.pdf)

Larios Martón, José (2008) “Calentamiento global, al borde del límite” – Instituto de Estudios Transnacionales – Córdoba (España). Libro Recuperado el 18/04/2015 en: <https://descubrelaenergia.fundaciondescubre.es/files/2013/07/calentamientoglobal.pdf>

Meadows Dennis. Randers Jorgen, Meadows Donella. (2012) “Los límites del crecimiento” – Editoriales Aguilar, Altea, Taurus, Alfaguara – Buenos Aires (Argentina).

Nudelman Mario y Schenone Carlos (2013) “Diseño de interfaces cercanas al usuario: aportes desde la investigación a la gestión sostenible del agua en pequeños municipios”. XII Simposio Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimiento de Agua y Drenajes Urbanos SEREA. Buenos Aires (Argentina) 11 al 15 de noviembre.

Saurral, Ramiro (2010) “The hydrologic cycle of the la plata basin in the wcrp-cmip3 multimodel dataset”. American Meteorological Society, Volumen 11. Pp.1100

## Sección 8

# Drenaje urbano y escurrimiento

## Capítulo 1. Análisis de drenaje pluvial del Cantón Guano en Ecuador

*Msc. Paulina Lima (1), Msc. Salomón Jaya (2), Ing. Efrén Ortiz (3), Msc. Jaime Gutiérrez (4)*

(1-4) Universidad Central del Ecuador (Ecuador) prlima@uce.edu.ec, jayasalo@yahoo.com, efrénwom@gmail.com, jaimegutierrezpadilla@yahoo.es

---

**RESUMEN.** El gran crecimiento poblacional que sufren las ciudades provoca la necesidad de la implantación de nuevos servicios. El Cantón Guano al igual que muchas ciudades en crecimiento presenta problemas en el sistema de drenaje debiendo considerarse un nuevo estudio que permita un adecuada gestión de las aguas lluvias. Dicho estudio permitirá implantar nuevas políticas del uso del suelo en la parte urbana y en el área de influencia correspondiente a la cuenca que drena dicha ciudad, así como se planteará un nuevo proyecto de gestión de aguas de drenaje. El presente estudio ha sido realizado usando programas tales como: ARCGIS para determinar los parámetros hidromorfológicos de las cuencas, HEC HMS para la cuantificación de los caudales de crecida, y finalmente, se ha usado el cálculo de caudales en canales abiertos para el dimensionamiento de los colectores del drenaje.

**ABSTRACT.** The increase of population that cities have suffered the last years have created new needs, which must be covered with new services. The Guano city has problems in the drainage systems as other growing cities have, in this case for solving this kind of problems it is necessary to research in order to manage the pluvial drainage. The results of this study will help to think over urban soil uses through local politics in urban zones. This study has been made using the ARC-GIS program for getting hydro-morphological data, HEC-HMS for getting the maximum flow of each basin, and finally, it was used open –channel hydraulics for dimensioning the drainage channels that are crossing urban areas.

---

Palabras clave: drenaje pluvial, gestión, colector, caudal de crecida, cuenca.

Keywords: pluvial drainage, management, channel, maximum flow, basin.

## INTRODUCCIÓN

El crecimiento urbano en las ciudades provoca cambios en el comportamiento de las cuencas de drenaje conformadas naturalmente, modificando en primer lugar el grado de impermeabilización del suelo y en segundo lugar se cambian las secciones de drenaje al ocupar los bordes de quebrada aumentando el riesgo en zonas aledañas a los bordes de talud.

El presente estudio se basa en identificar y cuantificar los factores principales que afectan en la generación de caudales ante eventuales lluvias así como el análisis de la capacidad que tienen las quebradas de evacuar dichos caudales.

Como parte fundamental del estudio integral de gestión de aguas lluvias en el cantón Guano se ha realizado un análisis hidrológico de las 13 subcuencas que drenan directamente hacia el casco urbano. Los resultados obtenidos permiten analizar las alternativas de las medidas a tomar para disminuir los efectos que las aguas lluvias generan en la parte urbana.

La recopilación de datos necesaria tales como mapas, imágenes, visitas en campo, así como estudios anteriores tales como el estudio de lluvias intensas del INHAMI son necesarios como primera parte del presente estudio. Luego, dicha información permite conseguir las características hidrológicas de cada una de las subcuencas que a través de una simulación hidrológica usando el modelo HEC HMS se obtienen los caudales de crecida.

Finalmente los resultados permiten gestionar el uso del suelo basado en el dimensionamiento del área libre de las principales quebradas que atraviesan el cantón Guano, además en el dimensionamiento del volumen de embalses locales donde se requiera disminuir las crecidas.

## MATERIALES Y MÉTODOS

### PROGRAMAS Y DATOS USADOS

Para el desarrollo del presente trabajo se han usado los programas ArcGIS 9.0 de ESRI. Geographic Calculator para la conversión de la georeferenciación de mapas. Para el cálculo de los caudales de crecida, se utilizó el modelo Hidrológico HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's-Hydrologic Modeling System), versión 3.5 de agosto 2010. Para el análisis, interpretación y desarrollo de resultados se emplearon utilitarios de Microsoft como la hoja de cálculo de Excel y Word 2014.

En cuanto a la información cartográfica de la delimitación de la cuenca de Guano se utilizó la metodología de homogenización de la información recopilada en un sistema de referencia de coordenadas común Datum WGS 84, zona 17 sur, con lo cual se facilita el tratamiento e interpretación de las unidades hidrográficas.

Tabla 1: Información base

INFORMACIÓN	INSTITUCIÓN	AÑO	ESCALA
DELIMITACION PAÍS	DIVA-GIS	2013	1:250000
CARTAS TOPOGRÁFICAS	IGM	2011	1:50000
RED HIDROGRÁFICA	IGM	2011	1:50000
TEXTURA DEL SUELO	INFOPLAN	2009	1:250000

USO DEL SUELO	INFOPLAN	2009	1:250000
CENTROS POBLADOS	INFOPLAN	2009	1:250000
RED VIAL	IGM	2011	1:50000
LINEA DEL TREN	IGM	2011	1:50000
RED DE ESTACIONES HIDROLÓGICAS	INHAMI	2010	1:100000
RED DE ESTACIONES METEOROLÓGICAS	INAMHI	2010	1:100000
IMAGEN GUANO	MUNICIPIO DE GUANO	2010	
PLANOS TOPOGRAFICOS	MUNICIPIO DE GUANO	2011	1:1000

Fuente: LIMA, P., 2015

### CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS

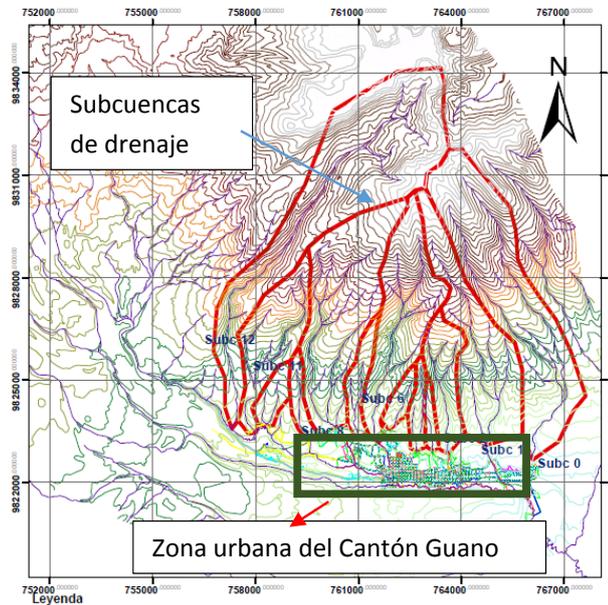
Las características geomorfológicas de una cuenca hidrográfica representan las propiedades particulares de las mismas; estas propiedades o parámetros facilitan el empleo de fórmulas hidrológicas, generalmente empíricas, que sirven para relacionarla y relacionar sus respuestas, por ejemplo las curvas de avenidas, a otras cuencas con características geomorfológicas análogas.

Para la caracterización cualitativa y cuantitativa de las subcuencas que drenan el cantón se determinaron: área de drenaje, perímetro, pendiente media de la cuenca, pendiente del cauce principal, coeficientes de compacidad o Gravelious ( $K_c$ ), y el factor de forma ( $K_f$ ), que se describen a continuación:

Área de la cuenca ( $km^2$ ) y su perímetro se define por su contorno y viene a ser el área drenada comprendida desde la línea de división de las aguas, determinada mediante el programa ARCGIS a partir de la carta topográfica de la zona de estudio. La pendiente media del cauce principal (adimensional) es la diferencia total de la elevación del cauce principal de la cuenca dividida para la longitud total del río principal  $L_c$ , como lo indica la ecuación (2).

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_c} \quad (1)$$

Figura 1. Delimitación de subcuencas y áreas de aportación en m2.



Fuente: LIMA, P., 2015

Respecto al índice de compacidad o de Graveliús se define como la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de área equivalente. Este valor representa el riesgo de crecidas y de erosión mientras más se acerque a la unidad.

$$Kc = 0,28 \frac{P}{A^{0,5}} (3)$$

Donde:

P: es perímetro de la cuenca (*km*); y

A: área de drenaje (*km*<sup>2</sup>)

Por otro lado el factor de forma que es adimensional, es la relación entre el ancho promedio (*A<sub>p</sub>*) de la cuenca y la longitud del curso principal del río (*L*).

$$K_f = \frac{A_p}{L^2} (4)$$

## ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS

Para dimensionar las lluvias intensas de la zona de estudio se utilizó el Estudio de Lluvias Intensas (INAMHI, 1999), que consiste en la generación de relaciones entre intensidades y duraciones de las lluvias asociadas a períodos de retorno. Para el efecto, el INAMHI utilizó la información de 65 estaciones pluviográficas que cuentan con registros de precipitaciones continuas y además contó con los registros de 113 estaciones pluviométricas con precipitaciones máximas de 24 horas (INAMHI, 1999).

Tomando como base al Estudio de Lluvias Intensas (INAMHI, 1999) se han determinado las intensidades máximas en función de la duración y el período de retorno. Para esto se identifica que las ecuaciones características correspondientes al cantón es el de la zona 3 que son las siguientes:

Para una duración de 5min a 60 min la ecuación de Intensidad-Duración-Frecuencia es:

$$I_{TR} = 170.39 * Id_{TR} * t^{-0.5052} \quad (5)$$

Para una duración de 60 min a 14400 min la ecuación es:

$$I_{TR} = 515 * Id_{TR} * t^{-0.8594} \quad (6)$$

Donde:

$I_{TR}$  es la intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h.

$Id_{TR}$  es la intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h

$TR$  período de retorno

$t$  Tiempo de duración de la lluvia en minutos

En base del estudio del INAMHI (1999) se determinaron las intensidades máximas representativas, para cada una de las estaciones que se encuentran dentro de la cuenca de estudio. En la Tabla 2 se muestran las intensidades calculadas para un periodo de retorno de 25 años y para diferentes duraciones que van desde 5minutos hasta el tiempo de concentración máximo de 40 minutos correspondiente a la cuenca más grande.

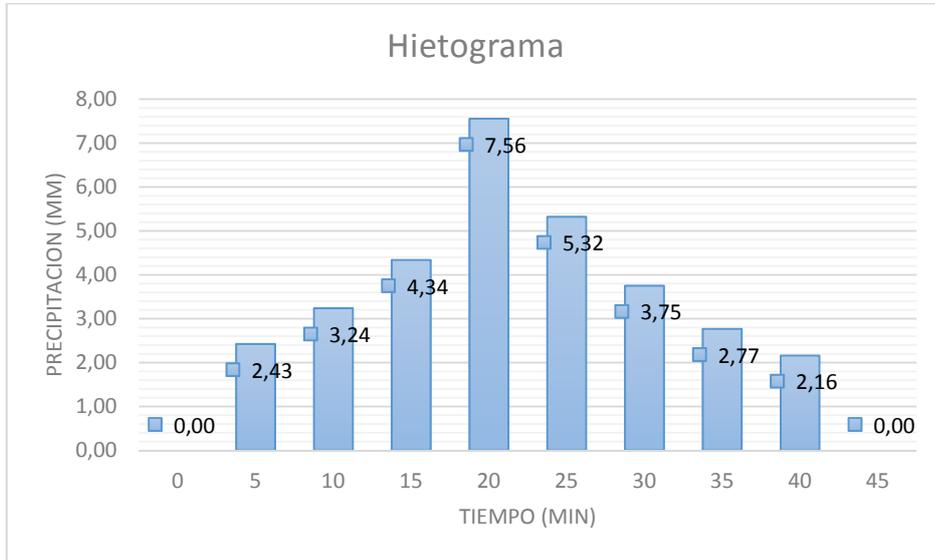
Tabla 2. Intensidad de lluvia en las subcuencas en la zona 3.

<b>t (duración)</b>	5min	10min	15min	20min	25min	30min	35min	40min
<b>Intensidad (mm/h)</b>	151.131	106.5	86.76	75.02	64.8	55.4	48.5	43.3

Fuente: P. Lima

Para generar el hietograma necesario para el análisis de las subcuencas se utilizó el método de los bloques alternos (alternating block method, Chow et al. 1993) (Ver Figura 2)

Figura 2. Hietograma de bloques alternos de la subcuenca 0.

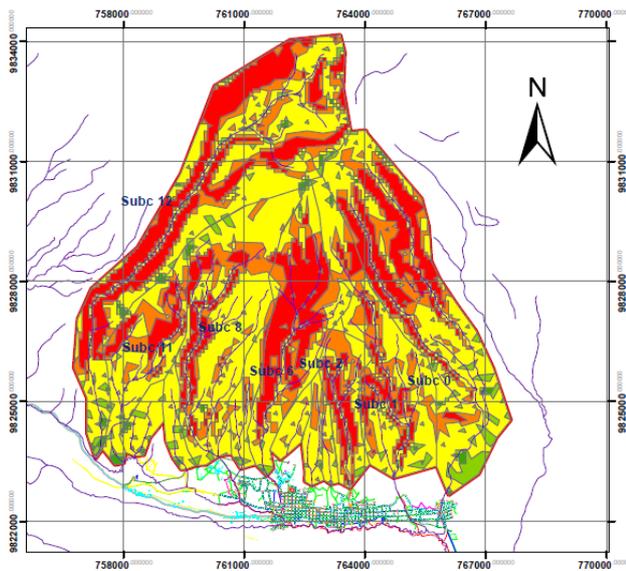


Fuente: (LIMA, P., 2015)

### CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS SUBCUENCAS

Para la determinación de la pendiente media de la cuenca se considera el modelo digital del terreno, además se toma en cuenta la clasificación de la tabla x, donde se especifica el tipo de terreno en función de su pendiente media.

Figura 3. Mapa de pendientes de las subcuencas que drenan el cantón.



Fuente: (LIMA, P., 2015)

## ANÁLISIS ESPACIAL DEL TIPO Y USO DEL SUELO

### TEXTURA DEL SUELO

La textura representa el contenido de arena, limo, arcilla, grava y cantos del suelo y está relacionada con la capacidad de infiltración.

La textura del suelo se clasifica en seis clases que varían de gruesa a fina, y además las doce clases texturales que se utilizan para identificar los grupos de suelo con mezclas parecidas de partículas generales según USDA de taxonomía de suelos, realizando el análisis de las subcuencas se pudo identificar que la textura predominante de las subcuencas corresponde una arena fina mal graduada correspondiente al tipo de suelo del grupo B y cuya tasa de infiltración según Chow (1993) y USDA-SCS (1964) es de 7 a 9mm/h.

### USOS DEL SUELO Y COBERTURA VEGETAL

El uso del suelo de la zona de estudio se ha tabulado de manera que se pueda identificar el porcentaje de área que ocupa cada clase y se ha determinado el porcentaje de ocupación respecto al área total de la cuenca.

En la Tabla 3 se muestran los usos del suelo en la cuenca que drena al río de Guano junto a la parte urbana. Analizando el cuadro se puede observar que las áreas de drenaje están muy intervenidas ya que analizando la imagen de Guano se ha podido observar que más del 95% del suelo ha sido modificado mediante cultivos, con muy poca área de bosques plantados con árboles de eucalipto. Dichos árboles no son originarios de esta zona formando parte de las plantaciones invasivas que en lugar de producir beneficios en el suelo aumentan el riesgo de erosión, ya que no permite el crecimiento de otras especies originarias debido a la acidez de los suelos que rodean estos bosques. Además se ha podido observar muy poca presencia de los páramos (menor al 5%) en las partes altas de las subcuencas.

Es importante recalcar que el área urbana ubicada en la parte baja no sobrepasa el 5% de las áreas totales de aportación de las subcuencas que la drenan por lo que se justifica el presente estudio.

Tabla 3: uso del suelo en las subcuencas de guano

NOMBRE	USO DEL SUELO	AREA (m <sup>2</sup> )
SUBCUENCA 0	Cultivos de Ciclo Corto	3797745.559
SUBCUENCA 1	Cultivos de Maíz y cultivos indiferenciados	13720241.66
SUBCUENCA 2	Paramo y pasto cultivado	21753347.33
SUBCUENCA 3	Pasto Cultivado y cultivos de ciclo corto	134188.723
SUBCUENCA 3	Zona Urbana	47815.022
SUBCUENCA 4	Cultivos de Ciclo Corto	3939.566
SUBCUENCA 5	Cultivos Indiferenciados	1693.58
SUBCUENCA 6	Cultivos Indiferenciados	3220.928
SUBCUENCA 7	Cultivos Indiferenciados	2527.946
SUBCUENCA 8	Cultivos Indiferenciados y paramo	6139.622
SUBCUENCA 9	Paramo	11281.11
SUBCUENCA 10	Cultivos Indiferenciados	1761977.33

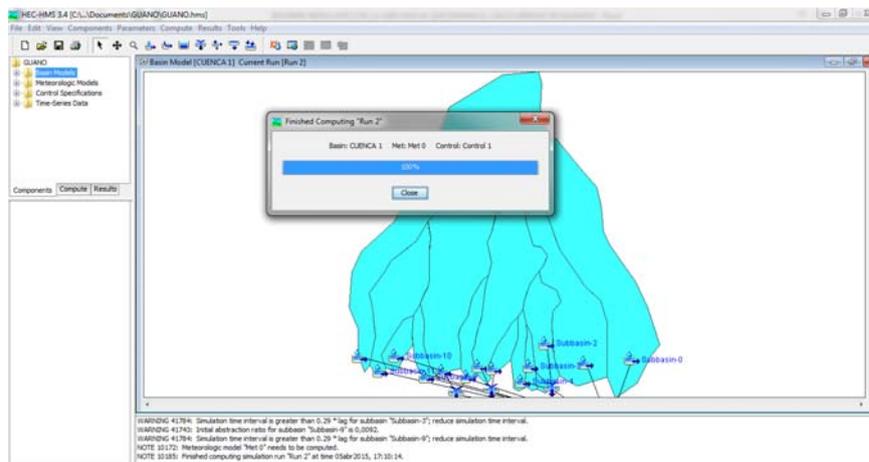
SUBCUENCA 11	Cultivos Indiferenciados y paramo	21238411.74
SUBCUENCA 12	Bosque Natural	633424.063
SUBCUENCA 12	Cultivos de Ciclo Corto	13577558.55
		76693512.72

Fuente: (LIMA, P., 2015)

## SIMULACIÓN HIDROLÓGICA MEDIANTE EL PROGRAMA HEC HMS

El programa HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) se ha convertido en una herramienta de mucha utilidad para el análisis hidrológico y de gestión de riesgos de una subcuenca, en este caso se utilizó para determinar los caudales de crecida en las partes bajas de las subcuencas para de esta manera poder dimensionar adecuadamente las quebradas que drenan las subcuencas y en otros casos proporciona los volúmenes de las crecidas de manera que se puede dimensionar embalses de regulación en zonas con menor vulnerabilidad.

Figura 4. Simulación Hidrológica de las subcuencas de Guano en el Modelo HEC HMS



Fuente: (LIMA, P., 2015)

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### DIMENSIONAMIENTO DE LAS QUEBRADAS EN EL CANTÓN GUANO EN FUNCIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO

Se ha realizado la simulación de dos escenarios uno que es el caso más crítico con un periodo de retorno de 25 años y en donde el suelo tiene características más impermeables (suelo saturado) y la segunda simulación corresponde al caso de un periodo de retorno de 5 años y suelo permeable, dichos resultados permiten realizar un dimensionamiento de los canales o colectores principales que drenarán las subcuencas y que atraviesan la parte urbana del cantón Guano (Ver Tabla 4).

Tabla 4: Dimensionamiento de los canales que drenan la parte urbana según escenarios de estudio.

SUBCUENCA	PERIODO DE RETORNO	J	B	H	V	QPICO
		m/m	M	M	M/S	M <sup>3</sup> /S
0	25 AÑOS	0.06	2.3	2	9.93	45.68
	5 AÑOS		2	1.5	8.71	26.14
1	25 AÑOS	0.06	2	1.5	8.71	26.14
	5 AÑOS		1.5	1.5	7.72	17.36
2	25 AÑOS	0.06	1.5	1	6.96	10.44
	5 AÑOS		1	1	5.89	5.89
3	25 AÑOS	0.06	0.7	0.5	4.27	1.49
	5 AÑOS		0.5	0.5	3.71	0.93
4	25 AÑOS	0.06	1	0.7	5.39	3.77
	5 AÑOS		0.7	0.7	4.64	2.27
5	25 AÑOS	0.06	0.5	0.5	3.71	0.93
	5 AÑOS		0.4	0.4	3.2	0.51
6	25 AÑOS	0.06	2	1.6	8.86	28.35
	5 AÑOS		2	1	7.72	15.43
7	25 AÑOS	0.06	1	0.7	5.39	3.77
	5 AÑOS		0.8	0.5	4.49	1.8
8	25 AÑOS	0.06	2	2	9.35	37.39
	5 AÑOS		1.7	1.5	8.15	20.78
9	25 AÑOS	0.06	0.7	0.7	4.64	2.27
	5 AÑOS		0.6	0.6	4.19	1.51
10	25 AÑOS	0.06	0.6	0.6	4.19	1.51
	5 AÑOS		0.6	0.4	3.78	0.91
11	25 AÑOS	0.06	1.5	1.4	7.6	15.95
	5 AÑOS		1.5	1	6.96	10.44
12	25 AÑOS	0.06	2.5	2	10.28	51.41
	5 AÑOS		2	1.7	9	30.59

Fuente: (LIMA, P., 2015)

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los dos escenarios se han obtenido los caudales pico que permiten dimensionar la sección mínima libre de cada una de las quebradas. Por ejemplo a continuación se analizará la subcuenca 0 (Ver Tabla 4) que es la corresponde a la ubicada en el extremo este. En la quebrada que drena dicha subcuenca es necesario que la sección libre sea de 2.5mx2.5m para un caudal pico provocado por una precipitación de 25 años de periodo de retorno. Por otro lado, para un periodo de retorno de 5 años la misma quebrada necesita una sección libre de 2.0m x 1.8m. La sección libre que deberá tener cada quebrada dependerá de la aceptación del riesgo por parte de las autoridades encargadas de la planificación del territorio.

Para la subcuenca 1, es necesario dejar la quebrada con una sección libre de 1.5mx1.5m para una lluvia con un periodo de retorno de 5 años, mientras que para un periodo de retorno de 25 años dicha sección debe ser de 2.0mx1.5m.

Para la quebrada que drena la subcuenca 2, es necesario dejar una quebrada con una sección libre de 1.0mx1.0m para un periodo de retorno de 5 años. Por otro lado, para un periodo de retorno de 25 años es necesario una sección de 1.5mx1.0m.

Para la quebrada que drena la subcuenca 6, la sección para un periodo de retorno es 25 años es de 2.0mx1.6m mientras que para un periodo de retorno de 5 años es de 2.0mx1.0m.

Para las demás subcuencas que drenan el casco urbano se prevé la construcción de embalses de retención con muros de gaviones cuyo volumen ha sido determinado en la siguiente tabla y cuyo lado ha sido calculado para una altura de un metro.

Tabla 5: Dimensionamiento de los reservorios para disminuir el caudal pico en zonas con menor riesgo.

SUBCUENCA	ÁREA DE DRENAJE	DESCARGA PICO	VOLUMEN	LADO
				RESERVORIO (M)
	KM2	M3/S	M3	H=1M
3	0.61	1.6	1400	37.4
4	1.01	3.8	4300	65.6
5	0.9	0.9	600	24.5
7	1.2	3.1	2800	52.9

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este proyecto se ha evidenciado el gran aporte que representa el análisis del dimensionamiento de los caudales de crecida de las cuencas que drenan la parte urbana de una ciudad para la gestión del uso del suelo en zonas de drenaje y aledañas.

Debido al reciente crecimiento urbano del cantón se puede constatar que las quebradas naturales formadas para el drenaje de las cuencas altas siguen manteniendo su curso natural que es atravesando la parte urbana, el problema radica en que gran parte de la infraestructura ha sido construida sin considerar las áreas de inundación de dichas quebradas.

El departamento de gestión de territorio deberá considerar las áreas de mayor riesgo para un caudal con periodo de retorno de 25 años para la delimitación de las zonas urbanas habitables.

Las zonas de drenaje son áreas formadas por la naturaleza durante su formación geológica, la ingeniería civil a través de estas investigaciones trata de entender y adaptar la infraestructura para satisfacer las necesidades de la población, el éxito de esta infraestructura dependerá del buen entendimiento de la interrelación de los fenómenos naturales y de los efectos antrópicos sobre el suelo.

## **REFERENCIAS**

Chow, V. T. (1993). Hidrología aplicada. Santafé de Bogotá, McGraw-Hill.

Chow V. T. (2004). Hidráulica en Canales Abiertos. Editorial McGraw–Hill, Colombia.

Kite G. W. (1988). Frequency and Risk Analyses in Hydrology. Water Resources Publication.

Monsalve, G. (1995). Hidrología en la Ingeniería. Santafé de Bogotá, Escuela Colombiana de Ingeniería.

Rodríguez, L. (1999). Estudio de lluvias Intensas. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología del Ecuador.

USACE. (2010). Hec-hms user's manual version 3.5. Technical report, US Army Corps of Engineers. <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>

## Capítulo 2. Determinación de rangos de caudales, para los cuales la pendiente longitudinal de un canal se comporta como moderada o empinada

*Ramiro V. Marbello Pérez (1), Daniel M. Ocampo Giraldo (2)*

(1) Universidad Nacional de Colombia (Colombia) [rvmarbel@unal.edu.co](mailto:rvmarbel@unal.edu.co).

(2) Universidad Nacional de Colombia (Colombia) [dmocampo@unal.edu.co](mailto:dmocampo@unal.edu.co).

---

**RESUMEN.** El diseño de redes de alcantarillado presupone la ocurrencia del flujo uniforme subcrítico o supercrítico, pese a conocer que, realmente, además del flujo uniforme, pueden coexistir los flujos gradual y rápidamente variados, en ambos regímenes.

