

# REVISTA DIGITAL TLÁLOC AMH

## Editorial

- Mejora del servicio de agua potable mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica y Modelos de simulación de redes, aplicación práctica
- Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico “El Cajón”
- Diseño de redes hidráulicas abiertas en edificios mediante el software RHAE



Asociación Mexicana  
**de Hidráulica**



## Revista Digital Tlaloc AMH

Vol. 50 - Enero-Marzo 2011

### Consejo Editorial

**Dr. Felipe Arreguín Cortés**  
Director

Subdirector General Técnico  
Comisión Nacional del Agua  
Profesor de asignatura - Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
Universidad Nacional Autónoma de México  
Tel: 52 555 1744400  
felipe.arreguin@revistatlaloc.mx

**Dr. Víctor Alcocer Yamanaka**  
Coordinador Editorial  
Coordinador Editorial - Revista Tlaloc AMH  
Coordinador - Coordinación de Hidráulica  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
Profesor de asignatura - Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
Universidad Nacional Autónoma de México  
Tel: 52 777 3293678 (secretaría)  
52 777 3293600 ext. 816 (directo)  
yamanaka@tlaloc.imta.mx  
yamanaka@revistatlaloc.mx

### XXX Consejo Directivo

**Presidente**  
Dr. Humberto Marengo Mogollón

**Vicepresidente**  
Dr. Felipe I. Arreguín Cortés

**Primer Secretario**  
Ing. Fernando Rueda Lujano

**Segundo Secretario**  
Ing. Luis Athié Morales

**Tesorero**  
Ing. Mario López Pérez

**Primer Vocal**  
Ing. Felipe Tito Lugo Árias

**Segundo Vocal**  
Ing. Marco Alfredo Murillo Ruiz

### Miembros del Consejo Editorial

Ing. Luis Athié Morales  
Comisión Federal de Electricidad

Dr. Moisés Berezowsky  
Instituto de Ingeniería de la UNAM

M. en I. Víctor Bourguett Ortiz  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Dr. Jaime Collado  
Consultor

Dr. Gabriel Echávez Aldape  
División de Estudios de Posgrado  
Facultad de Ingeniería de la UNAM

Dr. Jürgen Mahlknecht  
Centro del Agua para América Latina y el Caribe (CAALCA), Tecnológico de Monterrey

Dr. Óscar Fuentes Mariles  
Instituto de Ingeniería de la UNAM

Ing. Efraín Muñoz Martín.  
Consultor

Dr. Polioptro Martínez Austria  
Universidad de las Américas de Puebla

Ing. Roberto Olivares  
Asociación Nacional de Empresas de Agua y Saneamiento

Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco  
Centro del Agua para América Latina y el Caribe (CAALCA)

Ing. Juan Carlos Valencia Vargas  
Comisión Estatal del Agua de Morelos

Tlaloc AMH. Es una publicación trimestral de la Asociación Mexicana de Hidráulica, A.C. Para otros intereses dirigirse a Camino Santa Teresa 187, Colonia Parques del Pedregal, C.P. 14010, México, D.F. Tel. y fax (55) 5666 0835. Certificado de licitud de título núm. 12217 y de contenido núm. 8872. Reserva de derechos al uso exclusivo en trámite. El contenido de los artículos firmados es responsabilidad de los autores y no necesariamente representa la opinión de la Asociación Mexicana de Hidráulica. Ninguna parte de esta revista puede ser reproducida en medio alguno, incluso electrónico, ni traducida a otros idiomas sin autorización escrita de sus editores. Concepto gráfico, diseño y diagramación: M.A.M. Gema Alín Martínez Ocampo.

# Contenido

<b>Editorial</b>	<b>5</b>
<b>1. Mejora del servicio de agua potable mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica y Modelos de simulación de redes, aplicación práctica</b>	<b>