En el presente trabajo se deducen una ecuación general y cuatro particulares, que permiten calcular la pendiente crítica límite,  $S_{CL}$ , y los rangos de caudales, para los cuales un canal, de forma y características geométricas dadas, se comportaría como un canal suave o empinado, dependiendo de que el caudal que ha de transportar pertenezca a uno u otro rango de caudales. Las ecuaciones particulares aquí deducidas servirán para determinar anticipadamente el comportamiento que tendrían los canales, frente a diferentes escenarios de caudales, entre los que se incluye su caudal de diseño.

Finalmente, se presenta un ejemplo de aplicación de dichas ecuaciones, a un canal de sección transversal circular, sección extensivamente empleada en redes de alcantarillado.

**ABSTRACT.** The sewers design presupposes the occurrence of subcritical and supercritical uniform flow, despite knowing that, besides the uniform flow, can be coexist gradually and rapidly varied flows, in both regimes.

In this paper, a general equation and four specific equations are deduced, which allow to calculate the slope limit critical,  $S_{CL}$ , and ranges of flows, for which a channel with shape and geometric characteristics given, behaves as a mild slope channel or steep slope channel, depending on the flow to be carried belongs to one or other flow range. The particular equations here deduced will serve to early determine the behavior that canals would have in different flow scenarios, including the design flow.

Finally, the use of one of the particular equations derived here is illustrated with an example of application to a channel of circular cross section, which is extensively used in sewage systems.

---

Palabras clave: Hidráulica de canales abiertos, flujo gradualmente variado, flujo crítico, pendiente crítica, perfiles de flujo.

Keywords: Open Channels Hydraulics, gradually varied flow, critical flow, critical slope, flow profiles

## INTRODUCCIÓN

Conocer de antemano el caudal de diseño es de gran importancia, a la hora de emprender el diseño de cualquier obra hidráulica, pues constituye uno de los parámetros más relevantes en el análisis y diseño de estructuras hidráulicas, en general. En particular, el análisis y el cálculo de perfiles de flujo en canales abiertos, además de las características geométricas e hidráulicas del canal, debe conocerse la magnitud del flujo que conducirá el canal, para determinar las características del flujo que se presentan a lo largo de la conducción y el comportamiento de ésta, en función de los posibles regímenes de flujo.

Los regímenes de flujo en un canal dependen de la geometría y dimensiones de su sección transversal, y del caudal que transporta, pudiendo ser crítico, si el Número de Froude,  $F$ , es igual a uno, supercrítico, si el  $F > 1$ , o subcrítico, caracterizado por un  $F < 1$ .

Por otra parte, la pendiente longitudinal del canal,  $S_0$ , siendo un parámetro hidráulico fijo, se puede comportar como pendiente crítica, subcrítica (suave), o supercrítica (fuerte), en función de que el flujo sea uniforme y crítico, simultáneamente, subcrítico o supercrítico, respectivamente. Una u otra situación dependerá de la magnitud del caudal que conduzca.

Un tipo de flujo de frecuente ocurrencia en canales abiertos es el Flujo Gradualmente Variado, FGV, caracterizado por presentar una variación suave o gradual de la profundidad del mismo, a lo largo del canal. A la representación gráfica de la superficie libre del FGV, en sentido longitudinal, se le conoce con el nombre de Perfil de Flujo, cuyo análisis, cálculo y dibujo son prácticas frecuentes y fundamentales en el ejercicio de la Hidráulica Aplicada. (Marbello, 2005)

Tradicionalmente, en un problema de análisis y cálculo de perfiles de FGV en canales abiertos, se opera con un valor único de la magnitud del caudal que ha de transportar, para una geometría, una pendiente y una rugosidad determinadas, sin considerar otros escenarios de posibles caudales. Resultado de ello, el perfil de flujo posible será único, y la altura de las paredes laterales del canal incluyen bordes libres conservadores, a fin de prevenir desbordamientos de agua, sin más.

El trabajo aquí desarrollado deduce una ecuación de tipo general, es decir, aplicable a cualquier tipo de sección transversal de canales prismáticos, la cual permitirá predecir el comportamiento de la pendiente longitudinal del canal, frente a distintos rangos de caudales que el éste pueda conducir. Tal deducción se basa en la ecuación de Manning y en la condición de flujo en régimen crítico, derivando la pendiente longitudinal crítica,  $S_c$ , con respecto a la profundidad crítica del flujo,  $y_c$ .

El aporte del presente trabajo consiste en proponer una ecuación general para facilitar el cálculo rápido de la pendiente longitudinal crítica límite del canal,  $S_{cL}$ , la cual es la pendiente crítica más pequeña que puede adoptar el canal, a fin de mantener un flujo uniforme y crítico, a la vez. Además, contribuye a la Hidráulica de canales con el cálculo de rangos de caudales, para los cuales una pendiente dada del canal se comportaría como pendiente suave (canal tipo M) o como pendiente fuerte (canal tipo S).

## ANTECEDENTES

Para dimensionar canales, y calcular y dibujar perfiles de FGV, se precisa del caudal,  $Q$ , el coeficiente de rugosidad, de Manning,  $n$ , la geometría de la sección transversal y la pendiente longitudinal del fondo del canal,  $S_o$ . Tales datos se introducen en una ecuación de resistencia, como la de Manning, o la de Chèzy o la de Darcy & Weisbach, combinada con la de Colebrook & White, a fin de calcular la profundidad normal,  $y_n$ , del flujo uniforme, o calcular la pendiente normal del canal,  $S_{on}$ . (Marbello, 2005)

De otro lado, empleando la ecuación del estado crítico del flujo, se puede determinar el valor de la profundidad crítica del mismo,  $y_c$ , y con ésta, la pendiente crítica,  $S_c$ , en función del caudal y de la geometría de la sección transversal del canal.

Comparando los valores correspondientes de  $y_n$  y  $y_c$ , o los valores de  $S_o$  y  $S_c$ , se puede colegir si el canal es de pendiente suave ( $S_o < S_c$  y  $y_n > y_c$ ), o es de pendiente fuerte ( $S_o > S_c$  y  $y_n < y_c$ ). En tales casos, a los canales se les llama Canal Tipo M o Canal Tipo S, respectivamente, y a los perfiles de flujo correspondientes se les designa por M1, M2 y M3, o S1, S2 y S3, según el caso. (Chow, 1988)

Tales tipos de canales y designaciones de perfiles de FGV se hacen con base en un valor único del caudal que ha de transportar el canal en cuestión, lo cual es el resultado de un único escenario de trabajo de dicho canal. Ello obligaría a la definición del tipo de canal y a la designación del tipo de perfil de flujo que se presentará, si el caudal es distinto del empleado en el escenario anterior, requiriéndose, para ello, la repetición de los cálculos arriba mencionados, mismos que serían tediosos, si se trata de tres o más caudales diferentes.

## DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN GENERAL PARA LA PENDIENTE CRÍTICA LÍMITE, $S_{cL}$

La ecuación de la Energía Específica,  $E$ , en función de la profundidad del flujo en canales abiertos, para un caudal dado,  $Q$ , expresa:

$$E = y \cos^2 \theta + \frac{\alpha V^2}{2g} = y \cos^2 \theta + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \quad (1)$$

de la cual se deduce la ecuación del estado crítico del flujo, representado por el punto crítico,  $C^E$ , de la Figura 1:

$$\frac{\alpha Q^2 T_c}{g A_c^3 \cos^2 \theta} = 1 \quad (2)$$

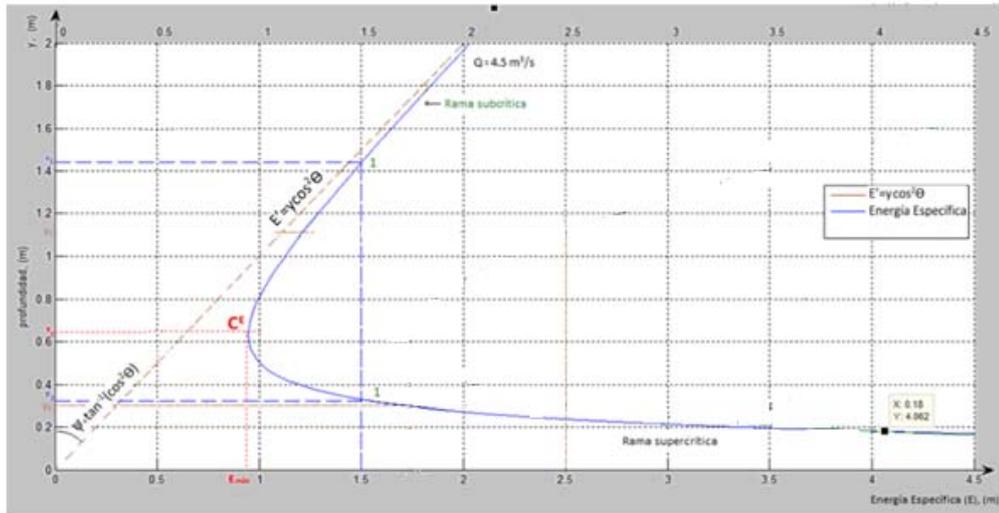
siendo  $y$  la profundidad del flujo en la sección vertical del canal,  $\theta = \tan^{-1}(S_o)$ , el ángulo que forma la rasante del fondo del canal, con la línea horizontal,  $\alpha$  es el coeficiente de Coriolis,  $V$  es la velocidad media del flujo en la sección vertical del canal,  $g$  es la aceleración gravitacional,  $Q$  es la magnitud del caudal que fluye por el canal,  $A$  es el área mojada del flujo en la sección transversal, y  $S_o$ , la pendiente longitudinal del canal.

La ecuación (2) también se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{\alpha V_c^2}{g} = \frac{A_c}{T_c} \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] \quad (3)$$

$$\therefore V_c = \sqrt{\frac{g}{\alpha}} \sqrt{\frac{A_c}{T_c}} \cos [\tan^{-1}(S_o)] \quad (4)$$

Figura 1. Curva de variación de la energía específica con la profundidad del flujo, para un caudal dado, Q



Fuente: Elaborada por los autores

Por otro lado, la ecuación de Manning, para flujo uniforme y crítico, expresa lo siguiente:

$$V_c = \frac{\phi}{n} R_{Hc}^{2/3} S_c^{1/2} \quad (5)$$

Igualando las ecuaciones (4) y (5), con el objeto de eliminar la velocidad del flujo, y el caudal, en consecuencia, se tiene:

$$\sqrt{\frac{g}{\alpha}} \sqrt{\frac{A_c}{T_c}} \cos[\tan^{-1}(S_o)] = \frac{\phi}{n} R_{Hc}^{2/3} S_c^{1/2} = \frac{\phi}{n} \left( \frac{A_c}{P_c} \right)^{2/3} S_c^{1/2} \quad (6)$$

de lo cual resulta:

$$S_c = \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \left( \frac{P_c^{4/3}}{T_c A_c^{1/3}} \right) \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] \quad (7)$$

La ecuación (7) es la ecuación general que servirá para deducir las ecuaciones particulares de la pendiente crítica límite,  $S_{cL}$ , de las diferentes secciones transversales que puede tener un determinado canal (Marbello & Álvarez, 2006). Obsérvese en ésta que  $S_c$  es totalmente independiente del caudal del flujo.

Derivando  $S_c$  con respecto a  $y_c$ , a efectos de encontrar valores mínimos, se obtiene:

$$\frac{dS_c}{dy_c} = \frac{g}{\alpha} \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \frac{\cos^2[\tan^{-1}(S_o)]}{T_c^2 A_c^{2/3}} \left[ \frac{4}{3} P_c^{1/3} T_c A_c^{1/3} \left( \frac{dP_c}{dy_c} \right) - P_c^{4/3} \left( A_c^{1/3} \frac{dT_c}{dy_c} + \frac{T_c}{3 A_c^{2/3}} \frac{dA_c}{dy_c} \right) \right] \quad (8)$$

Igualando a cero la ecuación (8), se produce lo siguiente:

$$\frac{dP_c}{dy_c} = \frac{3 \left( \frac{A_c}{T_c} \right) \left( \frac{dT_c}{dy_c} \right) + T_c}{4 R_{Hc}} \quad (9)$$

La ecuación (9) es la ecuación general para calcular el punto extremo (valor mínimo) de la función  $S_c$  vs.  $y_c$ , representada por la ecuación (7).

La Tabla 1 suministra las expresiones de los elementos geométricos y las derivadas de algunos de estos elementos, con respecto a  $y_c$ , necesarios para el empleo de la ecuación general (9), para cada tipo de sección transversal del canal.

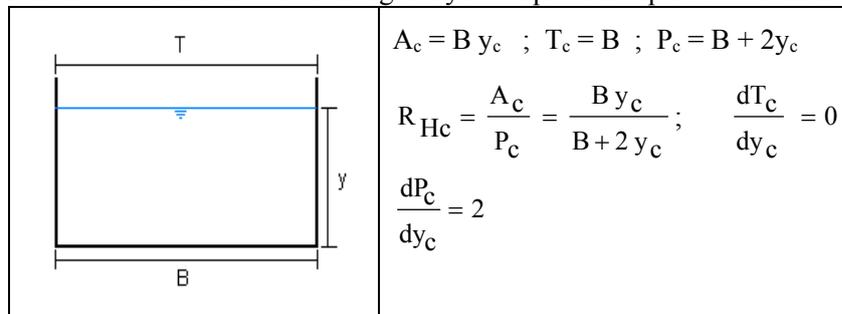
Partiendo de las ecuaciones generales (8) y (9), y empleando los elementos geométricos y las diferenciales presentados en la Tabla 1, resultarán las correspondientes ecuaciones particulares para el cálculo de la pendiente crítica límite,  $S_{cL}$ , del respectivo canal, como se hará a continuación.

## ECUACIONES PARTICULARES PARA LA PENDIENTE CRÍTICA LÍMITE, $S_{cL}$

### Ecuación particular para canales de sección rectangular

Para flujos en régimen crítico, en un canal rectangular de ancho constante,  $B$ , se tienen la geometría y los elementos geométricos mostrados en la siguiente figura:

Figura 2. La sección transversal triangular y las expresiones para sus elementos geométricos.

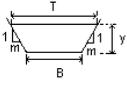
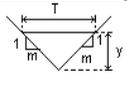
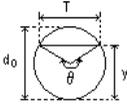
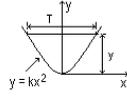


Fuente: Elaboración propia

Reemplazando las expresiones de la Figura 2, en la ecuación (9), se tiene:

Tabla 1. Propiedades geométricas de las secciones transversales más comunes de canales abiertos, en función de la profundidad crítica,  $y_c$ .

Fuente: Elaborada por los autores

TIPO DE SECCIÓN	$A_c$	$P_c$	$R_{Hc}$	$T_c$	$D_c$	$\frac{dA_c}{dy_c}$	$\frac{dP_c}{dy_c}$	$\frac{dT_c}{dy_c}$
 Rectangular	$By_c$	$B + 2y_c$	$\frac{By_c}{B + 2y_c}$	$B$	$y_c$	$B$	$2$	$0$
 Trapezoidal	$(B + my_c)y_c$	$B + 2y_c\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(B + my_c)y_c}{B + 2y_c\sqrt{1 + m^2}}$	$B + 2my_c$	$\frac{(B + my_c)y_c}{By_c + 2my_c}$	$B + 2my_c$	$2\sqrt{1 + m^2}$	$2m$
 Triangular	$my_c^2$	$2y_c\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{my_c}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2my_c$	$\frac{1}{2}y_c$	$2my_c$	$2\sqrt{1 + m^2}$	$2m$
 Circular	$\frac{d_o^2}{8}(\theta_c - \text{sen}\theta_c)$	$\frac{1}{2}\theta_c d_o$	$\frac{d_o}{4}\left(1 - \frac{\text{sen}\theta_c}{\theta_c}\right)$	$\left(\frac{\text{sen}\theta_c}{2}\right)d_o$ ó $2\sqrt{y_c(d_o - y_c)}$	$\frac{d_o(\theta_c - \text{sen}\theta_c)}{8\text{sen}\left(\frac{\theta_c}{2}\right)}$	$2\sqrt{y_c(d_o - y_c)}$	$\frac{d_o}{\sqrt{y_c(d_o - y_c)}}$	$\frac{d_o - 2y_c}{\sqrt{y_c(d_o - y_c)}}$
 Parabólica	$\frac{4}{3}\sqrt{\frac{y_c^3}{k}}$	$T_c + \frac{8y_c^2}{3T_c}$ ó $2\sqrt{\frac{y_c}{k}} + \frac{4}{3}\sqrt{ky_c^3}$	$\frac{2T^2 y_c}{3T^2 + 8y_c^2}$ ó $\frac{2y_c}{3 + 2ky_c}$	$2\sqrt{\frac{y_c}{k}}$	$\frac{2}{3}y_c$	$2\sqrt{\frac{y_c}{k}}$	$\frac{1}{\sqrt{ky_c}} + 2\sqrt{ky_c}$	$\frac{1}{\sqrt{ky_c}}$

$$2 \cdot 4 \left( \frac{B y_{cL}}{B + 2 y_{cL}} \right) = 3 \left( \frac{B y_{cL}}{B} \right) (0) + 1(B) \quad (10)$$

Obteniéndose:

$$\boxed{y_{cL} = \frac{B}{6}} \quad (11)$$

Ahora, para deducir una ecuación particular para la pendiente crítica límite,  $S_{cL}$ , del canal, se emplea la ecuación (7), en donde se sustituirá  $S_c$  por  $S_{cL}$  y  $y_c$  por  $y_{cL}$ , así:

$$S_{cL} = \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \frac{P_{cL}^{4/3}}{T_c A_{cL}^{1/3}} \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] \quad (12)$$

$$S_{cL} = \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \frac{(B + 2y_{cL})^{4/3}}{B (B y_{cL})^{1/3}} \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] = \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \frac{(B + 2y_{cL})^{4/3}}{B (B^{1/3}) y_{cL}^{1/3}} \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] \quad (13)$$

Ahora, reemplazando (11) en (13), se tiene:

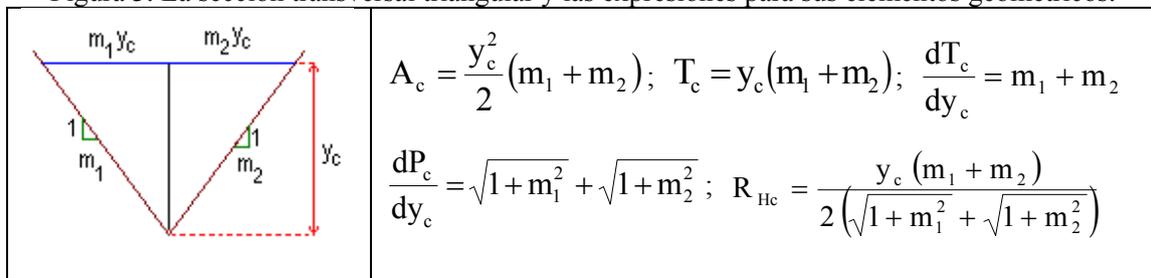
$$S_{cL} = \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \left[ \frac{\left( B + 2 \frac{B}{6} \right)^4}{B^4 \left( \frac{B}{6} \right)} \right]^{1/3} \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] \quad (14)$$

$$\boxed{S_{cL} = \left( \frac{8}{3} \right) \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 B^{-1/3} \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)]} \quad (15)$$

La ecuación (15) es la ecuación particular para calcular la  $S_{cL}$ , en canales de sección rectangular.

### Ecuación particular para canales de sección triangular

Figura 3. La sección transversal triangular y las expresiones para sus elementos geométricos.



Fuente: Elaborada por los autores

Análogamente, como se hizo con la sección rectangular, se reemplazan, en la ecuación (9), las expresiones de la Figura 3, se tiene:

$$\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2} = \frac{3 \left[ \frac{y_c^2}{2} (m_1 + m_2) \right] \left( (m_1 + m_2) + (m_1 + m_2) y_c \right)}{4 (m_1 + m_2) y_c \cdot 2 \left( \sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2} \right)} \quad (16)$$

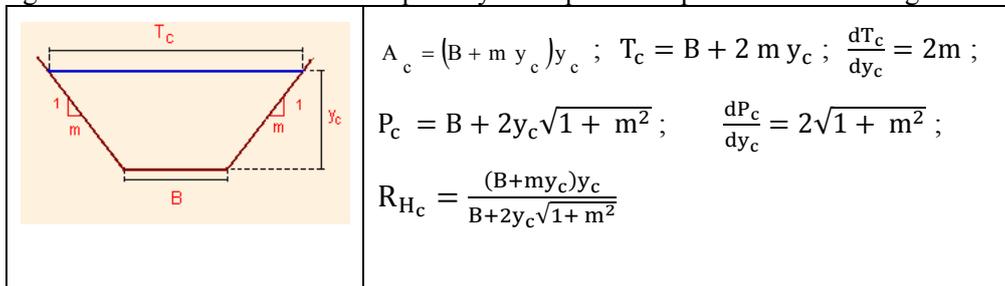
Simplificando la ecuación (16), se obtiene:

$$2 (m_1 + m_2) y_c = y_c (m_1 + m_2) \left( \frac{3}{2} + 1 \right) \quad (17)$$

expresión ésta que conduce a la siguiente ilogicidad matemática:  $2 = 5/2$ , por lo cual no se puede deducir la correspondiente expresión para la pendiente crítica límite,  $S_{cL}$ .

#### Ecuación particular para canales de sección trapezoidal

Figura 4. La sección transversal trapezoidal y las expresiones para sus elementos geométricos.



Fuente: Elaborada por los autores

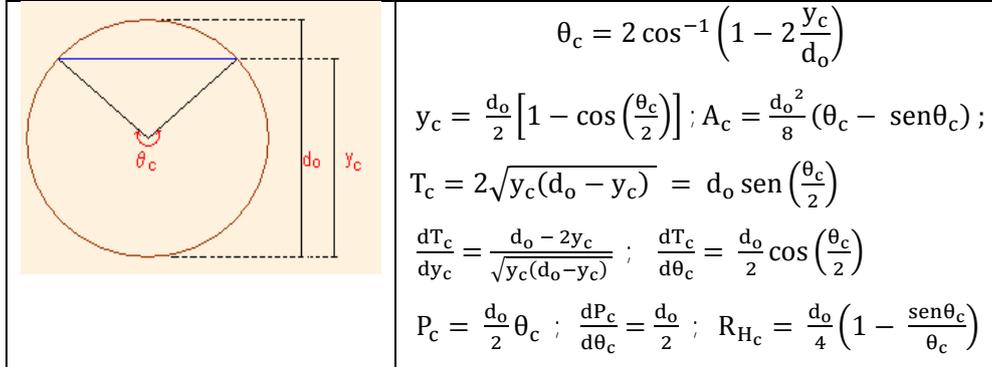
Similarmente, como se hizo con las secciones rectangular y triangular, se reemplazan las expresiones de la Figura 4, en la ecuación (9), obteniéndose la siguiente expresión:

$$\left( 4m^2 \sqrt{1+m^2} \right) y_c^3 + 2mB \left( 5m - 2\sqrt{1+m^2} \right) y_c^2 + 2B^2 \left( 5m - 3\sqrt{1+m^2} \right) y_c + B^3 = 0 \quad (18)$$

expresión ésta que, al resolverla, sus raíces positivas sólo son posibles para taludes laterales,  $m$ , comprendidos en el rango  $0 \leq m \leq 0.4663499315684$ , independientemente del valor del ancho,  $B$ , por lo cual tampoco es posible deducir una expresión matemática para calcular su  $S_{cL}$ .

### Ecuación particular para canales de sección circular

Figura 5. La sección transversal circular y las expresiones para sus elementos geométricos.



Fuente: Elaborada por los autores

Sustituyendo las expresiones mostradas en la Figura 5, en las ecuaciones (7) y (9), se obtiene:

$$S_c = \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \frac{\cos^2 [\tan^{-1}(S_o)]}{(2d_o)^{1/3}} \left[ \frac{\theta_c^{4/3}}{\text{sen} \left( \frac{\theta_c}{2} \right) (\theta_c - \text{sen}(\theta_c))^{1/3}} \right] \quad (19)$$

que, al derivarla con respecto a  $\theta_c$  e igualarla a cero, a efectos de determinar valores extremos, resulta:

$$(\theta_c - \text{sen}(\theta_c)) \left[ 8 \tan \left( \frac{\theta_c}{2} \right) - 3\theta_c \right] - 2\theta_c (1 - \cos(\theta_c)) \tan \left( \frac{\theta_c}{2} \right) = 0 \quad (20)$$

cuya solución es:

$$\theta_{cL} = 2.30517601512 \text{ rad} \quad (21)$$

Domínguez afirmaba que existen más soluciones. Obsérvese en la Figura 8 que esta solución es única.

Reemplazando esta única solución para  $\theta_{cL}$ , en la expresión para  $y_c$ , en función de  $\theta_c$ , resulta la siguiente única expresión para la  $y_{cL}$  del flujo, en canales de sección circular:

$$y_{cL} = \frac{d_o}{2} \left[ 1 - \cos \left( \frac{\theta_{cL}}{2} \right) \right] = \frac{d_o}{2} \left[ 1 - \cos \left( \frac{2.30517601512 \text{ rad}}{2} \right) \right] = \frac{d_o}{2} (0.59387616444) \quad (22)$$

$$y_{cL} = \frac{d_o}{2} (0.59387616444) \quad (23)$$

y la relación de llenado crítica límite, ( $y_{cL}/d_o$ ), se determinará por medio de la siguiente expresión:

$$\frac{y_{cL}}{d_o} = 0.29693808222 \quad (24)$$

León y Estopiñan (1989) reportaron un valor de  $y_{cL}/d_o = 0.304$ .

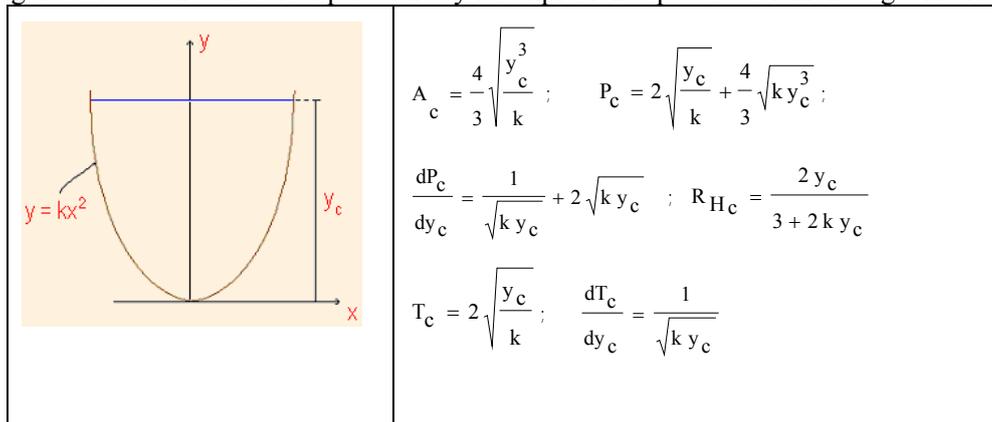
Ahora, sustituyendo, en la ecuación (7), se obtiene:

$$S_{cL} = \left( \frac{2.27906092 \cdot 618}{d_o^{1/3}} \right) \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \cos^2 [\tan^{-1}(S_o)] \quad (25)$$

La ecuación (25) es la ecuación particular para determinar la pendiente crítica límite de canales de sección circular, en función del diámetro.

### Ecuación particular para canales de sección parabólica

Figura 6. Sección transversal parabólica y las expresiones para sus elementos geométricos.



Fuente: Elaborada por los autores

Análogamente, reemplazando las expresiones de la Figura 6, en la ecuación (9), se obtiene la siguiente expresión para el cálculo de la profundidad crítica límite, en canales de sección parabólica:

$$y_{cL} = \frac{1}{2k} \quad (26)$$

Y sustituyendo este resultado en la ecuación (7), se llega a la siguiente expresión:

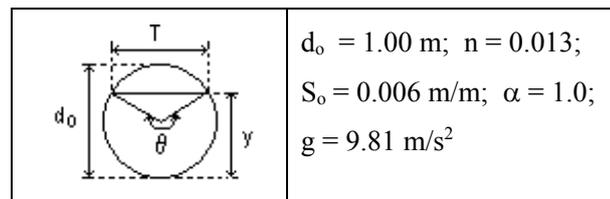
$$S_{cL} = \left( \frac{256}{27} k \right)^{1/3} \left( \frac{g}{\alpha} \right) \left( \frac{n}{\phi} \right)^2 \cos^2 \theta \quad (27)$$

La ecuación (27) es la expresión particular para determinar la pendiente crítica límite en canales de sección parabólica, en función de la constante k.

## EJEMPLO DE APLICACIÓN A UN CANAL DE SECCIÓN CIRCULAR

Sea un canal de sección transversal circular, de diámetro interior  $d_o = 1.00$  m, coeficiente de rugosidad,  $n = 0.013$ , y pendiente longitudinal,  $S_o = 0.006$  m/m. Además,  $\alpha = 1.0$ . Se desea conocer:

Figura No. 7. Sección transversal del canal y datos del ejemplo de aplicación



Fuente: Elaborada por los autores

- la máxima pendiente longitudinal del canal,  $S_o$ , por debajo de la cual pueda asegurarse que, con independencia del caudal, el canal se comportará como Tipo M (suave).
- Determinar el intervalo de caudales,  $Q$ , para el cual el canal se comportará como fuerte (Tipo S), y el intervalo para el cual funcionará como suave (Tipo M).

Solución:

- Cálculo de la pendiente longitudinal máxima, es decir, la pendiente crítica límite,  $S_{cL}$

Empleando la ecuación (25), se tiene:

$$S_{cL} = \left( \frac{2.27906092616}{(1.0)^{1/3} \text{ m}^{1/3}} \right) \left( \frac{9.81 \text{ m/s}^2}{1.0} \right) \left( \frac{0.013}{1.0 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}} \right)^2 \cos^2 [\tan^{-1}(0.006)] \quad (28)$$

$S_{cL} = 0.0037782963$ m/m
-----------------------------

(29)

Este valor representa el mayor valor de la pendiente longitudinal del canal, por debajo del cual todos los caudales que trasesaren por él fluirían en régimen subcrítico, independientemente del caudal. Véanse las Figura 8 y 9.

Así mismo, un valor de  $S_o$  mayor que  $S_{cL}$ , generará dos rangos de caudales, para los cuales el canal se comportará como Tipo M (suave, moderado), y otro, en el cual se comportará como Tipo S (fuerte, empinado, pronunciado), tal como se podrá observar en la Figura 10, y se analizará en la parte b) de este ejemplo.

- Cálculo de los rangos de caudales

Dado que el canal tiene una pendiente longitudinal,  $S_o = 0.006 > S_{cL} = 0.0037782963$ , habrá dos rangos de caudales para los cuales dicha pendiente se comportará como suave, y otro para el cual se comportará como fuerte. Para determinarlos, se procede de la siguiente manera:

Haciendo  $S_c = S_o = 0.006$ , en la ecuación (19), dado que se trata de un flujo uniforme y crítico, simultáneamente, se tiene la siguiente expresión:

$$\left\{ S_o \left( \frac{\alpha}{g} \right) \left( \frac{\phi}{n} \right)^2 \frac{(2d_o)^{1/3}}{\cos^2[\tan^{-1}(S_o)]} \right\} \left[ \sin\left(\frac{\theta_c}{2}\right) (\theta_c - \sin(\theta_c))^{1/3} \right] - \theta_c^{4/3} = 0 \quad (30)$$

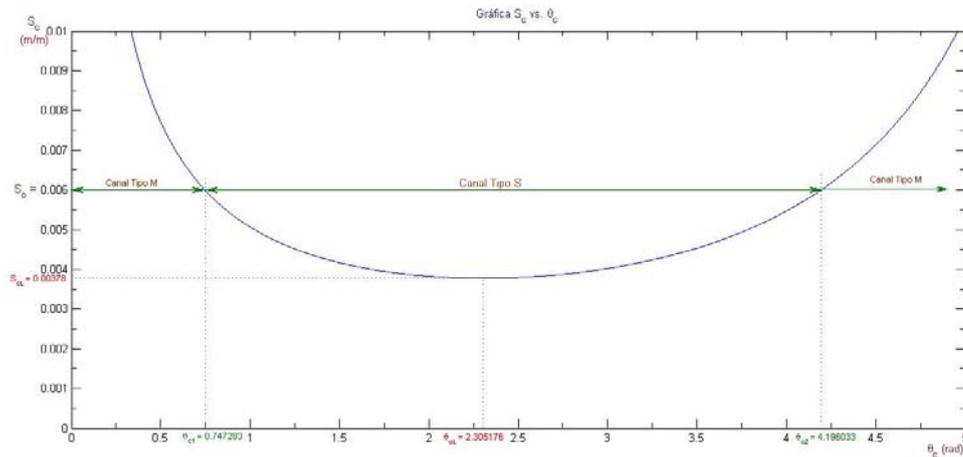
que, al resolverse para  $\theta_c$ , con los valores dados de  $S_o$ ,  $\alpha$ ,  $g$ ,  $\phi$ ,  $n$  y  $d_o$ , resultan las siguientes soluciones: Véase la Figura 8.

$$\theta_{c,1} = 0.747282521342 \text{ rad}$$

y

$$\theta_{c,2} = 4.19603317758 \text{ rad} \quad (31)$$

Figura 8. Curva de variación de  $S_{cL}$  vs.  $\theta_{cL}$  para flujos en canales de sección circular



Fuente: Elaborada por los autores

Consecuentemente, empleando las expresiones para  $y_c$ ,  $A_c$  y  $T_c$  de la Figura (5), resultan los siguientes valores respectivos:

$$\text{Para } \theta_{c,1}: \quad y_{c,1} = 0.035 \text{ m}; \quad A_{c,1} = 0.0085 \text{ m}^2; \quad T_{c,1} = 0.365 \text{ m}$$

y

$$\text{Para } \theta_{c,2}: \quad y_{c,2} = 0.752 \text{ m}; \quad A_{c,2} = 0.6332 \text{ m}^2; \quad T_{c,2} = 0.864 \text{ m} \quad (32)$$

Por otra parte, despejando  $Q = Q_c$  de la ecuación (2), resulta:

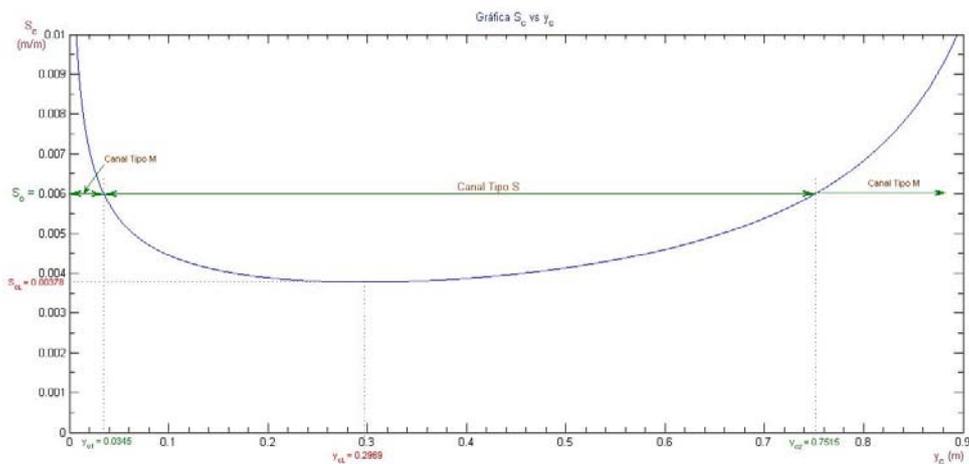
$$Q_c = \sqrt{\frac{g A_c^3}{\alpha T_c}} \cos[\tan^{-1}(S_o)] = \sqrt{\frac{g \left[ \frac{d_o^2}{8} (\theta - \sin \theta) \right]^3}{\alpha d_o \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)}} \cos[\tan^{-1}(S_o)] \quad (33)$$

Reemplazando los valores de  $\theta_{cL}$ ,  $\theta_{c,1}$  y  $\theta_{c,2}$ , además de los de  $g$ ,  $\alpha$ ,  $d_0$  y  $S_0$ , en la ecuación (33), se obtienen los respectivos valores de  $Q_{cL}$ ,  $Q_{c,1}$  y  $Q_{c,2}$ : Véase la Figura 10.

$$Q_{cL} = 0.28292 \text{ m}^3/\text{s}; \quad Q_{c,1} = 0.00403 \text{ m}^3/\text{s}; \quad Q_{c,2} = 1.69760 \text{ m}^3/\text{s} \quad (34)$$

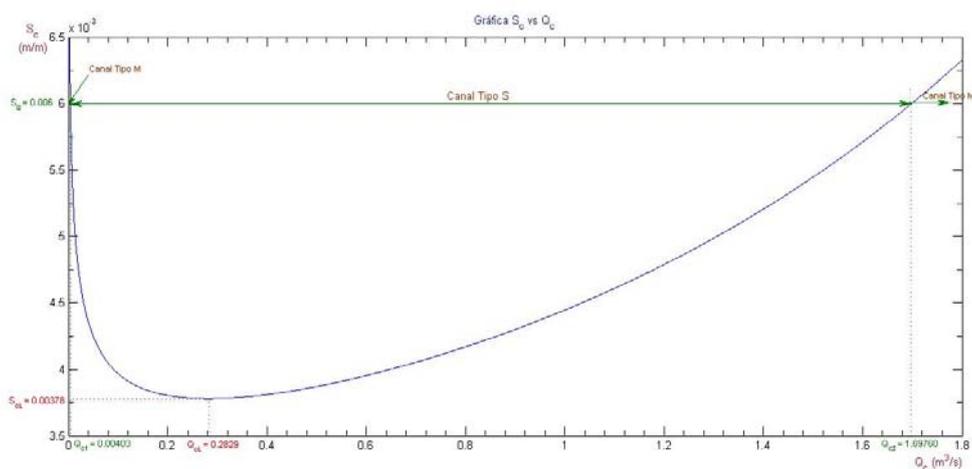
Los dos últimos caudales ( $Q_{c,1}$  y  $Q_{c,2}$ ) son los que delimitan los rangos de caudales, en los cuales el canal de sección circular, con pendiente longitudinal  $S_0 = 0.006 \text{ m/m}$ , se comportará como Tipo M o Tipo S.

Figura 9. Curva de variación de  $S_{cL}$  vs.  $y_{cL}$  para flujos en canales de sección circular



Fuente: Elaborada por los autores

Figura 10. Curva de variación de  $S_{cL}$  vs.  $Q$  para flujos en canales de sección circular



Fuente: Elaborada por los autores

De acuerdo con lo observado en la Figura 10, los rangos de caudales y el comportamiento del canal, son los siguientes:

$$\boxed{\begin{array}{l} \text{Si } 0 \leq Q \leq Q_{c,1} = 0.00403 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y si } Q \geq Q_{c,2} = 1.69760 \text{ m}^3/\text{s} , \\ \text{el canal se comportará como Tipo M} \end{array}} \quad (35)$$

$$\boxed{\begin{array}{l} \text{Si } Q_{c,1} = 0.00403 \text{ m}^3/\text{s} < Q < Q_{c,2} = 1.69760 \text{ m}^3/\text{s} , \\ \text{el canal se comportará como Tipo S} \end{array}} \quad (36)$$

## CONCLUSIONES

A partir de la ecuación de Manning, para flujo uniforme, y de la ecuación del flujo en régimen crítico, es posible hallar una ecuación general para determinar la pendiente crítica límite de canales con flujo en lámina libre.

La pendiente crítica límite de los canales depende de su rugosidad, y de la geometría y dimensiones de su sección transversal, y es independiente del caudal que circule por el mismo.

Dadas la geometría y dimensiones de la sección transversal de un canal prismático, su rugosidad y su pendiente longitudinal, es posible determinar los rangos de caudales, para los cuales el canal puede considerarse como Tipo M (pendiente suave o moderada) o Tipo S (pendiente fuerte o pronunciada).

Con independencia del caudal que fluya por un canal prismático, un canal que presente una pendiente longitudinal menor que su pendiente crítica límite siempre conducirá un flujo subcrítico.

Conocidos la magnitud de la pendiente crítica límite de un canal prismático, y sus rangos de caudales, para los cuales el canal puede comportarse como suave o como fuerte, es posible predecir los perfiles de flujo gradualmente variado que se presentaren si el caudal del flujo cae dentro de uno u otro rango.

## REFERENCIAS

Chow, Ven Te, (1988). Open – Channel Hydraulics. McGraw – Hill Book Company, Inc. U.S.A. 680 p.

Domínguez, F. J., (1978). Hidráulica. 5ª Edición. Editorial Universitaria. Chile. 773 p

León M., A. & Estopiñan P., A. (1989). Hidráulica de Canales. Editorial Pueblo y Educación. La Habana, Cuba.

Marbello P., R. V., 2005. Manual de Laboratorio de Hidráulica. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Medellín, Colombia.

Marbello P., R. V. & ÁLVAREZ L., A. M., 2006. Ecuaciones General y Particulares para el Cálculo de la Pendiente Crítica Límite de Canales Abiertos. XVII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Popayán, Cauca, Colombia.

### **Capítulo 3. Diseño de una red de drenaje pluvial urbano con apoyo de un modelo de simulación hidráulica: caso de estudio Cancún, Quintana Roo**

*Llaguno Guilberto Oscar Jesús (1), Rodríguez Varela José Manuel (2), Alcocer Yamanaka Víctor Hugo (3), Vidal Russi Arturo (4) y Jiménez García Marco Antonio (5)*

(1-2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (México) oscar\_llaguno@tlaloc.imta.mx, manuel\_rodriguez@tlaloc.imta.mx,

(3) Comisión Nacional del Agua (México) yamanaka@conagua.gob.mx

(4-5) Comisión de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Quintana Roo (CAPA) (México) vidalrussi@hotmail.com, mjimenez.tursiops@gmail.com

---

**RESUMEN.** El drenaje pluvial urbano es una medida no estructural que permite la mitigación de inundaciones en unas zonas que presentan afectaciones recurrentes. El diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano con ayuda de un modelo de simulación hidráulica tiene por objetivo conocer el comportamiento del sistema actual y proponer un sistema de drenaje que permite tener la capacidad de desalojo en el menor tiempo posible. El caso de estudio es en las 5 colonias de Cancún, Quintana Roo y de donde resulta un sistema de drenaje pluvial a base de cárcamos de bombeos.

Palabras clave: Drenaje urbano, SIG, simulación hidráulica e inundación

**ABSTRACT.** The urban stormwater drainage is a non-structural measure that allows the flood mitigation in areas with recurring damages. The design of urban stormwater drainage systems with the use of a hydraulic simulation model aims to understand the behavior of the current system and propose a drainage system that allows to have the capacity of eviction in the shortest possible time. The case study correspond to 5 colonies of Cancun, Quintana Roo, resulting in a stormwater drainage based on sumps pumps.

---

Palabras clave: drenaje urbano, SIG, simulación hidráulica, inundación.

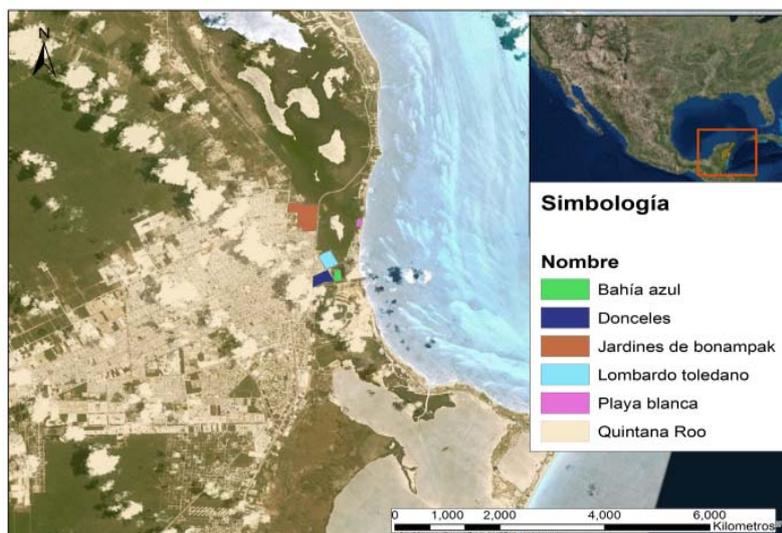
Keywords: Urban drainage, GIS, hydraulic simulation, inundation.

## INTRODUCCIÓN

La ciudad de Cancún, Quintana Roo, en los últimos años ha tenido en los últimos años un crecimiento poblacional acelerado, esto ha contribuido a la construcción de viviendas, carreteras, espacios públicos, hoteles, etc., para los residentes y visitantes. Esto ha cambiado el uso del terreno, al generarse una mayor impermeabilidad de la zona, aunado al nivel freático somero, coadyuva a generar encharcamientos e inundaciones en la zona. Todo lo anterior se ve reflejado en tener un ciclo hidrológico habitual y por las diversas influencias e intervenciones se presenta un ciclo hidrológico urbano (Campos, 2010).

La zona de estudio se encuentra en la parte norte del estado de Quintana Roo, localizándose dentro del municipio de Benito Juárez. En específico se enfoca a las colonias contiguas a la Laguna Manatí: Lombardo Toledano, Jardines de Bonampak, Donceles 28, Villas Playa Blanca y Bahía azul. Geográficamente se ubica entre los paralelos 19° 30' y 21° 36' de latitud norte y los meridianos 87° 32' y 90° 25' de longitud oeste. Limita al norte y este con el Golfo de México, al sur con el Belice y al oeste con el estado de Yucatán.

Figura 1 Macrolocalización y microlocalización.



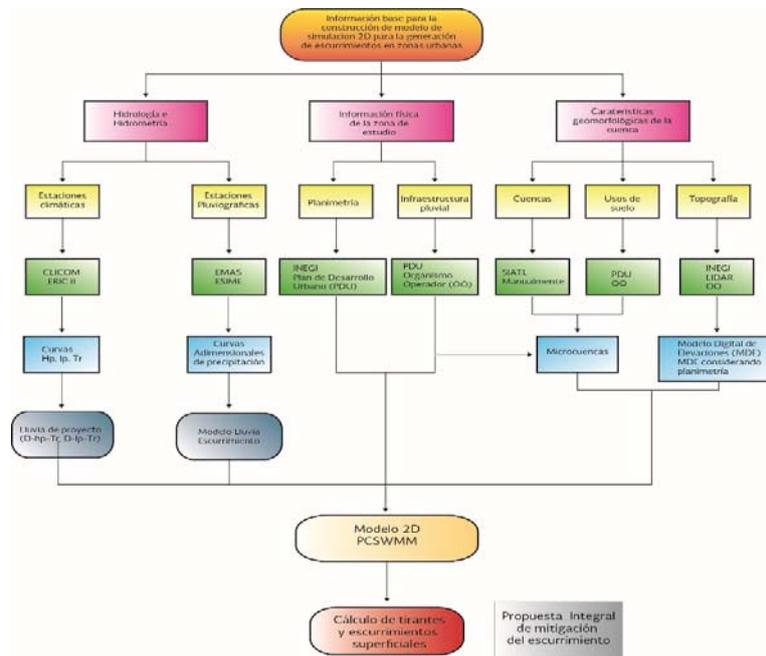
Al año 2010, el municipio registró una población de 661 mil 176 habitantes, según los resultados del Censo de Población y Vivienda (INEGI, 2010).

## MATERIALES Y MÉTODOS

El estudio se analiza de acuerdo con lo descrito por Rodríguez et al., (2014), vea Figura 2, basándose en cinco ejes principales de análisis:

- Análisis hidrológico e hidrográfico.
- Información física de la zona de estudio.
- Geomorfología de las subcuencas y microcuencas.
- Modelación hidráulica.
- Diseño del drenaje pluvial urbano

Figura 2 Metodología para la propuesta del drenaje pluvial urbano

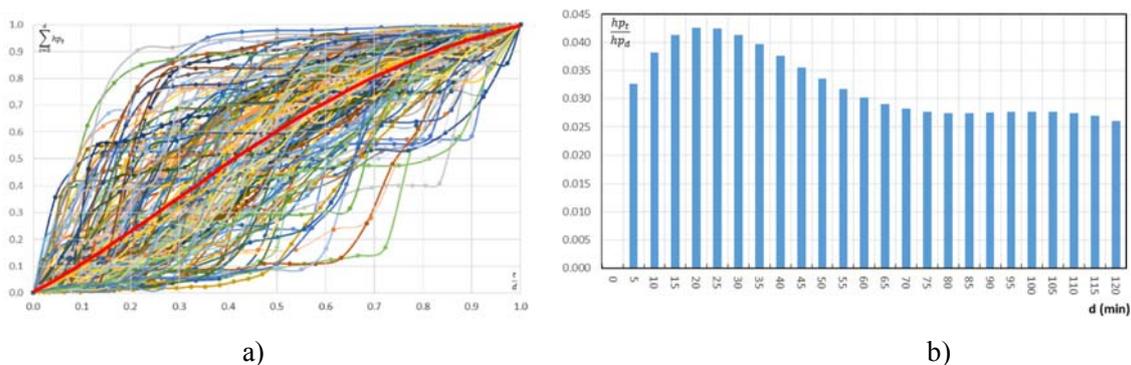


### Análisis hidrológico

Para el análisis hidrológico se recopiló la información de estaciones convencionales y automáticas que se encuentren en los alrededores de la zona de estudio (EMAS de Cozumel, Sian Kann y Cancún con más de 10 años de registro y estación convencional la 23009, 23014, 23019, 23023 y 23155 con más de 25 años de registro), se procede en la parte de las estaciones convencionales a completar las series de tiempo mediante el método del inverso de la distancia al cuadrado (Aparicio, 1989), donde se obtendrán los valores de precipitación máxima anual por cada año de registro de la estación, para posteriormente, con un análisis de frecuencias encontrar una función de distribución de probabilidad que se ajuste de una mejor manera a la serie de tiempo, para diferentes periodos de retorno.

Con los datos de las estaciones automáticas, se generarán las lluvias adimensionales de precipitación de acuerdo con Tholyn y Keifer (1959) que permiten conocer su distribución temporal y, con esta información, poder generar los hietogramas adimensionales de precipitación (Gómez, 2007), vea Figura 3.

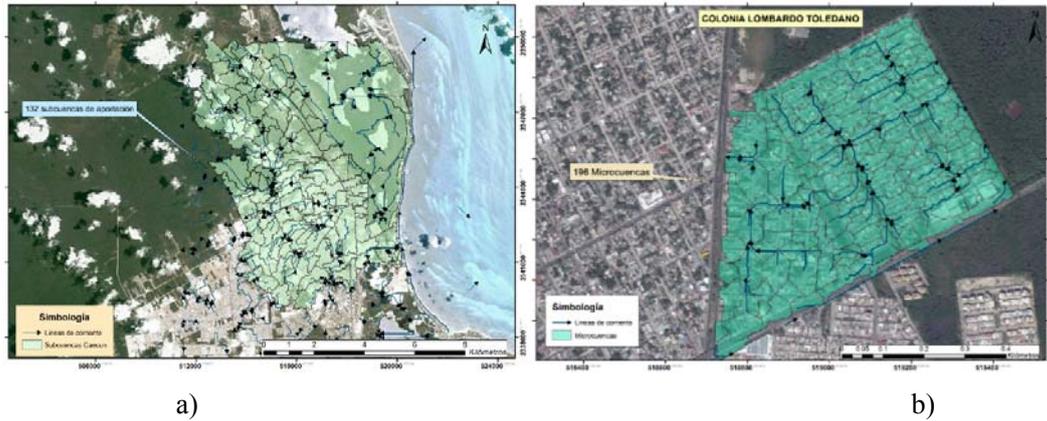
Figura 3 Resultados de la estación Cancún para una duración de 120 min, a) Curvas adimensionales y b) Hietograma adimensional



### Análisis hidrográfico

Se obtienen los datos de topografía existente de la zona, que proporcionan la información necesaria para delimitar la zona de estudio, con las subcuencas y microcuencas de aportación (vea Figura 4), se generaran las líneas principales de corriente y con estas poder conocer aportaciones externas que llegan a la zona de estudio, además de poder construir el Modelo Digital de Elevaciones (MDE) que se utilizará en la modelación hidráulica.

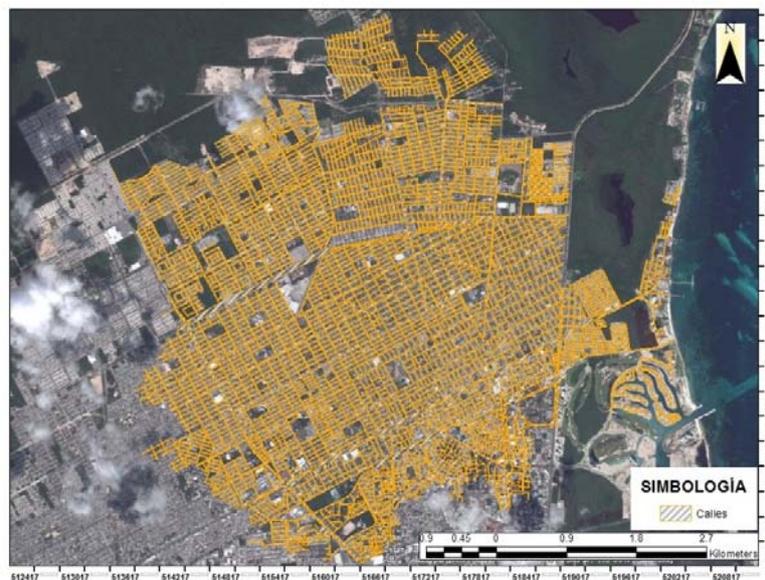
Figura 4 a) Subcuencas de aportación de la zona sur de Cancún y b) Microcuencas de la colonia Lombardo Toledano.



### Información física de la zona de estudio

Se recopila la información de la planimetría de la zona, que permite caracterizar e identificar la infraestructura urbana existente (vea Figura 5).

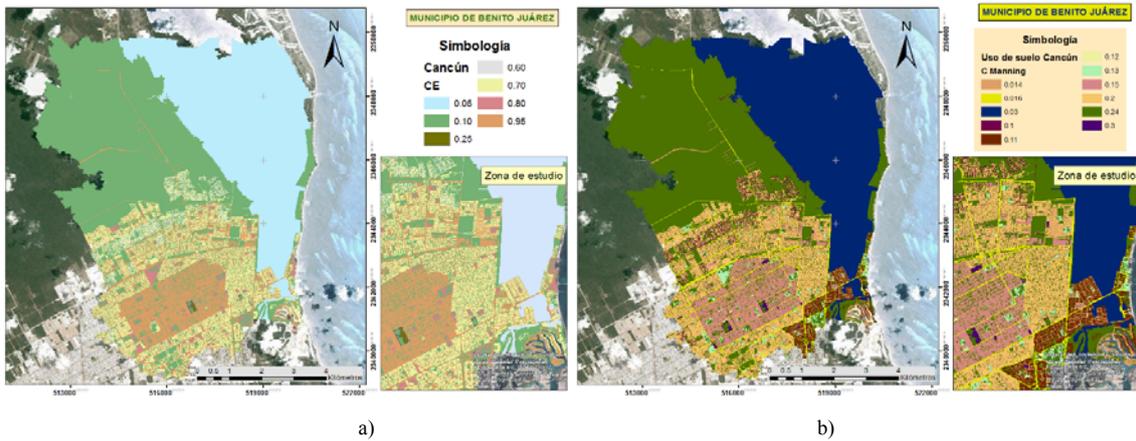
Figura 5 Calles de la ciudad de Cancún, Quintana Roo.



### Geomorfología de las subcuencas y microcuencas

Al determinar las diferentes delimitaciones del análisis hidrográfico, se obtendrán los principales valores geomorfológicos: área, ancho, pendiente, longitud, uso del terreno, y la impermeabilidad de acuerdo se obtienen con el SIG de la zona; el coeficiente de escurrimiento y de rugosidad se obtienen en base a Westphal (2001).

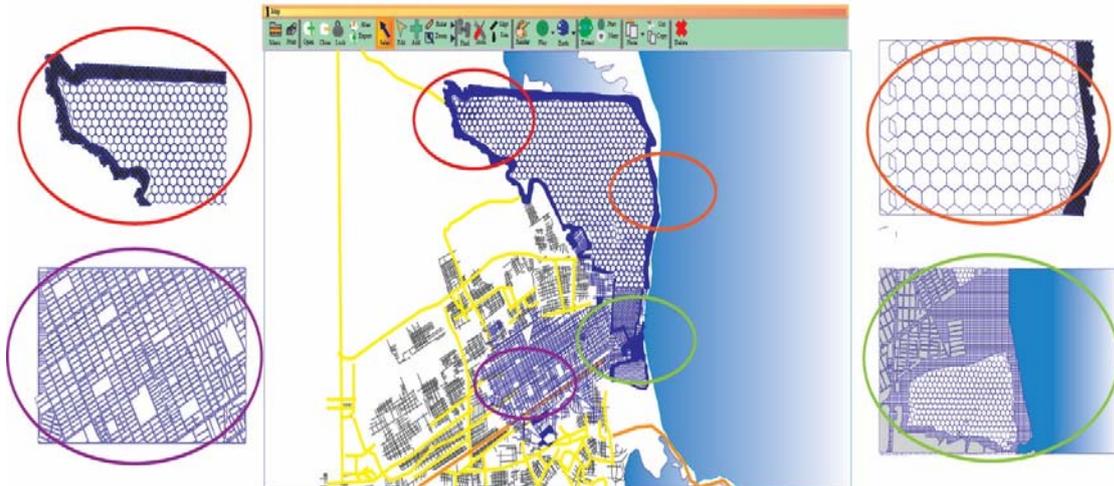
Figura 6 Coeficientes a) de escurrimiento y b) de manning para las subcuencas de aportación.



### Modelación hidráulica

Los datos hidrológicos, hidrográficos, de información física de la zona de estudio y la caracterización de las subcuencas y microcuencas, serán los insumos para la construcción del modelo de escurrimiento, al cual se le formará una malla variable que permita dar dirección y sentido al escurrimiento superficial.

Figura 7 Formas de la celda utilizadas en el modelo matemático.



Se tendrán las variaciones de los escurrimientos con y sin planimetría, para conocer las afectaciones antropogénicas. Después del análisis se procederá a generar una medida integral que permita mitigar las afectaciones provocadas por el escurrimiento pluvial en las diferentes colonias.

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En el modelo se simularon 631 subcuencas y microcuencas de aportación, estableciéndose 6 diferentes escenarios (uno de una condición real de inundación en la zona), vea Tabla 1.

Tabla 1 Escenarios simulados

Lluvia acontecida (Vinculó periodo de retorno)	Precipitación (mm)	Duración (horas)	Duración de la simulación (horas)
Tr 10 años	125.75	2	4
Tr 25 años	151.5	2	4
Tr 50 años	190.46	2	4
1 de junio del 2013	223.9	16	24
Tr 100 años	140.95	2	4

Como resultado se obtuvieron los tirantes máximos para cada escenario, se tomaron algunos puntos de control en las diferentes colonias y a partir de estos, se obtuvieron volúmenes de escurrimiento, vea Tabla 2 a Tabla 6.

Tabla 2 Tirantes máximos en la colonia Bahía Azul.

Ubicación (Calle)	Coordenadas UTM		Periodo de retorno				
	x	y	10	25	50	100	Real
Reforma	519490.364	2341709.08	0.26	0.27	0.27	0.29	0.28
Estéreo 2	519516.175	2341759.29	0.38	0.39	0.39	0.41	0.39
Cuenca	519355.207	2341731.8	0.32	0.33	0.33	0.34	0.39
Ensenada	519358.714	2341781.47	0.28	0.29	0.29	0.30	0.31
Estéreo	519506.147	2341844.14	0.37	0.38	0.39	0.42	0.41
Uno	519355.207	2341731.8	0.38	0.39	0.4	0.41	0.34

Tabla 3 Tirantes máximos en la colonia Jardines Bonampak.

Ubicación (Calle)	Coordenadas UTM		Periodo de retorno				
	X	Y	10	25	50	100	Real
77	517931.694	2343408.11	0.49	0.52	0.63	0.77	0.83
Av. 20 de Noviembre	518113.89	2343459.43	0.56	0.68	0.85	1.18	1.01
C.45-A LB	518145.939	2343473.48	0.83	0.97	1.06	1.24	1.28
Pera	518080.001	2343957.18	1.15	1.14	1.14	1.14	1.15
Chabacano	518080.001	2343957.18	1.15	1.15	1.15	1.14	1.15
Sonora	518032.287	2344097.45	0.73	0.74	0.74	0.75	0.73
Los corales plus	518578.433	2343968.74	0.57	0.61	0.65	0.72	0.6
Los corales plus	518722.052	2343867	0.57	0.6	0.65	0.72	0.6

Tabla 4 Tirantes máximos en la colonia Donceles 28

Ubicación (Calle)	Coordenadas UTM		Periodo de retorno				
	X	Y	10	25	50	100	Real
Chichen-itza	518993.808	2341589.48	0.54	0.56	0.57	0.59	0.53
Francisco J. Mina	519010.66	2341634.24	0.45	0.39	0.35	0.31	0.46
José María Morelos	519105.969	2341633.45	0.51	0.53	0.55	0.56	0.52
Mariano Matamoros	519107.284	2341665.96	0.51	0.52	0.54	0.56	0.41
José Mariano Michelena	519229.723	2341630.67	0.42	0.44	0.44	0.47	0.43

Tabla 5 Tirantes máximos en la colonia Lombardo Toledano.

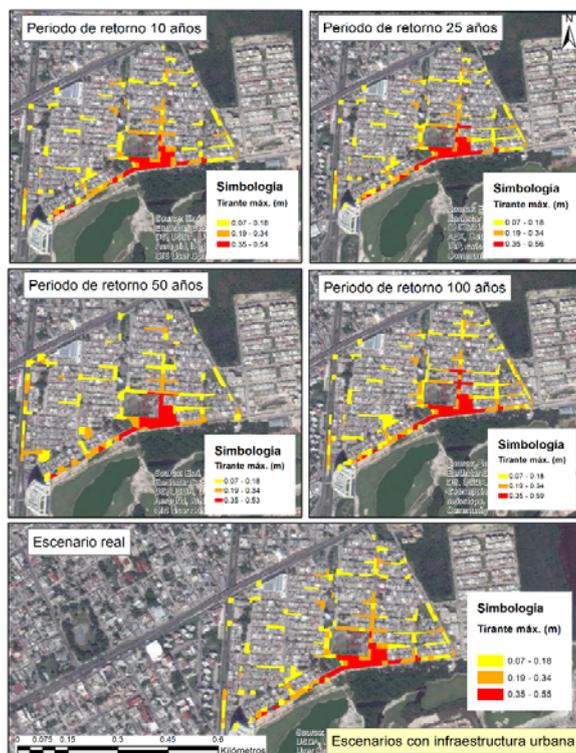
Ubicación (Calle)	Coordenadas UTM		Periodo de retorno				
	X	Y	10	25	50	100	Real
Toledano	519142.867	2342096.83	0.37	0.38	0.38	0.4	0.39
Aquiles	518976.812	2342478.53	0.39	0.4	0.4	0.41	0.42
Serdán	518962.762	2342465.51	0.45	0.46	0.46	0.47	0.47
Plan de Ayala	519009.345	2342369.25	0.42	0.43	0.43	0.44	0.43
20 de Noviembre	519046.781	2342291.24	0.52	0.53	0.53	0.54	0.53
Artículo LB	519089.117	2342241.51	0.42	0.43	0.44	0.45	0.43
Librado	519123.156	2342210.76	0.5	0.5	0.51	0.52	0.51
Rivera	519104.346	2342244.79	0.45	0.46	0.47	0.48	0.46
Artículo	519060.264	2342307.47	0.18	0.25	0.38	0.48	0.47
216	519363.938	2342335.75	0.52	0.55	0.58	0.61	0.58
16	519218.798	2342608.74	0.52	0.55	0.58	0.61	0.58
4	519363.938	2342335.75	0.39	0.4	0.41	0.43	0.39

Tabla 6 Tirantes máximos en la colonia Playa Blanca.

Ubicación (Calle)	Coordenadas UTM		Periodo de retorno				
	X	Y	10	25	50	100	Real
Espada	520004.611	2343707.58	0.29	0.3	0.31	0.34	0.37
Gupy	519954.872	2343505.9	0.26	0.27	0.27	0.29	0.31

En la figura 8 se presenta el incremento de tirantes producto de la lluvia generada para los diferentes escenarios en la colonia Donceles 28 (vea Figura 8).

Figura 8 Tirantes máximos en la colonia Donceles 28.



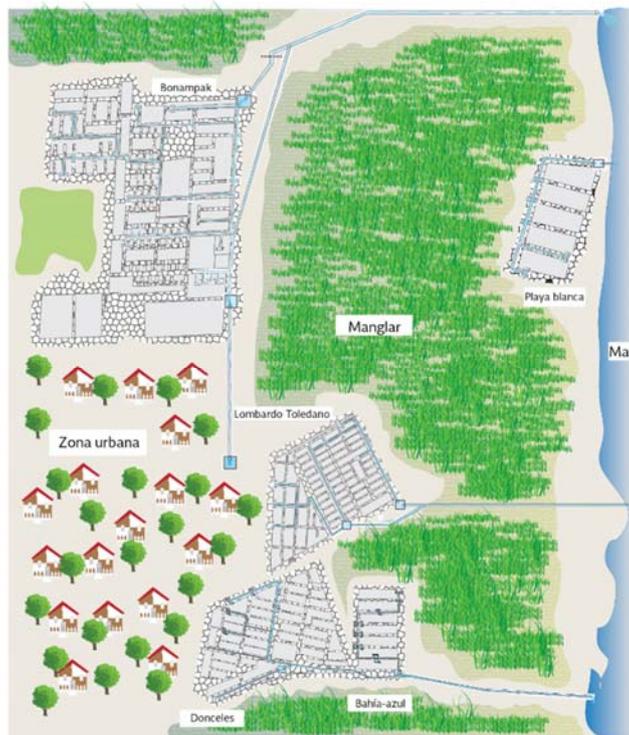
## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Al analizar las zonas donde se presentan concentraciones de escurrimiento por encontrarse en zonas en depresión entre las colonias (calles en donde no se encuentran pendientes que permitan el desalojo por pendientes), se localizaron 17 puntos principales donde se presentan escurrimientos que presentan un tirante mayor a 0.2 m (que pudieran afectar a los bienes muebles de los residentes), como primer alternativa que se propone, es rellenar el terreno de la forma siguiente: para la colonia Bahía Azul, Donceles 28, Lombardo Toledano y Playa Blanca a 0.75 m; y en la colonia Bonampak rellenar 1.30 m, teniéndose un margen de tolerancia que permitiría configurar un drenaje dual, que permitan transportar por gravedad el agua en las calles y al tenerse tormentas intensas se desaloje por un drenaje pluvial. Aunque por la configuración del terreno el agua llegaría a cárcamos de bombeo para ser desalojada y no sea un aporte a la humedales contiguos a la zona de estudio.

Para los conductos se plantea en su mayoría secciones que son muy anchas y que tengan un peralte pequeño, con el objetivo de aminorar el problema al tiempo de la construcción del nivel freático, con dimensiones que permitan no ser rebasadas. La captación en general se plantea a través de rejillas de piso y todo el escurrimiento será transportado a cárcamos donde se plantea que el agua pluvial se desaloje en el mar.

La configuración sería a través de 8 sistemas de bombeo localizados en puntos estratégicos que permitan que el agua sea transportada por medio de colectores para llegar al receptor por gravedad (vea Figura 9); el sistema se integra por 8 cárcamos de bombeo con sus respectivas bombas, 11.5 km de colectores y 6.07 km de emisores y rejillas de piso que permitan conducir el agua pluvial a los cárcamos.

Figura 9 Sistema integral de reducción de escurrimientos en las colonias contiguas a la laguna Manatí



En la Tabla 7, se hace una comparativa de los tirantes y volúmenes acumulados en las colonias de estudio, llegándose a tener una reducción en promedio del volumen de un 76 % y de los tirantes de inundación hasta en un 75 %.

Tabla 7 Resultado del análisis de escurrimientos por colonia con las condiciones actuales.

Colonias	Área de influencia (m <sup>2</sup> )	Condiciones actuales			Condiciones con el sistema propuesto		
		Tirante máx. (m)	Tirante mín. (m)	Vol. acumulado(m <sup>3</sup> )	Tirante máx. (m)	Tirante mín. (m)	Vol. acumulado(m <sup>3</sup> )
Bahía azul	26156.275	0.33	0.043	2023.81	0.11	0.018	716.027
Donceles 28	37732.448	0.464	0.046	6151.13	0.138	0.012	1685.685
Playa Blanca	5771.062	0.275	0.035	370.78	0.04	0.005	53.28
Lombardo Toledano	39786.25	0.43	0.058	5552.27	0.072	0.002	725.712
Jardines de Bonampak	40611.71	0.75	0.06	6122.93	0.22	0.02	1704.568

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente estudio es evidente la influencia de la topografía en el desalojo de las aguas pluviales, debido a las pendientes suaves, se presentan zonas con tirantes que pueden impedir el libre tránsito de las personas y vehículos.

Se evaluaron diferentes alternativas para la mitigación de escurrimiento y se tomó como primera opción la instalación de una red de desalojo de aguas pluviales en las diferentes colonias con cárcamos de bombeo, para tener una reducción de los tirantes presentados y el tiempo de residencia comparado con las condiciones actuales.

Este sistema debe de construirse de manera que sea impermeable y no permita aportaciones del nivel freático, además de seguirse los sentidos del escurrimiento de tal manera que todos se conjunten a los cárcamos.

## REFERENCIAS

- Bell, F. (1969). Generalized rainfall-duration-frequency relationships. En Journal of Hydraulic Division (Vol. 95). No. 1, 1969, pp. 311-327.
- Campos, F. (2010). Introducción a la Hidrología Urbana. UASLP-Facultad de Ingeniería, San Luis Potosí, pp 5-30.
- Gómez, M. (2007) Hidrología Urbana, FLUMEN, Dinámica Fluvial e Ingeniería Hidrológica, Barcelona. pp. 81, 119
- Rodríguez J., Alcocer-Yamanaka V., Albornoz P., Santos R. y Llaguno O. (2014). Estudio de Riesgo de inundaciones en zonas urbanas de la República Mexicana. Jiutepec: Fondo Sectorial de Investigación y Desarrollo sobre el Agua, CONAGUA, CONACYT, IMTA

Tholin, A. y Keifer, C. (1959). The Hydrology of Urban Runoff. Journal of the sanitary engineering division. ASCE. pp. 47-105.

Westphal, J. A. (2001) Hydrology for Drainage System Design and Analysis. Chapter 4, pp. 4.1-4.44 in Stormwater Collection Systems Design Handbook, editor in chief Larry W. Mays. McGraw-Hill Companies, Inc. New York, U.S.A. 2001

## Capítulo 4. Aprovechamiento del escurrimiento superficial en la zona nororiente de Morelia, Michoacán

*Campuzano Chávez José Sergio (1), Soto Alonso Nadia (2), Domínguez Sánchez Constantino (3), Sánchez Quispe Sonia Tatiana (4)*

(1) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, (México) jsergiocc@hotmail.com

(2) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, (México) nadiasoal@hotmail.com

(3) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, (México) constantinods@hotmail.com

(4) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, (México) soniatsq@hotmail.com

---

**RESUMEN.** La zona nor-oriental de la ciudad de Morelia, Michoacán presenta dificultades en el suministro a la demanda de agua potable y una de las corrientes ahí localizada genera escurrimientos importantes que causan serios problemas en la temporada de lluvia en un tramo del libramiento de la ciudad. Con este antecedente el propósito del presente trabajo es determinar el escurrimiento anual medio que produce la cuenca y proponer su aprovechamiento mediante la construcción de una presa con fines de almacenamiento para uso urbano y control de avenidas.

**ABSTRACT.** The northeastern area of Morelia, Michoacán presents difficulties in supplying the demand for drinking water and streams located there generates significant runoff causing serious problems in the rainy season on a peripheral portion of the city. With this background the purpose of this study is to determine the annual average runoff produced by the basin and propose their use by building a dam for storage for urban use and flood control.

---

Palabras clave: Presa, Almacenamiento, Inundación, Escurrimiento.

Keywords: Dam, Storage, Flood, Runoff.

## INTRODUCCIÓN

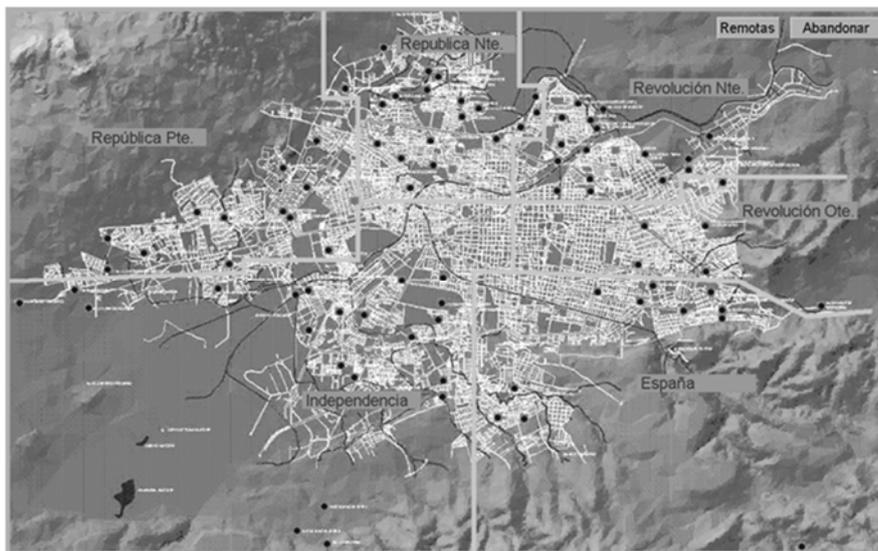
En algunos municipios del estado de Michoacán es frecuente el problema del agua asociado al déficit en el suministro y al de inundaciones. En el primer caso es común el tandeo del agua debido a la falta de volúmenes para atender de forma simultánea a todos los usuarios, así como a la nula disponibilidad en los acuíferos ya que el 40% de estos se encuentran sobreexplotados. En el segundo caso los escurrimientos provocados por las lluvias están originando daños al patrimonio de las personas y a la infraestructura urbana.

La disponibilidad del agua en el estado de Michoacán de acuerdo al balance hidráulico de los acuíferos muestra que de 21 acuíferos existentes 8 se encuentran sobreexplotados, casi el 40%. Lo que significa que todos los municipios que se abastecen de esos acuíferos no podrán disponer de más agua de ese origen, se tendrá que recurrir al aprovechamiento de las aguas provenientes de las corrientes en temporada de lluvia. La ciudad de Morelia no es ajena a esta problemática fundamentalmente en la parte norte de la ciudad, el presente trabajo pretende contribuir a resolver dicha problemática mediante la propuesta de aprovechamiento de los escurrimientos provenientes de una de las corrientes localizadas en esa zona con el propósito de mejorar el suministro a la demanda y disminuir los daños a la infraestructura vial.

### Antecedentes y justificación

El suministro de agua a la ciudad de Morelia proviene de fuentes de origen superficial y de fuentes de origen subterráneo la primera la constituye la Presa de Cointzio y los manantiales de la Mintzita, San Miguel y El Salto y la Higuera aportan el 50 % del agua producida, en tanto que las segundas aportan el restante 50 % mediante los pozos localizados en la ciudad. Una producción de aproximadamente 3147 lps sin descontar la pérdida de agua por fugas consideradas del 40 %. Esto, para abastecer una población del orden de los 729 279 habitantes. (Instituto Nacional de Estadística y Geografía [INEGI], 2010)

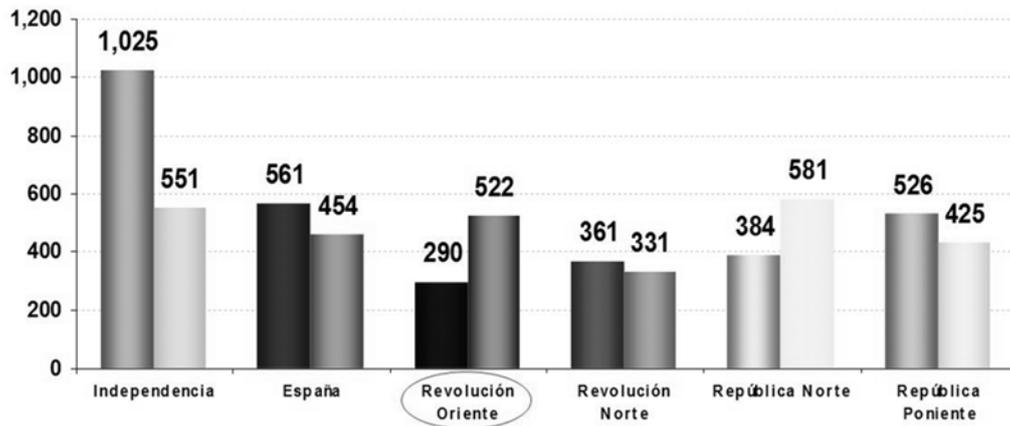
Figura 1. Sectores de la ciudad y localización de pozos



Fuente: OOAPAS, 2006

En la figura anterior se muestra la ubicación de los pozos en la marcha urbana de la ciudad y los sectores en que se divide la ciudad, la zona en la que se desarrolla el presente trabajo es la que corresponde al sector revolución oriente. En la figura siguiente se aprecia que en ese sector se tiene un déficit entre la oferta y la demanda. Es aquí donde se pretende aprovechar el escurrimiento superficial de las corrientes para disminuir dicho déficit.

Figura 2. Balance por sector



Fuente: OOAPAS, MAV, 2005

## MATERIALES Y MÉTODOS

Para definir el punto de salida de la cuenca y de la ubicación de la presa de almacenamiento se realizaron recorridos en toda la longitud de la corriente principal, como se observa en la figura 3, la cual aparece en la siguiente página.

Así, derivado de los recorridos de campo y teniendo en cuenta las características topográficas del lugar y los antecedentes de la zona se identificó que el mejor sitio de ubicación de la cortina es el indicado en la figura siguiente, como se observa en la figura 4, la cual aparece en la siguiente página.

Figura 3. Localización de la zona de estudio



Fuente: OOAPAS, 2006

Figura 4. Vista hacia aguas arriba de la propuesta de ubicación de la cortina



Fuente: J. Sergio Campuzano Chávez, 2015

La determinación del escurrimiento anual medio se obtiene de acuerdo con la norma hidrológica y del estudio hidrológico. El valor obtenido para la cuenca mostrada en la figura es de 87 166.33 m<sup>3</sup>.

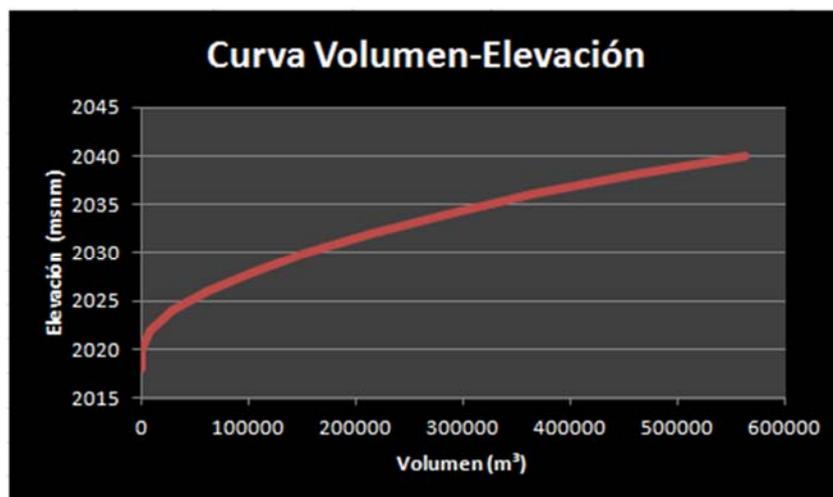
Figura 5. Delimitación de la cuenca y localización de la cortina



Fuente: Google Earth, 2015

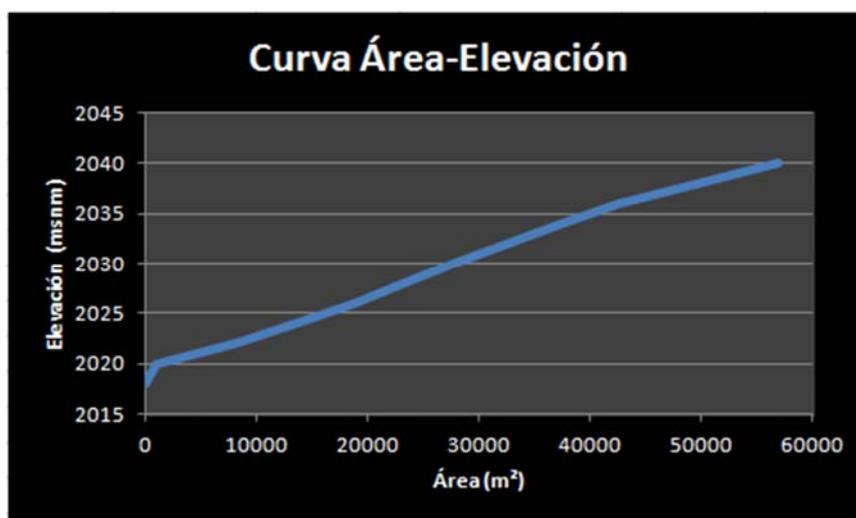
La altura de la cortina de la presa depende de los niveles y volúmenes característicos asociados a la demanda, en este caso se pretende que la cortina almacene el volumen de escurrimiento anual medio. Así para las condiciones topográficas del sitio se realizaron las curvas volumen-elevación y área-elevación que a continuación se muestran.

Figura 6. Curva Volumen-Elevación



Fuente: J. Sergio Campuzano Chávez, 2015

Figura 7. Curva Área-Elevación



Fuente: J. Sergio Campuzano Chávez, 2015

Para conocer el volumen de azolve y capacidad muerta de la presa existen varias metodologías entre ellas las de la fórmula universal de pérdida de suelo u otras menos complejas incluso alguna basada en levantamientos batimétricos de presas que han alcanzado la vida útil y comparándolo con la topografía inicial, así se puede tener una aproximación preliminar que en este caso resulta de 8716.63 m³.

La capacidad de regulación y la elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (NaME), se obtiene mediante el tránsito de la avenida por el vaso y la obra de excedencia. Aquí se realizó el tránsito de la avenida para el gasto pico asociado al periodo de retorno de la obra. Con lo que se obtiene una carga sobre el vertedor de 0.15 m. Finalmente se calcula la altura de la ola en el vaso con lo que resulta una altura preliminar de la cortina de la presa de 11.6 m.

La superficie inundada del vaso de la presa tiene una magnitud de 19 034 m<sup>2</sup>, como se muestra en la figura 8, la cual aparece en la página siguiente.

Figura 8. Superficie inundada en el vaso de la presa



Fuente: Google Earth, 2015

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Sin duda que el escurrimiento de la cuenca provoca serios problemas de tráfico y daños a la infraestructura vial en un tramo del libramiento de la ciudad a la altura de la salida a mil cumbres, aproximadamente 1.2 km de pavimento inundados en época de lluvia. Este escurrimiento bien puede almacenarse en una obra pequeña como la aquí planteada la cual ayudaría a evitar los problemas mencionados mediante el control y regulación de dichos caudales.

El sitio propuesto para ubicar la presa, responde además de las características topográficas a los vestigios que se encontraron que indican que en el pasado se pudo haber desplantado la cortina de una presa o bien los cimientos de la misma.

El beneficio que traería esta obra además de los asociados al daño en la infraestructura vial es que se podría destinar el volumen de agua almacenada, para el abastecimiento del sector revolución oriente y abonar a la disminución del déficit de la zona o bien con fines recreativos o para el riego de parques y jardines.

## **REFERENCIAS.**

INEGI, (2015). “Instituto Nacional de Estadística y Geografía, INEGI-Morelia, México en cifras”, recuperado de <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/Movil/MexicoCifras/mexicoCifras.aspx?em=16053&i=e>

Diagnóstico MAV, (2006). Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia.

Aparicio M. F. J. (2011). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial LIMUSA.

Martínez A. P. E., Martínez S. P., Castaño C. S., (2005). Fundamentos de Hidrogeología. Editorial Mundi-Prensa

## Capítulo 5. Evaluación de los recursos superficiales en la cuenca del Río Angulo

*Soto Alonso Nadia (1), Campuzano Chávez José Sergio (2), Sánchez Quispe Sonia Tatiana (3), Correa González Alejandra (4).*

(1) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) nadiasoal@hotmail.com

(2) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) jsergiocc@hotmail.com

(3) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) soniatsq@hotmail.com

(4) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (México) decoazulale@hotmail.com

---

**RESUMEN.** La cuenca del Río Angulo, comprendida desde el origen del río Angulo hasta donde se localiza la presa Melchor Ocampo, tiene una superficie de aportación de 1,908.8 Km<sup>2</sup>. Se trata de una cuenca no aforada en diversos afluentes; además de que en los puntos aforados, no se cuenta con información continua.

El modelo Soil and Water Assessment Tool (SWAT), con interfaz de ArcSWAT, se diseñó para predecir y evaluar el impacto del uso del suelo sobre los recursos hídricos en cuencas no aforadas, por lo que será utilizado para evaluar la cuenca del río Angulo.

La evaluación de los recursos superficiales de la cuenca, se hace necesaria para identificar una gestión del agua adecuada en la misma. Esta gestión requiere gastos mensuales continuos por lo que los resultados de los modelos son de mucha utilidad.

**ABSTRACT.** The river basin Angulo, ranging from the origin of the river Angulo to where the dam is located Melchor Ocampo, has a contribution area of 2,064 km<sup>2</sup>. It is an ungauged basin in various tributaries; besides that the evaluated points do not have continuous information.

The model Soil and Water Assessment Tool (SWAT), with interface ArcSWAT, was designed to predict and assess the impact of land use on water resources in ungauged basins, is for that, that it will be used to evaluate the basin Angulo River.

The evaluation of surface resources in the basin is necessary to identify a proper water management in it. This management requires continuous monthly expenses so that the results of the models are very useful.

---

Palabras clave: Modelo, evaluación, escurrimiento.

Keywords: Model, evaluation, runoff.

## **INTRODUCCIÓN.**

La gestión del agua por cuencas hidrológicas es una de las bases fundamentales para lograr el desarrollo sustentable. La selección de la cuenca hidrológica superficial como un contexto espacial para el análisis y la acción, garantiza la efectividad práctica de los objetivos de gestión de recursos naturales, particularmente del agua. La gestión de las aguas de una cuenca debe tener en consideración la interdependencia de los múltiples usos practicados y sobre todo una concertación con todos los usuarios.

La zona hidrológica Río Lerma-Chapala pertenece a la Región Hidrológica número 12 Lerma-Santiago la cual se encuentra ubicada en el centro del país, en parte de los estados de Guanajuato, Jalisco, México, Michoacán y Querétaro. El sistema hidrológico de esta zona está constituido por el Río Lerma, que es la corriente principal, de aproximadamente 708 kilómetros de longitud, con origen en la Laguna de Almoloya, al Sureste de la ciudad de Toluca. En su recorrido se integra como tributario importante, entre otros, el río Angulo. La condición generalizada de las cuencas es de déficit, lo que indica que existe un grave problema de sobreexplotación.

La cuenca del Río Angulo, se ubica en los siguientes municipios: Zacapu, Coeneo, Panindícuaro, Huaniqueo, Jiménez, Angamacutiro, Morelos, Morelia, Erongarícuaro, Nahuatzen, Puruándiro, Quiroga, Penjamillo, Purépero, y Chucándiro. Conteniendo además un distrito de riego: el distrito 087 “Rosario-Mezquite”. Por lo que la correcta gestión del agua en esta zona es de suma importancia.

Se contó con una serie histórica de gastos que se utilizó para calibrar un modelo de simulación con SWAT, de manera que pudieran generarse las condiciones para la posterior evaluación de dicho gasto.

## **MATERIALES Y MÉTODOS.**

### **Materiales.**

Los materiales usados para la ejecución de este trabajo, fueron los siguientes:

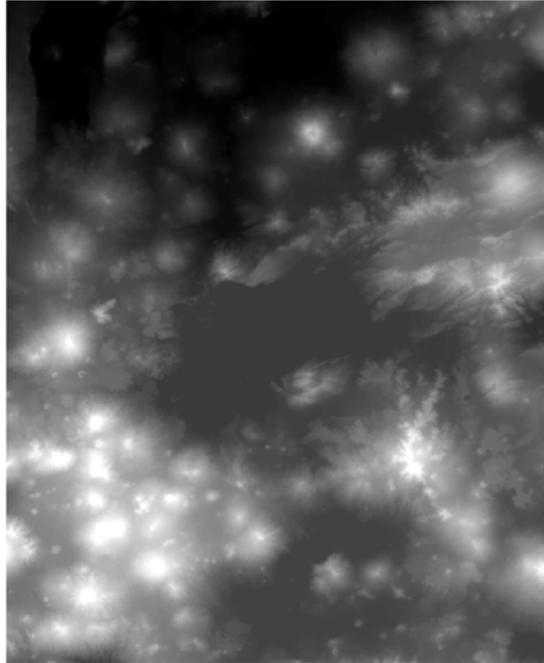
- Modelo Digital de elevaciones (MDE)
- Mapa de uso de suelo
- Mapa de tipo de suelo
- Software SIHIMAX
- Software ArcSwat

### **Metodología.**

El modelo SWAT necesita como información de entrada para la modelación, una serie de datos diarios de precipitación, temperatura máxima y temperatura mínima. Así como las características de los suelos y usos de suelo presentes en la zona, y el modelo digital de elevaciones para generar la cuenca correspondiente a la zona.

Los datos de suelos y el modelo digital de elevaciones se obtuvieron de la base de mapas que proporciona el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) en sus instalaciones. En las figuras 1, 2 y 3 se pueden observar los mapas adaptados para su uso en la modelación.

Figura 1. Modelo digital de elevaciones para la cuenca en estudio.



Fuente: INEGI

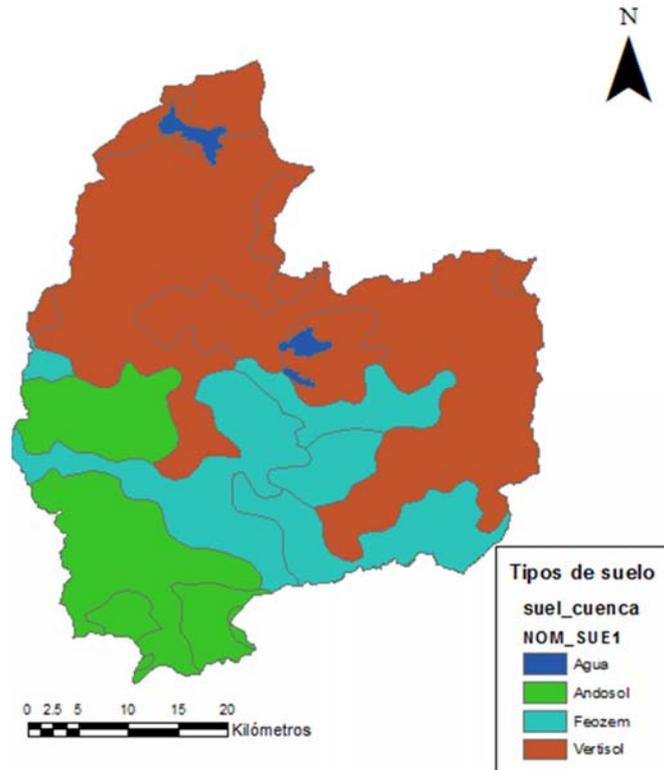
Los datos climatológicos diarios fueron extraídos de la base de datos contenida en el programa SIHIMAX, el cual proporciona la opción de llenado de datos faltantes, pero debido a que SWAT llena datos al momento de modelar, no fue necesaria la utilización de esta característica. Sólo se revisó que las estaciones descargadas fueran independientes entre ellas, para una mejor caracterización de la zona.

Posterior a la recolección de datos, se hizo el acomodo que requiere SWAT para la introducción de los mismos en la base de datos. Después se pudo iniciar el proceso de modelación.

Para propósitos de la simulación, la cuenca hidrográfica es dividida en sub-vertientes o sub-cuencas. El uso de sub-vertientes es muy útil, particularmente, cuando hay diversas áreas de la misma cuenca, que se ven afectadas por el uso de suelos o suelos bastantes desiguales de tal forma, que impactan grandemente la hidrología del sector. Al dividir la cuenca hidrográfica en sub-cuencas, el usuario puede referirse a diversas áreas de la vertiente de acuerdo al espacio. (Neitsch, Arnold, Kiniry, & Williams, 2005).

La información de entrada, para cada sub-vertiente es agrupada u organizada en las categorías siguientes: clima, unidades hidrológicas de respuesta o HRUs; estanques/humedales; agua subterránea; y canal principal, o alcance, drenando la sub-cuenca. Las unidades hidrológicas de respuesta son agrupadas en áreas de tierra dentro de la sub-cuenca que son comprendidas de cobertura de tierra única, suelo, y combinaciones de gestión (manejo). (Neitsch et al., 2005)

Figura 2. Tipos de suelo presentes en la cuenca.



Fuente: Autor

La simulación de la hidrología de la cuenca puede ser separada en dos divisiones mayores. La primera división es la fase de tierra del ciclo hidrológico, la cual controla la calidad de agua, el sedimento, las cargas de alimento nutritivo y pesticida al principal canal en cada sub-cuenca. La segunda división es el agua o fase de enrutamiento del ciclo hidrológico, el que puede ser definido como el movimiento del agua, sedimentos, etc. A través de la red de canales de la cuenca hidrográfica hacia el vertedero. (Neitsch et al., 2005).

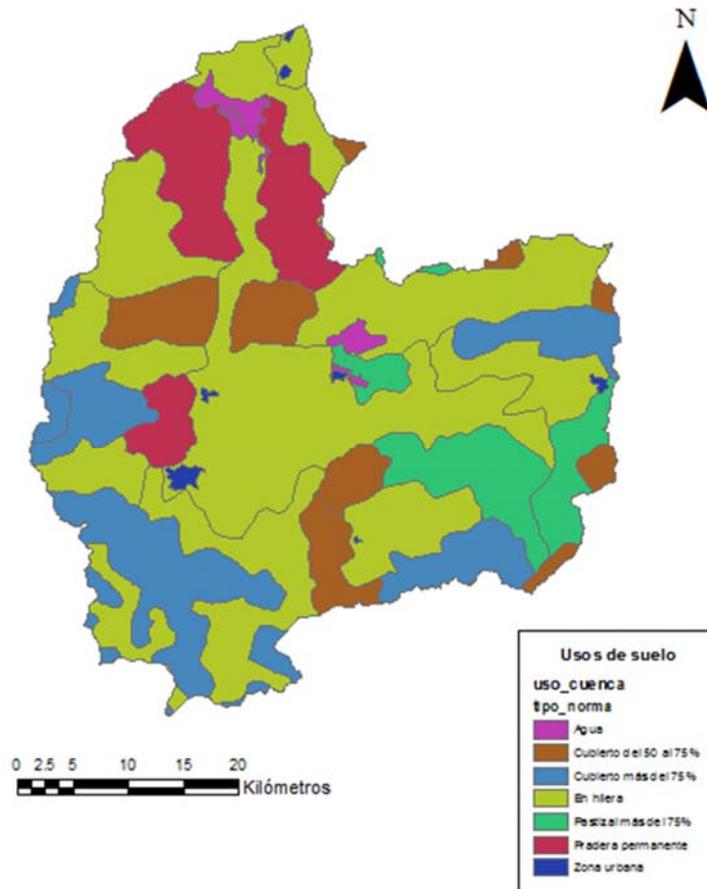
El ciclo hidrológico, como es simulado por SWAT, está basado en la ecuación del equilibrio de agua:

$$SW_t = SW_0 + \Sigma(R_{day} - Q_{surf} - E_a - W_{seep} - Q_{gw}) \quad (1)$$

Dónde  $SW_t$  es el contenido final de agua en el suelo (mm H<sub>2</sub>O),  $SW_0$  es el contenido inicial de agua en el suelo en un día  $i$  (mm H<sub>2</sub>O),  $t$  es el tiempo (días),  $R_{day}$  es la cantidad de precipitación en un día  $i$  (mm H<sub>2</sub>O),  $Q_{surf}$  es la cantidad de escorrentía de la superficie en un día  $i$  (mm H<sub>2</sub>O),  $E_a$  es la cantidad de evapotranspiración en un día  $i$  (mm H<sub>2</sub>O),  $W_{seep}$  es la cantidad de agua que entra en la zona vadosa del perfil del suelo en un día  $i$  (mm H<sub>2</sub>O), y  $Q_{gw}$  es la cantidad de flujo de retorno en un día  $i$  (mm H<sub>2</sub>O). (Neitsch et al., 2005).

La subdivisión de la cuenca permite al modelo reflejar las diferencias en la evapotranspiración para varias cosechas y suelos. Las escorrentías son predichas separadamente para cada HRU y dirigidas para obtener las escorrentías totales para las cuencas. Esto aumenta la certeza y da una mejor descripción física del equilibrio del agua. (Neitsch et al., 2005).

Figura 3. Usos de suelo en la cuenca.



Fuente: Autor

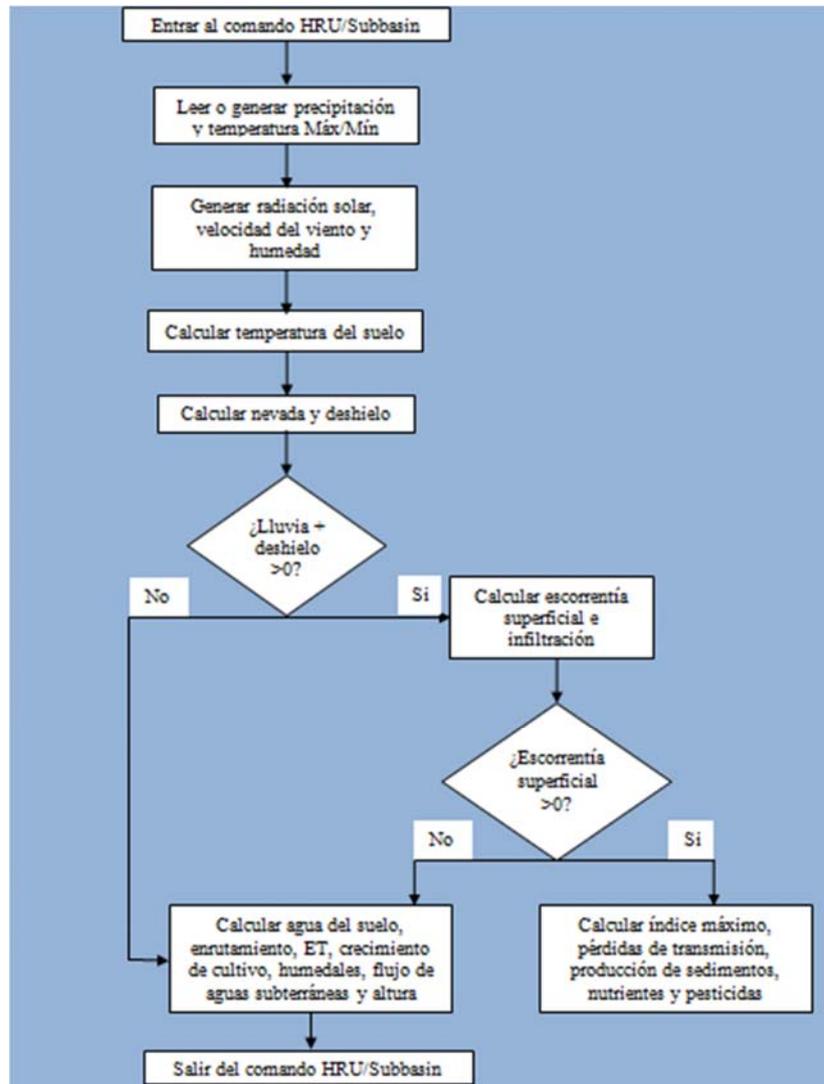
Para ejemplificar lo antes mencionado, en la figura 4 se muestra la secuencia general de procesos utilizados por SWAT.

Una vez obtenidos los valores de escorrentía para la cuenca del río Angulo, se procedió a hacer la calibración y validación con las estaciones hidrométricas. Se usaron los gastos de 2 estaciones hidrométricas cuyos datos se tuvieron que regenerar para la correcta comparación con los simulados por SWAT.

La calibración y validación se realizaron por medio de 8 parámetros estadísticos para evaluar la relación entre el caudal medido y predicho, los cuales fueron sesgo (BIAS), coeficiente de correlación ( $R^2$ ), el índice de eficiencia de Nash- Sutcliffe (E), raíz error cuadrático medio (RMSE), RMSE - observaciones estándar relación de desviación (RSR), porcentaje de restricción (PBIAS) y criterio de Schultz (D).

El valor  $R^2$  indica la consistencia con que los valores medidos, frente a los valores predichos, siguen la mejor línea de ajuste. Si los valores de  $R^2$  son menos de o muy cerca de cero, la correlación de los valores es prácticamente nula; por lo que la correlación del modelo será pobre. Si los valores son cercanos a uno, entonces la predicción del modelo es perfecta.

Figura 4. Procesos utilizados por SWAT para modelar la fase terrestre del ciclo hidrológico.



Fuente: (Neitsch et al., 2005)

E es un medio para medir el ajuste entre el valor estimado y el valor medido. El cálculo de E, esencialmente, es la suma de las desviaciones de las observaciones para una regresión lineal cuya pendiente es igual a 1. Si el valor medido es el mismo que el estimado, E es igual a 1. Si E está entre 0-1, indica desviaciones entre el valor medido y el estimado. Si es negativo, las estimaciones son muy pobres, y el valor medio de los valores observados es el mejor estimador que el estimado por el modelo. E ha sido ampliamente utilizado para evaluar el rendimiento de los modelos hidrológicos (B. Parajul, 2009). La ecuación para determinar este valor, es la siguiente:

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - O_m)^2} \quad (2)$$

Dónde  $O_i$  es el valor observado,  $P_i$  es el valor modelado y  $O_m$  es la media de los valores observados.

La raíz del error cuadrático medio (RMSE) permite cuantificar la magnitud de la desviación de los valores simulados respecto a los observados. El rango de valores que puede tomar va desde 0 hasta el infinito (positivo). El 0 corresponde a un ajuste perfecto mientras que valores más grandes indican un menor ajuste. Se determina con la fórmula:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{pi} - Q_{oi})^2}{n}} \quad (3)$$

Dónde RMSE= raíz del error medio cuadrado,  $Q_{pi}$ = valor modelado para el evento  $i$ ,  $Q_{oi}$ = valor observado para el evento  $i$  y  $n$ = es el número de eventos.

RSR se estima como la relación de la RMSE y desviación estándar de los datos medidos; varía desde el valor óptimo de 0, que indica cero RMSE o variación residual y por lo tanto perfecto modelo de simulación, a un valor positivo grande. Cuanto más bajo RSR, menor el RMSE, y mejor el modelo de rendimiento de simulación. Su ecuación se presenta a continuación:

$$RSR = \frac{RMSE}{STDEV_{obs}} \quad (4)$$

Dónde RSR = RMSE- desviación estándar observada, RMSE = raíz del error cuadrado medio y  $STDEV_{obs}$  = desviación estándar observada.

PBIAS mide la tendencia media de la predicción del modelo a presentar valores grandes o valores pequeños, con la correspondencia de sus valores observados. El valor óptimo de PBIAS es 0; los valores de baja magnitud indican simulación de modelo exacto. Los valores positivos indican la subestimación del sesgo del modelo y negativos indican la sobreestimación del sesgo de modelo.

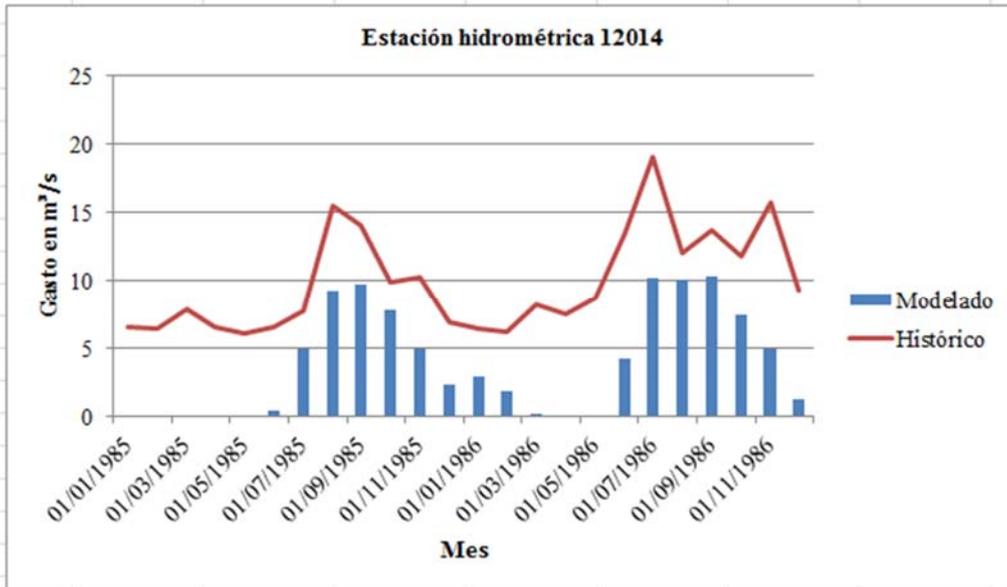
El criterio de Schultz representa la desviación de los caudales simulados respecto de los observados. Se calcula como:

$$D = 200 \frac{\sum_{i=1}^n |Q_{sim,i} - Q_i| Q_i}{n(Q_{max})^2} \quad (5)$$

Dónde  $Q_{sim,i}$  = gasto simulado en el evento  $i$ ,  $Q_i$  = gasto observado en el evento  $i$ ,  $n$ = es el número de eventos y  $Q_{max}$  = descarga máxima observada en el periodo en estudio.

De acuerdo a estos criterios, se llegó a la calibración y posterior validación del modelo. A continuación, en las figuras 5 y 6 se muestra las gráficas representativas de lo antes mencionado, en una de las estaciones usadas.

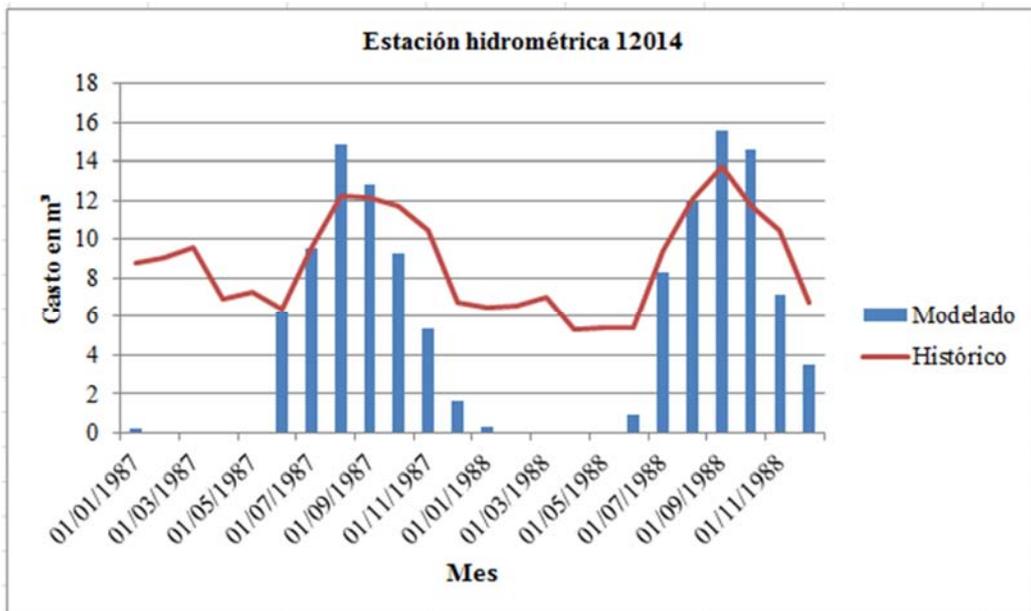
Figura 5. Serie histórica calibrada con modelo SWAT



Fuente: Autor

En la tabla 1 se muestran los valores obtenidos de los parámetros estadísticos con los que se evaluaron las estaciones.

Figura 6. Serie histórica validada con modelo SWAT



Fuente: Autor

Tabla 1. Parámetros estadísticos de la eficiencia del modelo en la calibración y validación.

<b>Estación 12014, calibración</b>									
<b>Periodo</b>	<b>Media Modelado (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Media Histórico (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Bias</b>	<b>RMSE</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>E</b>	<b>D</b>	<b>RSR</b>	<b>PBIAS</b>
<b>Total</b>	4.478	9.330	-4.852	5.853	0.739	-2.430	26.388	1.833	-52.008
<b>1985-1988</b>	3.856	9.853	-5.996	6.430	0.810	-2.142	33.408	1.735	-60.859
<b>Estación 12014, validación</b>									
<b>Total</b>	4.478	9.330	-4.852	5.853	0.739	-2.430	26.388	1.833	-52.008
<b>1985-1988</b>	5.099	8.807	-3.709	5.214	0.849	-3.331	37.303	2.037	-42.107

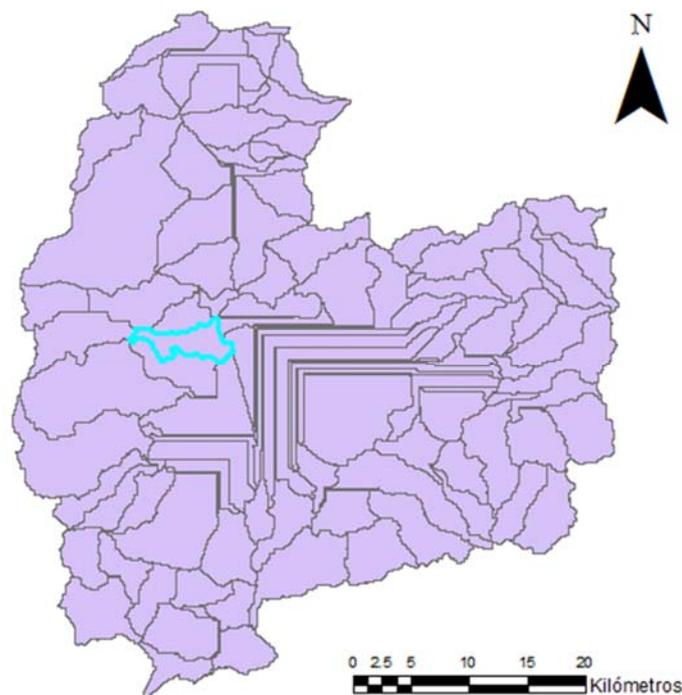
Fuente: Autor

## PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.

Los resultados de la modelación pueden ser obtenidos diarios, mensuales o anuales, y con ellos hacer los cálculos necesarios para la gestión del agua.

A continuación, en la figura 7 se presenta el mapa de las sub-cuencas, en el que se señala la sub-cuenca de la que se mostrarán los resultados. En las figuras 8 y 9 se muestran los gastos medios obtenidos para dicha sub-cuenca.

Figura 7. Sub-cuencas en la cuenca del río Angulo, generadas por SWAT.



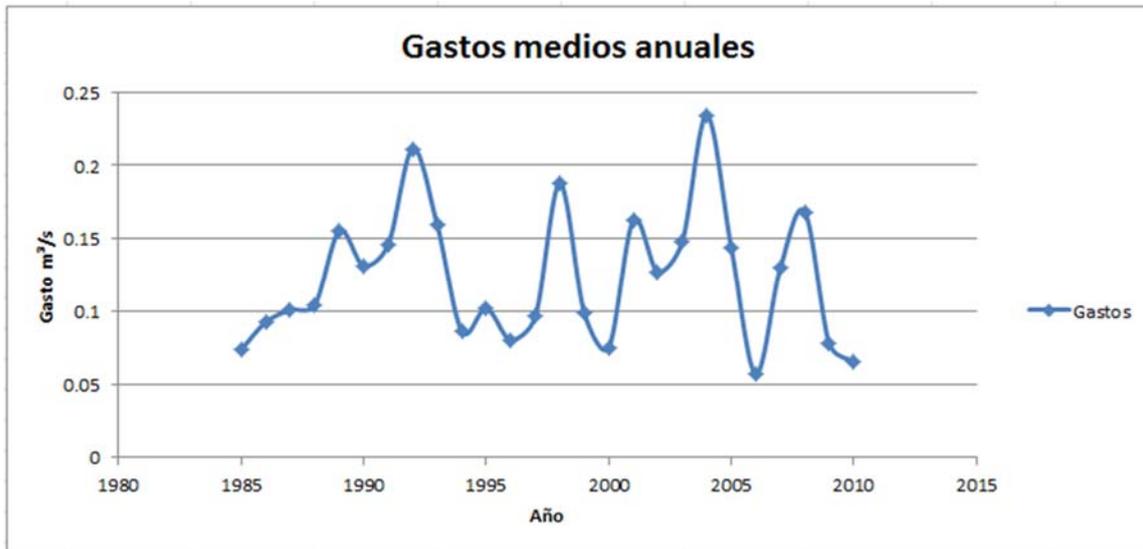
Fuente: Autor

Figura 8. Gastos medios anuales (m<sup>3</sup>/s) en una sub-cuenca del río Angulo.

Año	Gasto medio m <sup>3</sup> /s
1985	0.073601667
1986	0.092392975
1987	0.100747258
1988	0.104380583
1989	0.155119658
1990	0.131356167
1991	0.146116317
1992	0.21130725
1993	0.159088192
1994	0.086211967
1995	0.101738075
1996	0.080108383
1997	0.096193583
1998	0.187613517
1999	0.098941667
2000	0.075071975
2001	0.162325167
2002	0.127363467
2003	0.14791085
2004	0.234266333
2005	0.143791333
2006	0.0567809
2007	0.129680008
2008	0.168392
2009	0.077646258
2010	0.0653496

Fuente: Autor

Figura 9. Gráfica de los gastos medios anuales de una sub-cuenca del río Angulo.



Fuente: Autor

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se recomienda que el uso de SWAT se realice para modelaciones en las que se pueda tener la cantidad de datos diarios que solicita; es una herramienta que requiere de mayor precisión y por lo tanto, podríamos desperdiciar su capacidad o disminuirla.

A nivel de cuenca, se puede observar que el río Angulo presenta en ciertos periodos un aumento significativo en el gasto y por lo tanto en la precipitación. Habrá que revisar las instalaciones de drenaje de las localidades a fin de evitar posibles inundaciones en las zonas urbanas, sin olvidar las zonas utilizadas para la agricultura, que se vería afectada por la precipitación. Esto nos lleva a pensar en el control de las presas existentes en esta cuenca; habrá que darles un mantenimiento constante para que sean excelentes auxiliares para el control del flujo.

Es importante percatarnos de que una modelación afectada por el cambio climático sería de gran ayuda en lo referente a predicciones de gasto. De esa manera se podría gestionar el agua no sólo en base al periodo histórico, si no también tomando en cuenta los posibles cambios en las futuras precipitaciones.

## **REFERENCIAS.**

Neitsch, S. L., Arnold, J. G., Kiniry, J. R., Williams, J. R. (2005). Herramienta de Evaluación de Suelo y Agua. Documentación Teórica. Texas. Grassland, Soil and Water Research Laboratory.

## Capítulo 6. Análisis de uso de áreas recreativas como vasos reguladores: Caso Iztapalapa

*Luis Omar García Hernández (1), Angel Bautista Tadeo (2), Juan Ansberto Cruz Gerón (3), Darío Alfredo Hernández Aguilar (4)*

(1) Universidad Nacional Autónoma de México (México) LGarciaH@iingen.unam.mx

(2) Universidad Nacional Autónoma de México (México) ABautistaT@iingen.unam.mx

(3) Universidad Nacional Autónoma de México (México) JCruzG@iingen.unam.mx

(4) Universidad Nacional Autónoma de México (México) DHernandezA@iingen.unam.mx

---

**RESUMEN.** El tema de las inundaciones en la ciudad de México obedece a muchos y diversos factores, se puede hablar de temas sociales, como en el caso de la saturación de alcantarillas por la basura arrojada hacia ellas por parte de los usuarios, pero también a las condiciones en que la ciudad de México fue fundada, y, también, el modo de suministro de agua que se tiene al interior de ella, pues la extracción de agua del subsuelo provoca hundimientos que producen modificaciones en las condiciones en que el drenaje de la ciudad fue proyectado. Este trabajo se ha preparado para entender el comportamiento de una zona en específico de la delegación Iztapalapa ante una precipitación importante en las condiciones actuales del sitio y posteriormente trataremos de exponer una opción para mitigar los daños causados por el mismo evento.

**ABSTRACT.** The issue of flooding in Mexico City due to many different factors, we can talk about social issues, as in the case of saturation of sewers garbage thrown to them by users, but also to the conditions in which Mexico City was founded, and also how to supply water to be inside it, for the extraction of groundwater causes subsidence that produce changes in the conditions in which the drainage for the city projected. This paper has been prepared to understand the behavior of a specific zone of the Iztapalapa delegation to a major rainfall in the current conditions of the site and then try to expose an option to mitigate the damage caused by the same event.

---

Palabras clave: Drenaje Urbano, Inundaciones, Ciudad de México.

Keywords: Urban drainage, flooding, Mexico City,

## INTRODUCCIÓN

Las inundaciones en la Ciudad de México son un tema complejo, pues, obedecen tanto a factores sociales como a los propios de la infraestructura proyectada para el desalojo de las aguas residuales. La extracción de agua del subsuelo de la ciudad para el consumo interno, ha provocado que en zonas proclives a hundimientos, éstos sean, en muchos casos de gran magnitud; afectando las obras dedicadas al desalojo del agua residual, viéndose mermada su capacidad hidráulica inicial, pues, en un suelo con hundimientos diferenciales, las pendientes entre los tramos de tubería se ven disminuidas, y, en muchos casos, se han invertido.

Tal es el caso de la zona que en el presente trabajo se escogió. En particular, la zona oriente de la ciudad de México, en lo que comprende la delegación Iztapalapa; y municipios del Estado de México, como Los Reyes – La Paz, Chalco, Nezahualcóyotl; son quizá de las zonas más pobladas del país, y con grandes problemas relacionados al agua.

## SELECCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona sobre la que se tratará en el presente trabajo, es solo una pequeña sección de una de las vías de tránsito más importantes de la delegación; la Calzada Ignacio Zaragoza, por ella entran a la ciudad las personas provenientes de los municipios del Estado de México antes mencionados, sobre ella se encuentra la línea A del Sistema de Transporte Colectivo Metro, de la Ciudad de México, que conecta a dicha red de transporte con el municipio de Los Reyes – La Paz; también, se conecta con la autopista México-Puebla, por lo que representa mucho en cuanto al traslado de bienes y personas a la ciudad.

La zona de estudio está ubicada en las cercanías de la estación Acatitla, de la línea A del STC, en particular en esa pequeña zona se encuentra un hundimiento del terreno, que provoca que el agua de lluvia escurra hacia ese punto, provocando inundaciones, algunas veces costosas, pues se encuentran muchos comercios en el lugar, además de los problemas de tránsito que genera una inundación en el lugar.

Imagen 1. Inundación en Calzada Ignacio Zaragoza, 6 de septiembre 2013



Fuente: [www.20minutos.com.mx](http://www.20minutos.com.mx)

## ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Según los datos oficiales la tormenta del 6 de septiembre del 2013 la precipitación total fue de 46.61 mm, la precipitación se mide en la estación más cercana a la zona de estudio que corresponde a la estación 15050; de la base de datos de CLICOM, se obtienen los datos históricos de precipitación, con ellos se realiza un análisis de frecuencias. En la tabla 1 se presentan los resultados del análisis, con lo que se concluye que el periodo de retorno  $T_r$  para la precipitación del evento analizado es de 10 años.

Tabla 1. Extrapolación de precipitación para la estación 15050

<b>T</b>	<b>X<sub>T</sub></b>
2	33.5466142
5	42.9622322
10	48.6414039
20	53.7436063
50	59.9506498
100	64.371695
500	74.042323
1000	78.0242069
5000	86.9766194
10000	90.733441

Fuente: Propia

La cuenca urbana que conforma la zona de estudio se delimitó, de acuerdo a las cabezas de atarjea de la red de drenaje y la topografía del sitio, obtenida de la información proporcionada por INEGI en cartas vectoriales. En la imagen 1 se muestra la red de drenaje de la zona de estudio y la cuenca definida. El área de la cuenca es de 10.1 Km<sup>2</sup>

Imagen 1. Cuenca de la zona de estudio.



Fuente: Propia

Debido a las dimensiones del estudio, la simplicidad en el manejo, y, la disponibilidad de datos, el método que se utilizó para estimar el escurrimiento a partir de una precipitación como la del evento en estudio, fue el de la fórmula racional, su uso es ampliamente aceptado para el diseño de drenaje urbano; las hipótesis que maneja son simples; se supone que en una cuenca cualquiera cae una lluvia con intensidad constante y durante un periodo de tiempo largo, al principio por el proceso de infiltración el gasto que sale de la cuenca será creciente con el tiempo, pero, habrá un momento en que se establezca un gasto de equilibrio, lo que quiere decir que el gasto entrante por la precipitación será igual al que sale.

En una cuenca no impermeable sólo una parte de la lluvia escurre a la salida de la misma, aceptando que la capacidad de infiltración en la cuenca es la misma siempre, o al menos lo es una vez establecido el gasto de equilibrio; se tiene:

$$Q = 0.278CiAc \quad (1)$$

Donde

Q=Gasto en m<sup>3</sup>/seg

C= Coeficiente de escurrimiento que depende de las condiciones del terreno, representa la fracción de lluvia que escurre de forma directa.

i= Intensidad de precipitación en mm/hr

Ac=Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

El coeficiente 0.278 corresponde a un factor de unidades, para que el gasto calculado resulte en metros cúbicos por segundo.

El análisis se realizó tomando en cuenta un evento histórico; ocurrido el 6 de septiembre del 2013.

La precipitación tuvo una duración de 2 horas, del mapa de isoyetas publicado por la SCT, para la zona se obtiene

i=20 mm/hr

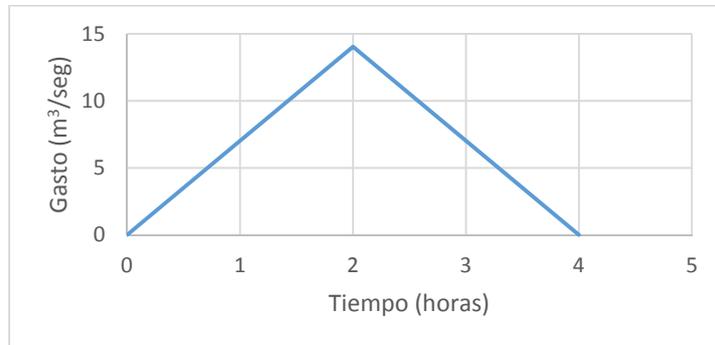
Por tratarse de zona residencial, con un alto nivel de urbanización; el coeficiente de escurrimiento mínimo recomendado es:

C= 0.25

Por lo que el gasto calculado con ecuación (1)

$$Q = 14.039m^3/seg$$

Imagen 3. Hidrograma para una tormenta con  $i=20$  mm/hr



Fuente: Propia

### ANÁLISIS DE LA RED DE DRENAJE

Aun considerando suficiente el drenaje de la zona, se debe destacar que la falta de mantenimiento, así como las condiciones propias del suelo que se han visto alteradas por la extracción de agua del subsuelo en la delegación provocando hundimientos diferenciales, alterando las pendientes que tenían los colectores, condiciones que han mermado la capacidad de conducción del drenaje.

Imagen 4. Red de drenaje de la zona en estudio



Fuente: Propia

Revisando el drenaje de la delegación, particularmente la zona comprendida en la Calzada Ignacio Zaragoza, la colonia cercana Santa Martha Acatitla, en la cual se encuentra la laguna de regulación, se detectó que las pendientes que tienen las tuberías son bajas y en algunos casos no existe pendiente, ( $S=0.0$ ), además la existencia de cambios bruscos de pendiente, ya sea a pendientes mayores como a menores.

### Cálculo de la capacidad de conducción del drenaje en la zona:

Fórmula de Manning

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2)$$

Dónde:

Q= Gasto en m<sup>3</sup>/seg

A=Área de la tubería en m<sup>2</sup>

n= Coeficiente de rugosidad de Manning

R= Radio hidráulico

S= Pendiente

Cálculo de la capacidad de conducción al 50%:

Diámetro de la tubería\*: 1.83

Capacidad de conducción con la tubería llena:

Tabla 1. Datos de la tubería de drenaje

<b>D</b>	1.83
<b>A</b>	2.63021991
<b>P</b>	5.74911456
<b>Rh</b>	0.4575
<b>y</b>	1.83
<b>y/D</b>	1
<b>n</b>	0.015
<b>Q</b>	1.47234595
<b>s</b>	0.0002

\*Fuente: Plan de desarrollo urbano

El gasto calculado se tiene que duplicar debido a que existen dos tuberías de drenaje. Por lo que éste queda.

Para la tubería llena de la ecuación 2.

Q=2.9446 m<sup>3</sup>/seg

Hasta aquí se puede concluir que ante una tormenta como la estudiada la capacidad que tiene el drenaje para desalojarla no es suficiente, se ve rebasada en cerca de  $12 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Las lagunas de regulación se han presentado como una opción para captar el gasto en exceso, permitir a la red de drenaje desalojar sin riesgo de colapso, y posteriormente el agua almacenada se reinserta al drenaje por medio de bombeo.

## **MODELACIÓN MATEMÁTICA**

Los insumos para el modelado matemático son: un Modelo de elevaciones del terreno (MDE), y los datos de precipitación. Cabe resaltar que hay diferencias entre la cuenca trazada para obtener el estimado del escurrimiento por precipitación y la utilizada para el modelado numérico; esto se debe a que la primera sirvió para saber en qué sentido fluye el agua en la red de drenaje y el MDE utilizado para la modelación proporciona información sobre la topografía del sitio que se pretende modelar.

El MDE se obtiene de la página de internet de INEGI, es un modelo LIDAR con resolución de 15 m. Los datos de precipitación que se introducirán al modelo son los de las intensidades con los que se calculó el hidrograma producido por la tormenta del 6 de Septiembre.

Se plantean dos escenarios de estudio, uno tomando las condiciones actuales del sitio y otro evaluando una propuesta de mitigación de las inundaciones, en este caso, zona de regulación. Ya que el predio propuesto como zona de regulación no se encuentra dentro de la delimitación de la cuenca urbana, la modelación se realiza con un polígono de dimensiones y característica similares

El modelo matemático utilizado es Iber Versión 2.2, desarrollado por la Universidad Politécnica de Cataluña. El modelo Iber se compone de diferentes módulos, en esta ocasión se utiliza el módulo hidrodinámico, que permite el cálculo de flujo en lámina libre resolviendo las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones (2D), considerando presión hidrostática y distribución uniforme de la velocidad en la profundidad. Estas ecuaciones son resueltas en forma integral por el método de los volúmenes finitos, método muy extendido y comúnmente utilizado en la dinámica de fluidos por su eficiencia en la resolución de las leyes de conservación.

Para llevar a cabo los cálculos hidráulicos con el citado modelo, tanto en la fase de calibración como en la fase de aplicación, se consideró que la superficie de la cuenca se encontraba totalmente seca, es decir, sin profundidad de flujo ni velocidad de agua. Dado que se trata de una modelación a partir de lluvia (transformación lluvia-escurrimiento) no es necesario definir condiciones de contorno de entrada (hidrogramas). Para representar la resistencia al flujo, en la cuenca se asignó un coeficiente de fricción de Manning de  $0.04 \text{ s/m}^{1/3}$ .

## **RESULTADOS**

El escenario 1 (ES-1) corresponde al sitio en las condiciones en que se encuentra actualmente las precipitaciones corresponden a Tr 10; en la figura 7 se muestran los resultados de la modelación para el mismo. En ella se pueden ver que hay inundaciones con más de 50 cm de profundidad, las zonas críticas debido a la respuesta a las inundaciones son aquellas donde los desniveles del terreno son más profundos.

Imagen 7. Mapa de tirantes máximos para ES-1.



Fuente: Propia

## DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA DE MITIGACIÓN DE INUNDACIONES

Ubicado en la calzada Ignacio Zaragoza, se encuentra el deportivo Santa Martha (Imagen 5), lo que se propone es hacer un movimiento de tierras, que abarque el área de dos canchas de fútbol del deportivo, la tierra removida se quedará dentro del mismo, aumentando la elevación de las zonas que rodean a las canchas; a la elevación actual de las canchas se disminuirá sólo medio metro.

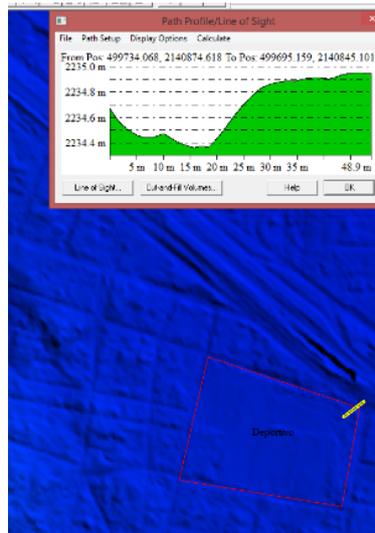
Imagen 5. Ubicación deportivo y perfil de elevación de la Calzada Ignacio Zaragoza.



Fuente: Propia

Análogamente de la Calzada al deportivo existe desnivel, el mismo que se aprovechará para hacer que el agua entre a la zona destinada a ello, con alguna obra que para tal efecto se diseñe, puede ser mediante canales o bocas de tormenta. En la figura 6 se muestra el desnivel existente de la calzada al deportivo, el que se propone acondicionar para permitir el ingreso del agua al vaso.

Imagen 6. Desnivel de la Calzada Ignacio Zaragoza al deportivo Santa Martha.



Fuente: Propia

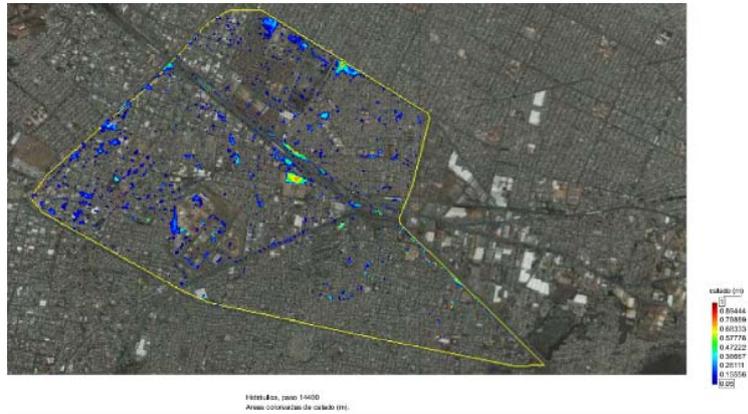
La zona a la que se propone disminuir el nivel corresponde a dos canchas de fútbol del deportivo, con un área de 18630 m<sup>2</sup>, el volumen que podrá almacenar será de 9315 m<sup>3</sup>.

Se pretende que el agua que ingrese al vaso sólo sea la producida por la lluvia, es decir que el drenaje no llegue al punto de colapso pues se tendría mezcla de flujos entre la residual que exista en la tubería y la que ingrese a la misma por la precipitación; para lo que se tendrían que hacer obras de ingreso al vaso, como canales que introduzcan el flujo del escurrimiento.

## MODELACIÓN MATEMÁTICA DE UNA PROPUESTA DE MITIGACIÓN DE INUNDACIONES

El escenario 2 (ES-2) corresponde a las mismas condiciones de precipitación para el sitio es decir lluvia correspondiente a un periodo de retorno de 10 años, con una modificación en el terreno de deportivo “Santa Martha”, en la que se permite que un área preparada para tal fin, almacene agua durante la duración de la tormenta, disminuyendo los tirantes de agua generados por la precipitación. En la figura 8 se muestran los resultados, los tirantes máximos generados por las inundaciones en la zona alcanzan los 15 cm de altura, para las vías de tránsito, en el deportivo es donde se concentran los tirantes mayores.

Imagen 8. Mapa de tirantes máximos ES-2.

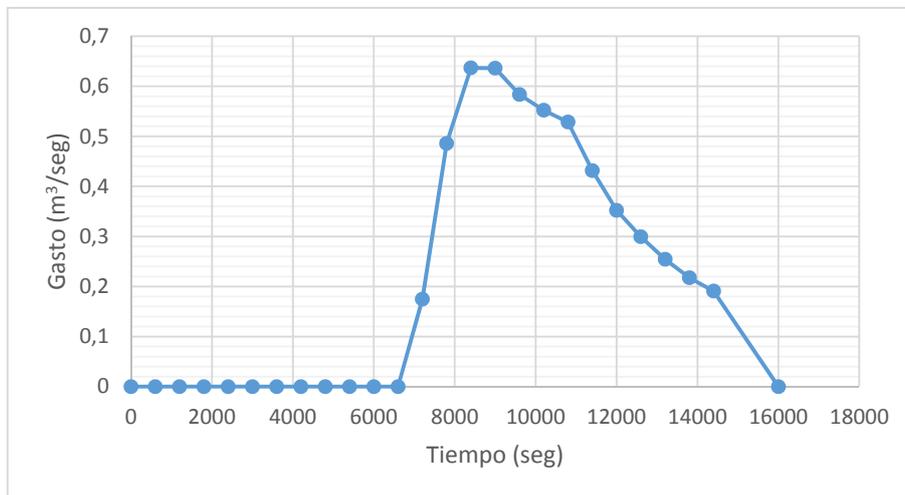


Fuente: Propia

En los mapas generados para los dos escenarios se puede observar la manera en cómo se concentra el agua en una y otra condición, pues al proporcionarle al flujo un sitio donde se pueda almacenar deja de concentrarse en la vialidad.

En la imagen 9 se muestra el hidrograma de ingreso al vaso de regulación, el gasto de diseño de los canales u obras destinados a introducir el agua será de  $0.6 \text{ m}^3/\text{seg}$ . El volumen de ingreso al vaso es de unos  $5500 \text{ m}^3$  de agua que es un poco más del 50% del volumen total que podría almacenar.

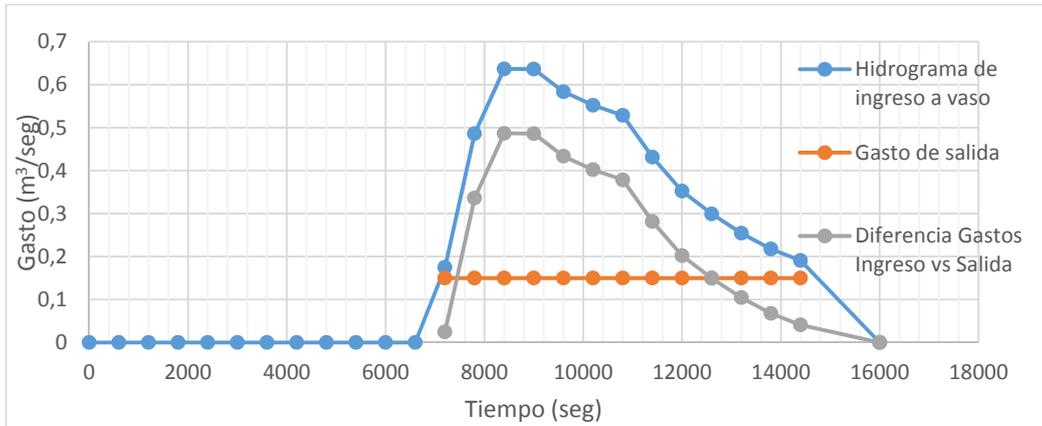
Imagen 9. Hidrograma de ingreso a vaso de regulación.



Fuente: Propia

Se propone que la salida del vaso de regulación sea mediante un equipo de bombeo conectado a la red de drenaje, que le suministre 150 lps, cerca del 10% de su capacidad de conducción; en la figura 10 se muestra el hidrograma de ingreso, con el gasto constante a la salida durante la duración del evento y hasta desalojar por completo el vaso, y la diferencia de gastos cuando esté trabajando el equipo de bombeo.

Imagen 10. Hidrograma ingreso, salida y diferencia.



Fuente: Propia

## CONCLUSIONES

Se reconstruyó un evento de inundación real en la Ciudad de México a partir de la información disponible en las bases de datos oficiales, un MDE de INEGI y datos de precipitaciones reales.

Con el mapa de inundación generado y conociendo la ubicación del deportivo fue posible proponer una opción para un vaso regulador adicional al que en la zona existe, que ayude a almacenar el escurrimiento en exceso generado por un evento de la magnitud estudiada.

Para una lluvia con un periodo de retorno de 10 años el volumen almacenado es de 5500 m<sup>3</sup>, el cual no es el máximo que el vaso puede regular, teniendo espacio para hacer frente a un evento mayor.

La propuesta hecha solo es una de tantas que podrían realizarse en la ciudad para disminuir el riesgo y los daños generados por las inundaciones, se podría hablar de un tratamiento a fondo de los problemas que tiene la red de drenaje, sin embargo, para fines del presente trabajo escapaba del objetivo, pues con esto se buscaba llegar a una solución que fuera económica y su nivel de respuesta ante un evento parecido fuese aceptable.

## REFERENCIAS

Bases de datos de CLICOM

Mapas de isoyetas de la Secretaria de Comunicaciones y transportes.

## Capítulo 7. Metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado

*Natalia Duque (1), Daniel Duque (2), Juan Saldarriaga (3)*

(1) Universidad de los Andes (Colombia) n.duque634@uniandes.edu.co

(2) Universidad de los Andes (Colombia) d.duque25@uniandes.edu.co

(3) Universidad de los Andes (Colombia) jsaldarr@uniandes.edu.co

---

**RESUMEN.** El diseño de las redes de alcantarillado es un problema complejo que tiene dos componentes fundamentales: la topología de la red y el diseño hidráulico. En este trabajo se desarrolló una nueva metodología de diseño de redes de alcantarillado, en donde la selección del trazado de la red está basada en un modelo de optimización entera mixto conocido en la literatura como Network Design Problem (NDP). En este modelo, el costo del diseño total se aproxima utilizando herramientas estadísticas, en donde se ajustan diferentes funciones (lineales) para modelar el costo de las diferentes tuberías en la red. Una vez definido el trazado de la red que podría representar el diseño de menor costo, se pasa a realizar el diseño hidráulico de la red mediante una extensión de la metodología propuesta por Duque et al. (2015). En esta segunda etapa, se utiliza una adaptación de un algoritmo de ruta más corta (Ahuja, et al., 1993) sobre un grafo que representa el tamaño y posición de cada tubería en la red de alcantarillado.

**ABSTRACT.** The sewer networks design problem consists of determining both the layout and the hydraulic design of the sewer network. In this work, we propose a framework to design minimum-cost sewer networks by solving each of the two problems involved with exact methodologies. In first place the layout selection is model as mixed-integer problem known as Network Design Problem (NDP). In this model, the cost of the overall design approaches using statistical tools, where different functions are set (linear) to model the cost of the different pipes in the network. Once the layout is defined, the hydraulic design problem is found using a extention of the methodology proposed by Duque et al. (2015), where the problem is model as a shortest path problem (Ahuja, et al., 1993), in which the underlying graph models the diameter and slope of each pipe.

---

Palabras clave: Diseño de Redes de Alcantarillado, Optimización, Modelado de Grafos, Problema de Diseño de Redes, Problema de Ruta Más Corta.

Keywords: Design of Sewer Networks, Optimization, Graph Modeling, Network Design Problem, Shortest Path Problem.

## INTRODUCCIÓN

El diseño de las redes de alcantarillado es un problema complejo que tiene dos componentes fundamentales: la topología de la red y el diseño hidráulico. La selección del trazado de una red de drenaje urbano consiste en indicar hacia dónde fluye el agua desde cada pozo de inspección, cómo se conectan las tuberías entre sí y qué tipo de tubería se tiene en cada tramo. Una vez definido el trazado de la red, se puede pasar a realizar el diseño hidráulico que busca encontrar la combinación diámetro-pendiente para cada tubería que conforma la red, teniendo en cuenta que se quiere minimizar el costo total de construcción de la red y asegurar el funcionamiento de la misma.

El diseño de este tipo de sistemas urbanos, es de vital importancia para la preservación de la salud pública en zonas urbanas. Sin embargo, dados los altos costos de construcción, un gran número de ciudades en el mundo, sobre todo en países en vía de desarrollo, todavía no cuentan con un sistema de drenaje urbano (redes de alcantarillado) adecuado ya que cuentan con bajos presupuestos. Se sabe además, que la diferencia en costos de construcción de una red de alcantarillado, entre dos posibles trazados puede llegar a ser de hasta un 85% (Saldarriaga, et al., 2014). De acuerdo con lo anterior, es relevante hacer una buena selección tanto del trazado como del diseño hidráulico para reducir los costos de construcción de estos sistemas y hacerlos asequibles a más ciudades.

De acuerdo con lo anterior, varios autores han implementado diferentes metodologías en donde se involucran componentes de optimización para resolver este problema. Algunos ejemplos son: Programación Lineal (LP) (Elimam, et al., 1989), Programación No Lineal (NLP) (Dajani, et al., 1972) y Programación Dinámica (DP) (Kulkarni & Khanna, 1985). Otros autores implementaron aproximaciones heurísticas para el diseño hidráulico de la red, que ofrecían buenos resultados en un tiempo computacional mucho menor. Entre las metodologías utilizadas se encuentran Particle Swarm Optimization (PSO) (Izquierdo, et al., 2008), Cellular Automata (CA) (Afshar, et al., 2011), Genetic Algorithms (GA) (Afshar, 2012), Ant Colony Optimization Algorithms (ACO) (Moeini & Afshar, 2012), entre otros.

En este trabajo, el problema se divide en dos partes: en primer lugar, se buscará encontrar el mejor trazado para la red; en segundo lugar, se busca encontrar el diseño hidráulico de la red partiendo de un trazado ya definido. Ambos problemas se abordan como problemas de optimización de flujo en redes que buscan encontrar la solución a un problema que se modela a través de un grafo. La selección del trazado de la red está basada en un modelo de optimización entera mixto conocido en la literatura como Network Design Problem (NDP). En este modelo, el costo del diseño total se aproxima utilizando herramientas estadísticas, en donde se ajustan diferentes funciones (lineales) para modelar el costo de las diferentes tuberías en la red. Una vez definido el trazado de la red que podría representar el diseño de menor costo, se pasa a realizar el diseño hidráulico de la red mediante una extensión de la metodología propuesta por Duque et al. (2013). En esta segunda etapa, se utiliza una adaptación de un algoritmo de ruta más corta (Ahuja, et al., 1993) sobre un grafo que representa el tamaño y posición de cada tubería en la red de alcantarillado.

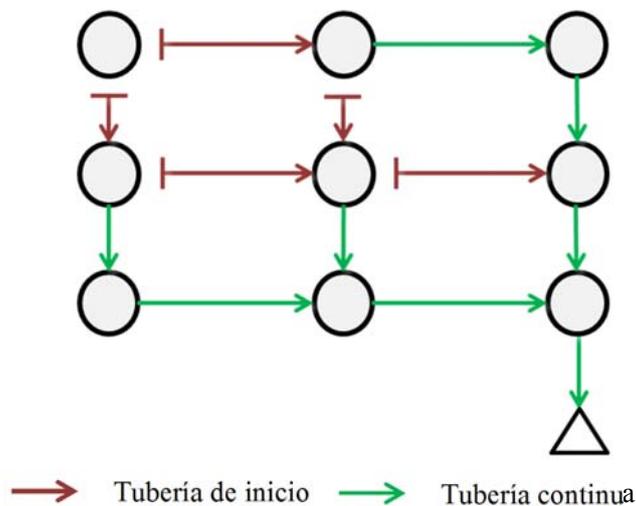
## METODOLOGÍA

### **Metodología para la selección del trazado de redes de alcantarillado**

Específicamente, la el trazado de la red define el sentido de flujo y el tipo de tubería en cada tramo de la red de alcantarillado, de forma que sea una red abierta, i.e. estructura de árbol. Se tienen dos posibles sentidos de flujo por tramo y dos tipos de tuberías: tuberías de inicio y tuberías continuas. Las tuberías de inicio son aquellas que no tienen tuberías conectadas aguas arriba, es decir, están en

los extremos de cada una de las ramas del árbol. Este tipo de tuberías únicamente reciben como caudal de entrada el aportado como caudal sanitario al pozo aguas arriba. Por el contrario, las tuberías continuas se encuentran en los tramos de la red que reciben el caudal de tuberías que llegan desde aguas arriba, más un caudal sanitario. La Figura 1 muestra un ejemplo de estos dos tipos de tuberías, y permite ver cómo todos los inicios están conectados a la descarga siguiendo una ruta específica. Adicionalmente, se puede observar que de cada pozo de inspección puede salir máximo una tubería continua o tantas tuberías de inicio como pozos adyacentes tenga dicho pozo.

Figura 1. Trazado de una red de alcantarillado.



Para el problema de selección del trazado se reciben como datos de entrada la topografía de la zona donde se planea construir o reemplazar la red de alcantarillado, además de las características de la red. Específicamente, se tiene el conjunto de pozos de inspección  $\mathcal{M} = \{m_1, m_2, m_3, m_4, \dots, m_{|\mathcal{M}|}\}$ , donde el pozo  $m_{|\mathcal{M}|}$  será el punto de descarga del sistema de alcantarillado; el caudal de entrada  $Q_k$  al pozo  $m_k \in \mathcal{M}$ ; las coordenadas  $x$ ,  $y$  y  $z$  (Cota del terreno  $\nabla_k$ ) del pozo  $m_k \in \mathcal{M}$  y el costo por unidad de flujo transportado  $c$  para cada tubería.

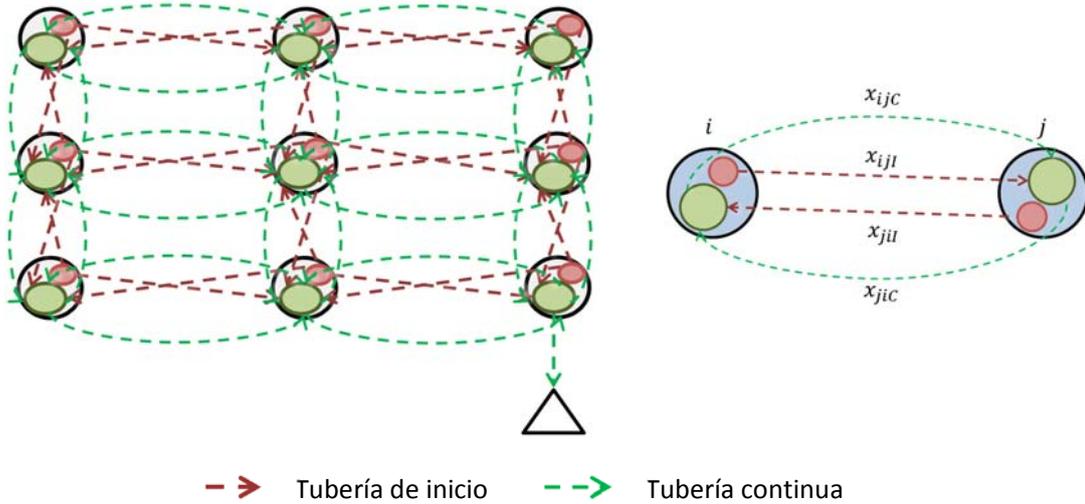
Se puede modelar la red de alcantarillado como un grafo dirigido  $\mathcal{G}_L = (\mathcal{N}_L, \mathcal{A}_L, \mathcal{T})$ , donde:

- $\mathcal{N}_L = \{v_1, v_2, v_3, v_4, \dots, v_{|\mathcal{M}|}\}$  es el conjunto de nodos que representa los pozos de inspección que componen la red de alcantarillado. Cada nodo  $v_i \in \mathcal{N}_L$  va a tener una oferta/demanda  $b_i$  ( $b_i > 0$  oferta y  $b_i < 0$  demanda), que representarán los caudales de entrada en cada pozo y el caudal de salida en el punto de descarga. Teniendo en cuenta que no hay pérdidas ni almacenamiento de agua en la red, la suma de los caudales de entrada debe ser igual al caudal de salida desde cada pozo.
- $\mathcal{T} = \{I, C\}$  es el conjunto tipos de tuberías posibles, donde  $I$  es una tubería de inicio y  $C$  es una tubería continua.
- $\mathcal{A}_L = \{(i, j, t) | v_i \in \mathcal{N}_L, v_j \in \mathcal{N}_L, t \in \mathcal{T}\}$  el conjunto de arcos que representa las tuberías entre los pozos (nodos) adyacentes  $v_i \in \mathcal{N}_L$  y  $v_j \in \mathcal{N}_L$  del tipo  $t \in \mathcal{T}$ . Cada arco tiene atributos que definen un costo por unidad caudal transportada, una capacidad de transporte y el tipo de tubería.

- $c_{ij}$ : Costo por unidad de flujo transportado del arco  $(i, j, t) \in \mathcal{A}_L$ .
- $u_{ijt}$ : Capacidad de transporte del arco  $(i, j, t) \in \mathcal{A}_L$
- $t_{ij}$ : Tipo de tubería del arco  $(i, j, t) \in \mathcal{A}_L$ .

En la definición del grafo se establecieron los arcos que representan los dos sentidos de flujo y los dos tipos de tuberías en la red (de inicio o continuas), generando un grafo como el que se muestra en la Figura 2. De los cuatro posibles arcos se debe escoger sólo uno por tramo.

Figura 2. Grafo para la selección del trazado de una red de alcantarillado.



Para resolver este problema se estableció una metodología para la selección del trazado de la red en la que se hace un modelaje matemático basado en el Problema de Diseño de Redes (Network Design Problem) (Guy, et al., 2005). Este es un problema de Programación Entera Mixta en el que se involucran variables de decisión que modelan el flujo y variables de decisión que modelan la elección de un sentido de flujo.

Según esto, se tiene una variable de decisión binaria  $x_{ijt}$  que va a determinar si el arco  $(i, j, t) \in \mathcal{A}_L$  define o no el trazado de la red (Ecuación 1). La segunda variable de decisión es el flujo  $y_{ijt}$  que pasa por cada arco  $(i, j, t) \in \mathcal{A}_L$ . Esta es una variable de decisión real que toma un valor entre 0 y la capacidad máxima de cada arco  $u_{ijt}$  (Ecuación 2).

$$x_{ijt} \begin{cases} 1 & \text{si el arco } (i, j, t) \text{ define el trazado de la red} \\ 0 & \text{d.l.c} \end{cases} \quad \forall v_i, v_j \in \mathcal{N}_L, t \in \mathcal{T} \quad (1)$$

$$0 \leq y_{ijt} \leq u_{ijt} \quad \forall (i, j, t) \in \mathcal{A}_L \quad (2)$$

La función objetivo es la planteada en la Ecuación 4 donde  $c_{ij}$  corresponde a un costo por unidad de flujo transportado que se estima de acuerdo con la función de costos de construcción por tramo, planteada en la Ecuación 3 (Navarro, 2009). Esta última depende del diámetro  $d$  de la tubería y el volumen de excavación  $V$  necesario para su instalación, de acuerdo con las cotas de batea de la tubería en los pozos aguas arriba y aguas abajo del tramo correspondiente.

$$C = k * (9579.31 * d^{0.5737} + 1163.77 * V^{1.31}) \quad (3)$$

Dado que durante la selección del trazado no se conocen los diámetros y las pendientes de cada tubería, el costo de construcción de la red se debe estimar utilizando una función de costos en términos del caudal (flujo) que pasa por cada tubería y el sentido de flujo. De acuerdo a lo anterior, el modelo matemático que describe este problema de selección del trazado de la red, se muestra a continuación.

$$\min \sum_{t \in \mathcal{T}} \sum_{(i,j,t) \in \mathcal{A}_L} c_{ij} y_{ijt} + \sum_{t \in \mathcal{T}} \sum_{(i,j,t) \in \mathcal{A}_L} a_{ij} x_{ijt} \quad (4)$$

s. a.

$$\sum_{t \in \mathcal{T}} \sum_{\{j|(i,j,t) \in \mathcal{A}_L\}} y_{ijt} - \sum_{t \in \mathcal{T}} \sum_{\{j|(j,i,t) \in \mathcal{A}_L\}} y_{jit} = b_i \quad \forall v_i \in \mathcal{N}_L \quad (5)$$

$$x_{ijt} * \frac{b_i}{n} \leq y_{ijt} \quad \forall v_i, v_j \in \mathcal{N}_L, t \in \mathcal{T} \quad (6)$$

$$y_{ijt} \leq M * x_{ijt} \quad \forall v_i, v_j \in \mathcal{N}_L, t \in \mathcal{T} \quad (7)$$

$$\sum_{t \in \mathcal{T} | (i,j,t) \in \mathcal{A}_L} x_{ijt} + \sum_{t \in \mathcal{T} | (j,i,t) \in \mathcal{A}_L} x_{jit} = 1 \quad \forall v_i, v_j \in \mathcal{N}_L \quad (8)$$

$$\sum_{v_j \in \mathcal{N}_L} x_{ijc} = 1 \quad \forall v_i \in \mathcal{N}_L \quad (9)$$

$$\sum_{v_j \in \mathcal{N}_L} \sum_{t \in \mathcal{T}} x_{jit} \leq M * \sum_{v_j \in \mathcal{N}_L} x_{ijc} \quad \forall v_i \in \mathcal{N}_L | v_i \neq v_L \quad (10)$$

$$\sum_{v_j \in \mathcal{N}_L} \sum_{t \in \mathcal{T}} x_{jit} \geq \sum_{v_j \in \mathcal{N}_L} x_{ijc} \quad \forall v_i \in \mathcal{N}_L | v_i \neq v_L \quad (11)$$

$$\sum_{v_j \in \mathcal{N}_L} y_{ijl} \leq b_i \quad \forall v_i \in \mathcal{N}_L | v_i \neq v_L \quad (12)$$

$$x_{v_L-1, v_L, C} = 1 \quad (13)$$

$$y_{v_L-1, v_L, C} = \sum_{i=1}^{v_L-1} b_i \quad (14)$$

$$y_{ijt} \geq 0 \quad \forall v_i, v_j \in \mathcal{N}_L, t \in \mathcal{T} \quad (15)$$

$$x_{ijt} \in \{1,0\} \quad \forall v_i, v_j \in \mathcal{N}_L, t \in \mathcal{T} \quad (16)$$

Para encontrar la solución óptima a este problema, se implementó el modelo matemático en Xpress-MP que es un software de optimización que cuenta con un solver de optimización entera mixta.

### **Metodología para el diseño hidráulico de redes de alcantarillado**

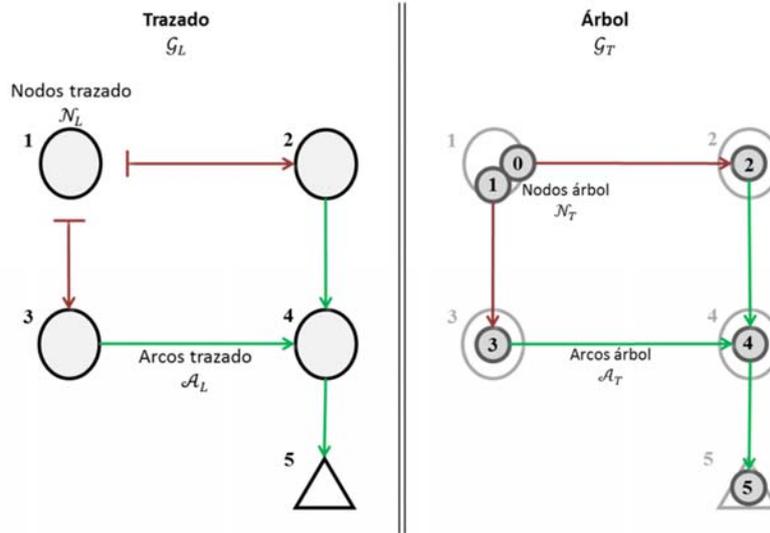
En cuanto al diseño hidráulico de la red, se busca encontrar la combinación diámetro-pendiente para cada tubería que conforma la red, teniendo en cuenta que se quiere minimizar el costo total de construcción de la red y asegurar el funcionamiento de la misma. Una vez definido el trazado, se conoce el caudal de diseño  $Q_d$ , el sentido del flujo y el tipo de tubería para cada tramo. Según el caudal de diseño de cada tramo, se debe seleccionar el tamaño (diámetro  $d$ ) y posición (pendiente  $s$ ) de la tubería a instalar para que el caudal pueda ser transportado, lo que se conoce como diseño hidráulico de la red.

Para el diseño hidráulico se tienen como datos de entrada: el conjunto de pozos de inspección  $\mathcal{M}$  que conforman la red de alcantarillado  $\mathcal{M} = \{m_1, m_2, m_3, m_4, \dots, m_{|\mathcal{M}|}\}$ , donde el pozo  $m_{|\mathcal{M}|}$  será el punto de descarga del sistema de alcantarillado; las coordenadas  $x$ ,  $y$  y  $z$  (Cota del terreno  $V_k$ ) del pozo  $m_k \in \mathcal{M}$ ; los tipos de tuberías  $\mathcal{T} = \{\text{Inicio}, \text{Continua}\}$ ; el conjunto de tramos  $\mathcal{P}$  que conforman la red de alcantarillado  $\mathcal{P} = \{(k, k') | m_k \in \mathcal{M}, m_{k'} \in \mathcal{M}\}$ ; el tipo de tubería  $t_{k, k'}$  del tramo  $(k, k') \in \mathcal{P}$ , donde  $t_{k, k'} \in \mathcal{T}$ ; el caudal de diseño  $Q_d(k, k')$  de cada tubería  $(k, k') \in \mathcal{P}$ ; el conjunto de diámetros comerciales disponibles  $D = \{d_1, d_2, d_3, d_4, \dots, d_{|D|}\}$ ; la rugosidad absoluta de las tuberías  $k_s$  y la viscosidad cinemática del agua  $\nu$ .

Para resolver este problema se propone extender la metodología planteada en Duque N. et al. (2015). En este trabajo, se modela el problema del diseño hidráulico de una serie de tuberías como un Problema de Ruta Más Corta (RMC). El problema de RMC se resuelve sobre un grafo auxiliar que representa diámetros y pendientes de cada tramo de la serie. Para extender esta metodología al caso de las redes, se parte del mismo modelaje del grafo haciendo algunas modificaciones que permiten modelar las tuberías de inicio y la unión de las mismas hasta la descarga. En caso de tener inicios (tramos iniciales), se deben crear pozos imaginarios con las mismas características del original, de forma que construya la red de alcantarillado como una red abierta, i.e., con una estructura de árbol. Esto además asegura que todos los inicios se conecten a la descarga por un único camino (serie de tuberías).

Para representar la red de alcantarillado como un red abierta, se hace una abstracción del grafo que representa el trazado ( $\mathcal{G}_L$ ) a un grafo que represente un árbol o red abierta ( $\mathcal{G}_T$ ). La Figura 3 muestra el grafo  $\mathcal{G}_T$  que modela la red abierta para un trazado particular  $\mathcal{G}_L$  de una red con 5 pozos y 5 tramos. Ambos grafos representan el trazado de la red; sin embargo, el Grafo  $\mathcal{G}_L$  describe los sentidos de flujo y los tipos de tuberías, mientras que en el Grafo  $\mathcal{G}_T$  tiene nodos adicionales para lograr la estructura de árbol. Puntualmente, el grafo  $\mathcal{G}_T$  tiene un nodo por cada tubería de inicio, y tanto arcos como tramos originales.

Figura 3. Representación del trazado de la red como un árbol.



En este ejemplo, del nodo del trazado  $v_1 \in \mathcal{N}_L$  salen dos tuberías de inicio que se representan en el grafo  $\mathcal{G}_T$  con los nodos de árbol  $v_0 \in \mathcal{N}_T$  y  $v_1 \in \mathcal{N}_T$ . Estos nodos en  $\mathcal{N}_T$  conservan las características topográficas y topológicas del nodo del trazado  $v_1 \in \mathcal{N}_L$ . De esta forma se tienen dos series de tuberías desde cada nodo de inicio (Nodos del árbol  $v_0$  y  $v_1$ ) hasta la descarga ( $v_5 \in \mathcal{N}_L \equiv v_5 \in \mathcal{N}_T$ ). De esta manera, la red de alcantarillado se representa a partir de múltiples series de tuberías que se modelan en a partir de los nodos de árbol  $\mathcal{N}_T$ .

La notación para el grafo que modela el trazado de la red como una red abierta (árbol) es la siguiente:

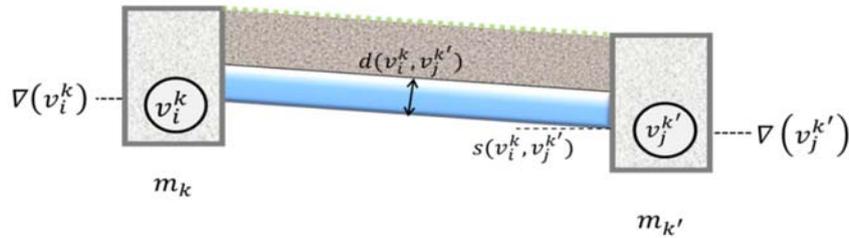
- $\mathcal{G}_T = (\mathcal{A}_T, \mathcal{N}_T)$  es el grafo que representa el trazado de la red como una red abierta.
- $\mathcal{N}_T = \{v_1, v_2, v_3, v_4, v_5 \dots \dots, v_T\}$  es el conjunto de nodos del árbol.
- $\mathcal{N}_T^i = \mathcal{N}_{TI}^i \cup \mathcal{N}_{TC}^i = \{v_1^i, v_2^i, v_3^i, \dots, v_T^i\}$ : es el subconjunto de nodos del árbol asociados con el nodo del trazado  $v_i \in \mathcal{N}_L$ ;  $\mathcal{N}_{TI}^i$  es el subconjunto de nodos del árbol que modelan inicios en el nodo de trazado  $v_i \in \mathcal{N}_L$ ; y  $\mathcal{N}_{TC}^i$  es el subconjunto de nodos de árbol que modelan uniones de series de tuberías (comienzo de una tubería continua) en el nodo de trazado  $v_i \in \mathcal{N}_L$ .
- $\mathcal{A}_T$  es el conjunto de arcos del árbol que se definen de acuerdo con la siguiente función.

$$\mathcal{A}_T = \begin{cases} \{(k, k') \mid v_k \in \mathcal{N}_{TI}^i, v_{k'} \in \mathcal{N}_{TC}^j, (i, j, t) \in \mathcal{A}_L\} & \text{si } t_{k,k'} = I \\ \{(k, k') \mid v_k \in \mathcal{N}_{TC}^i, v_{k'} \in \mathcal{N}_{TC}^j, (i, j, t) \in \mathcal{A}_L\} & \text{si } t_{k,k'} = C \end{cases}$$

Entonces, para el diseño hidráulico se tiene un grafo auxiliar  $\mathcal{G}_D = (\mathcal{A}_D, \mathcal{N}_D)$ , donde  $\mathcal{N}_D = \{v_1, v_2, v_3, v_4, v_5 \dots \dots, v_D\}$  es el conjunto de nodos del grafo del diseño hidráulico que se divide en subconjuntos de nodos  $\mathcal{N}_D^k = \{v_1^k, v_2^k, v_3^k, \dots, v_D^k\}$  asociados con el nodo del árbol  $v_k \in \mathcal{N}_T$  y  $\mathcal{A}_D = \{(v_i^k, v_j^{k'}) \mid v_i^k \in \mathcal{N}_D^k, v_j^{k'} \in \mathcal{N}_D^{k'}, (k, k') \in \mathcal{A}_T\}$  es el conjunto de arcos de diseño hidráulico. Para efectos del modelaje del problema, cada nodo  $v_i^k \in \mathcal{N}_D^k$  va a tener dos atributos. El primero, es la cota en metros sobre un nivel de referencia  $\nabla(v_i^k)$  y el segundo es el diámetro  $\delta(v_i^k)$ .

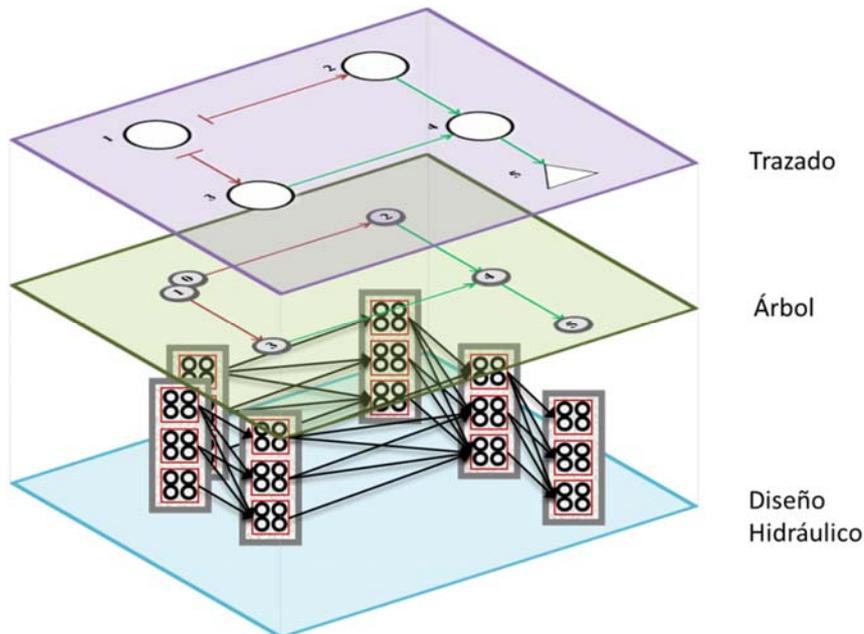
El primer atributo representa la cota batea de una tubería y el segundo representa el diámetro de una tubería asociada con el tramo aguas arriba del pozo  $m_k \in \mathcal{M}$  (ver Figura4).

Figura 4. Diseño hidráulico de una tubería (diámetro-pendiente).



La Figura5 presenta entonces la representación de todo el problema de diseño de redes de alcantarillado, realizando la conexión entre los tres grafos involucrados para la representación de la solución al problema de selección del trazado de la red, su traducción a una estructura tipo árbol y la posterior representación del grafo con todas las alternativas de diseño hidráulico para dicho trazado. Adicionalmente, se cumple que si el nodo de diseño  $v_i^k \in \mathcal{N}_D^k$  está aguas arriba del nodo de diseño  $v_j^{k'} \in \mathcal{N}_D^{k'}$ , el diámetro aguas arriba debe ser menor o igual al diámetro aguas abajo  $\delta(v_i^k) \leq \delta(v_j^{k'})$  y las pendientes deben ser positivas (a favor de la gravedad)  $s(v_i^k, v_j^{k'}) > 0 \equiv \nabla(v_i^k) > \nabla(v_j^{k'})$ .

Figura 5. Conexión entre los diferentes grafos.



Sobre este grafo de diseño hidráulico  $\mathcal{G}_D$  se corre un método de optimización conocido como el Problema de Ruta Más Corta (RMC) en donde se quiere la ruta más corta desde todos los inicios hasta el punto de descarga (Ahuja, et al.,1993). De acuerdo con lo anterior, se utiliza el Algoritmo de Bellman-Ford que encuentra la ruta más corta desde un punto de partida a todos nodos del grafo, y es

particularmente eficiente sobre grafos acíclicos (Bellman, 1956); teniendo en cuenta la estructura particular del grafo  $\mathcal{G}_D$ , i.e., un grafo dirigido y acíclico. La solución a este problema será el diseño hidráulico óptimo de la red de alcantarillado, para el trazado dado.

En el caso del problema de diseño hidráulico la variable de decisión es una variable binaria que toma el valor de uno (1) si el arco  $(v_i^k, v_j^{k'}) \in \mathcal{A}_D$  pertenece al camino que forma la ruta más corta o toma el valor de cero (0) de lo contrario, como plantea la Ecuación 17. La escogencia de un arco  $(v_i^k, v_j^{k'}) \in \mathcal{A}_D$  implica escoger un diámetro  $d(v_i^k, v_j^{k'})$  y una pendiente de diseño  $s(v_i^k, v_j^{k'})$ .

$$x_{ij} \in \{0,1\} \forall v_i^k \in \mathcal{N}_D^k, v_j^{k'} \in \mathcal{N}_D^{k'} \quad (17)$$

La función objetivo para el problema de diseño hidráulico se presenta en la Ecuación 18 (Duque, et al., 2015). La Ecuación 19 presenta el costo  $c(v_i^k, v_j^{k'})$  para cada arco  $(v_i^k, v_j^{k'}) \in \mathcal{A}_D$  según la función de costos planteada en la Ecuación 3 (Navarro, 2009), en función del diámetro del arco  $d(v_i^k, v_j^{k'})$  y las cotas de los nodos que lo componen  $\nabla(v_i^k)$  y  $\nabla(v_j^{k'})$ .

$$\min \sum_{(v_i^k, v_j^{k'}) \in \mathcal{A}_D} c(v_i^k, v_j^{k'}) x_{ij} \quad (18)$$

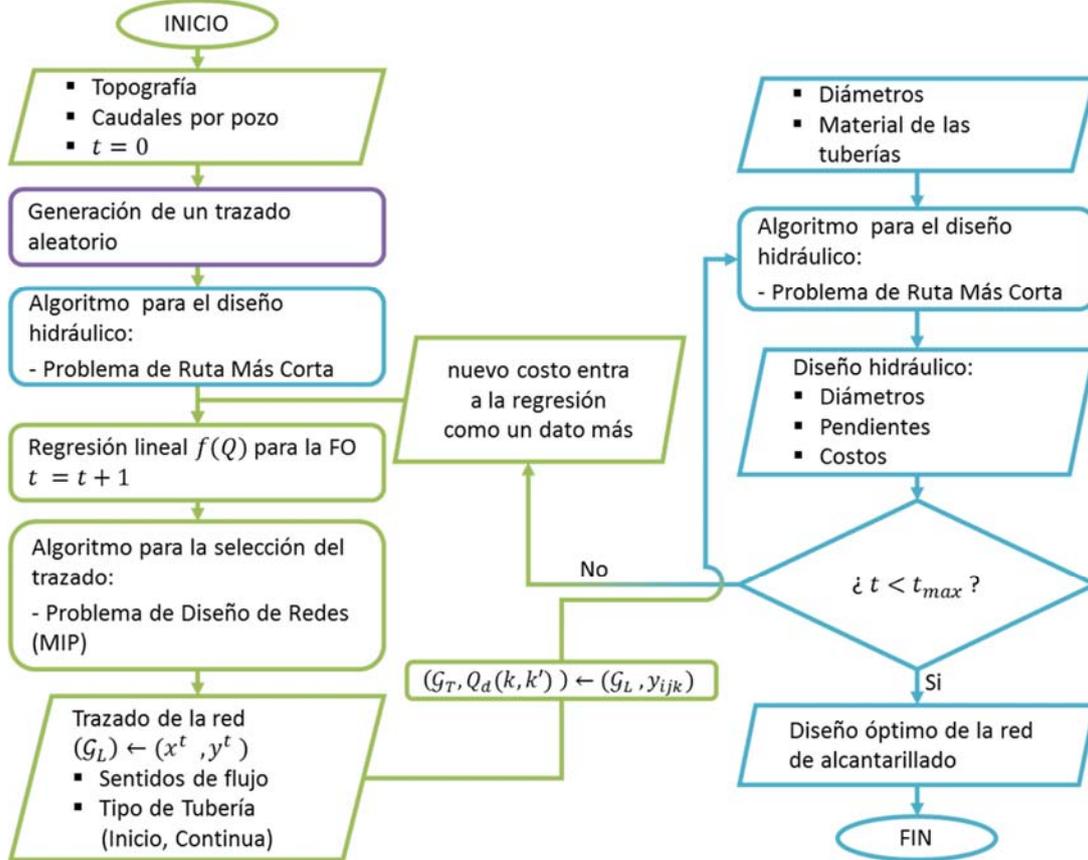
$$c(v_i^k, v_j^{k'}) = a * (9579.31 * d(v_i^k, v_j^{k'})^{0.5737} * l + 1163.77 * V(v_i^k, v_j^{k'})^{1.31}) \quad (19)$$

### Metodología para el diseño de redes de alcantarillado

La metodología global para el diseño de redes de alcantarillado se plantea como un proceso iterativo, donde para cada iteración se selecciona un trazado y de acuerdo con este se realiza el diseño hidráulico optimizado de la red, como plantea la Figura6. Adicionalmente, con cada iteración se espera mejorar función de costos para la selección del trazado, de forma que se puedan encontrar trazados mejores.

El proceso comienza recibiendo los datos de entrada necesarios para resolver el problema de la selección del trazado. Se recibe la topografía del terreno (Coordenadas  $x$ ,  $y$  y  $z$  de cada pozo de inspección), los caudales de entrada por pozo  $Q_k$  y un contador  $t$  que lleva la cuenta del número de iteraciones realizadas hasta llegar al número de máximo de iteraciones  $t_{max}$  que definen el criterio de parada del problema. Posteriormente, se debe realizar una primera estimación de la función de costos en términos del caudal, según la cual se encuentra el mejor trazado de la red.

Figura 6. Diagrama de flujo para el diseño de redes de alcantarillado.



La estimación de dicha función objetivo requiere de datos verdaderos de costos de construcción y caudales de diseño de tramos de tuberías ya diseñadas. En consecuencia, se debe realizar una inicialización al problema por medio de la generación de un trazado aleatorio que posteriormente se diseña hidráulicamente, de forma que se pueda estimar una buena función de costos en términos del caudal a partir de los costos reales de construcción asociados a los caudales obtenidos.

Una vez definida la función de costos para la selección del trazado, se corre un algoritmo que resuelve el Problema de Diseño de Redes, de acuerdo con el modelo matemático planteado para el problema de selección del trazado, obteniendo como resultado el mejor trazado de la red de alcantarillado, para la función de costos dada. A partir de dicho trazado y con información adicional sobre el material de las tuberías y los diámetros comerciales disponibles, se procede a realizar el diseño hidráulico de la red. Para esto se genera el grafo auxiliar para el diseño hidráulico  $\mathcal{G}_D$ , sobre el cual se corre un algoritmo que resuelve el problema de Ruta Más Corta. De este proceso se obtiene como resultado el diseño hidráulico optimizado de la red, para el trazado dado. Es decir que se obtiene el diámetro de cada tubería, su ubicación en el terreno (pendiente y profundidad) y los costos reales de construcción de cada tramo de la red.

Ahora bien, a pesar de que ya se tiene un diseño completo de la red, donde el diseño hidráulico es óptimo para el trazado dado, no se puede asegurar que el diseño de la red sea óptimo. Esto se debe a que no se sabe si la función de costos para la selección del trazado representa bien los costos reales

de construcción para cada tramo de la red de alcantarillado. A raíz de lo anterior se plantea el proceso iterativo que propone el Diagrama de Flujo de la Figura, en el cual con cada diseño hidráulico se va mejorando la estimación de la función de costos para la selección del trazado, hasta que se encuentre el mejor trazado para la red, tras un número de iteraciones establecido  $t_{max}$ . De esta forma se va mejorando el ajuste de la función objetivo para la selección del trazado y al final del proceso se puede asegurar que, para el número máximo de iteraciones establecidas, se obtuvo el mejor trazado para la red y por ende un diseño optimizado de la red de alcantarillado.

## RESULTADOS

En esta sección se presentarán los resultados del diseño de una red de 17 nodos y 25 tramos, como la que se muestra en la Figura 7, cuyos datos de entrada se presentan en la Tabla 1.

Figura 7. Red 4x4.

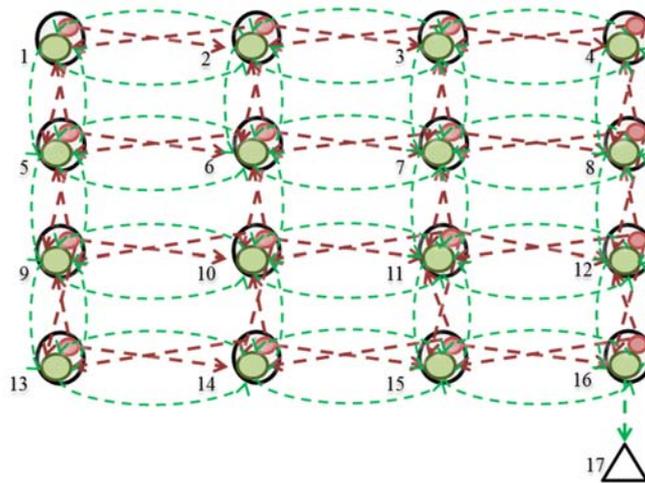


Tabla 1. Datos de entrada para la selección del trazado de una red de alcantarillado.

Nodo	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0.328	100	500	100
2	0.328	200	500	100
3	0.328	300	500	100
4	0.328	400	500	100
5	0.328	100	400	100
6	0.328	200	400	100
7	0.328	300	400	100
8	0.328	400	400	100
9	0.328	100	300	100

Nodo	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	X (m)	Y (m)	Z (m)
10	0.328	200	300	100
11	0.328	300	300	100
12	0.328	400	300	100
13	0.328	100	200	100
14	0.328	200	200	100
15	0.328	300	200	100
16	0.328	400	200	100
17 (Descarga)	0.000	400	100	100

Se realizó el diseño hidráulico de la red para un primer trazado aleatorio, con una variación entre cotas de 1 cm ( $\tilde{V}= 1 \text{ cm}$ ) y utilizando los siguientes diámetros comerciales disponibles en metros.

$$D = \{ 0.2, 0.38, 0.4, 0.5, 0.65, 0.80, 0.9, 1.05, 1.20, 1.3, 1.55, 1.6, 1.8, 2.2 \}$$

El costo de construcción total de la red fue de \$ 93 454 222 COP. Ahora bien, para mejorar el trazado se procede a realizar el proceso iterativo en el cual se va modificando la función objetivo por medio de una regresión lineal entre los caudales de diseño de cada tramo y su costo de construcción. Tras un total 1000 iteraciones ( $t_{max} = 100$ ), se obtuvo entonces que el trazado para el cual se obtuvo el diseño hidráulico más económico fue el que se presenta en la Figura8, y el diseño hidráulico óptimo para dicho trazado tiene un costo de \$ 87 414 034 COP.

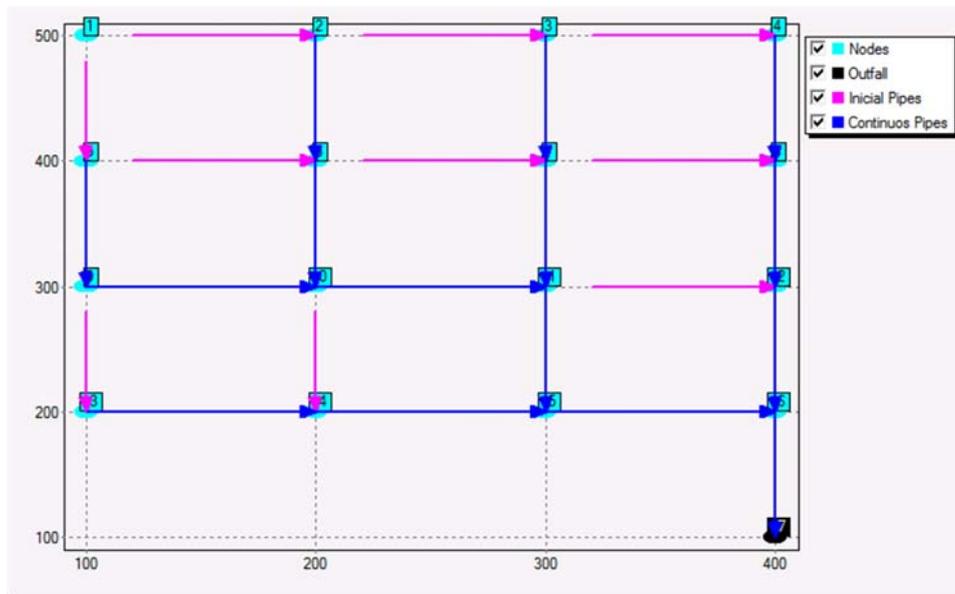
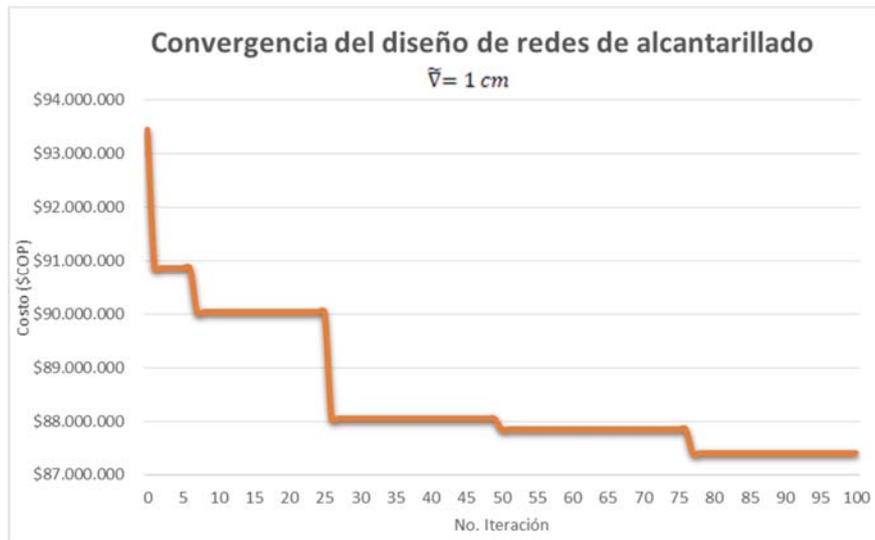


Figura 8. Representación de la solución del mejor trazado de la red tras 100 iteraciones (obtenido utilizando Xpress-MP).

La Figura9 presenta la convergencia al mejor diseño de la red encontrado durante este proceso iterativo. Como se puede observar existe una tendencia a mejorar los trazados, según los cuales se encuentran diseños con menores costos de construcción, a medida que se aumenta el número de iteraciones. Esto se debe a que al agregar más datos a la regresión lineal, según la cual se establecen los coeficientes  $c_{ij}$  y  $a_{ij}$ , se mejora la función objetivo para el problema de la selección del trazado. Sin embargo, no se podría asegurar que tras 100 iteraciones se encontró el trazado óptimo, por lo cual no se puede asegurar que para 100 iteraciones del problema de diseño de redes de alcantarillado se haya encontrado el diseño óptimo, pero sí uno muy cercano al óptimo. Esto teniendo en cuenta que la gráfica de convergencia presenta unas disminuciones en costos importantes durante las primeras 25 iteraciones, pero de ahí en adelante las reducciones en costos son menores al 1%.

Figura 9. Convergencia al mejor trazado de la red de alcantarillado ( $\bar{V} = 1 \text{ cm}$ ).



## CONCLUSIONES

- La metodología para la selección del trazado de sistemas de alcantarillado cumple con el objetivo general, pues asegura el óptimo global desde el punto de vista económico, de acuerdo con la función objetivo establecido para este análisis.
- La determinación de la función objetivo, como una función de costos en términos del caudal de diseño, es una muy buena primera aproximación para seleccionar el trazado, que posteriormente será diseñado hidráulicamente.
- Al comparar el diseño hidráulico de la red con el trazado óptimo, obtenido con la metodología propuesta, se corroboró que la función de costos utilizada es una buena aproximación a los costos reales que tendría la red en caso de tener ese trazado seleccionado.
- Gracias a la forma como se modeló el problema, y la representación de la red utilizando cuatro arcos para representar los sentidos de flujo y el tipo de cada tubería, se logró correr algoritmos de optimización sobre este grafo para obtener una solución óptima.
- Al modelar el problema como un problema de optimización entera mixta (Problema de diseño de redes), donde se busca de forma simultánea el diseño de la topología de la red y la solución al problema de Flujo de Costo Mínimo, se obtiene la selección del trazado óptimo de una red de alcantarillado, sujeto a la función de costos que se estime.
- La metodología de diseño de redes de alcantarillado cumple con el objetivo general, pues asegura el diseño hidráulico óptimo desde el punto de vista económico, teniendo en cuenta los aspectos hidráulicos que aseguren el adecuado funcionamiento del sistema, con base en las normas colombianas: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS (2000).
- El uso del algoritmo de Bellman-Ford para etiquetar los nodos, permite establecer la ruta más cota mientras se genera el grafo desde la descarga hacia todos los inicios de un sistema de alcantarillado.

- La solución del grafo se busca desde cada inicio hacia aguas abajo, buscando los nodos predecesores que conforman la ruta más corta (la serie de mínimo costo), hasta llegar a la descarga.
- La precisión del diseño afecta tanto los costos como los tiempos de ejecución del algoritmo, ya que un diseño más preciso toma un tiempo mucho mayor, pero lleva a costos menores.
- Se encontró que en el diseño hidráulico el costo computacional se reduce drásticamente si se evalúa primero la factibilidad económica antes que la hidráulica, ya que la segunda consume más tiempo de ejecución por el número de iteraciones que realiza.

## REFERENCIAS

Afshar, M., (2012). Rebirthing genetic algorithms for storm water network design. *Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering* 19, pp. 11-19.

Afshar, M. H., Shahidi, M., Rohani, M. & Sargolzaei, M., (2011). Application of cellular automata to sewer network optimization problems. *Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering* 18, pp. 304-3012.

Ahuja, R. K., Magnanti, T. L. & Orlin, J. B., (1993). *Network Flows: Theory, Algorithms, and Applications*. New Jersey: Prentice-Hall.

Bellman, R., (1956). On a Routing Problem. 20 Diciembre.

Butler, D. & Davies, J. W., (2011). *Urban Drainage*. Third Edition ed. New York: Spon Press.

Dajani, J., Gemmill, R. & Morlok, E., (1972). Optimal design of urban wastewater collection networks. *Journal of the Sanitary Engineering Division* 98(6), pp. 853-867.

Duque, N., Duque, D. & Saldarriaga, J., (2015). A new methodology for the optimal design of series of pipes on sewer systems. *Journal of Hydroinformatics, Volumen* (Working paper).

Elimam, A., Charalambous, C. & Ghobrial, F., (1989). Optimum design of large sewer networks. *Journal of Environmental Engineering* 115(6), pp. 1171-1190.

Goldberg, A. V. & Radzik, T., (1993). A Heuristic improvement of the Bellman-Ford Algorithm. En: *Gran betaña: s.n.*, pp. 3-6.

Guy, E., Guy, K. & Wolfgang, S., (2005). On network design problems: fixed cost flows and the covering steiner problem. *ACM Transactions on Algorithms*, 1(1), pp. 74-101.

Hutson, K. R., Schlosser, T. L. & Shier, D. R., (2011). On the Distributed Bellman-Ford Algorithm and the Looping Problem. *INFORMS Journal on Computing* ISSN 1091-9856, Volumen 19, p. 542-551.

Izquierdo, J., Montalvo, I., Pérez, R. & Fuertes, V. S., (2008). Design optimization of wastewater collection networks by PSO. *Computers and Mathematics with Applications*, pp. 777-784.

Kulkarni, V. & Khanna, P., (1985). Pumped wastewater collection systems optimization. *Journal of Environmental Engineering* 111(5), pp. 589-601.

Moeini, R. & Afshar, M., (2012). Layout and size optimization of sanitary sewer network using intelligent ants. *Advances in Engineering Software* 51, pp. 49-62.

Navarro, I., (2009). *Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano*, Bogotá: Universidad de los Andes.

“LOS SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE CON UNA VISIÓN INTEGRAL”

Primera edición 2015

D.R. © 2015 Universidad de Guanajuato

Lascurain de Retana 5, Zona Centro

Guanajuato, Gto. México. C.P. 36000

ISBN 978-607-441-366-3

ISBN: 978-607-441-366-3

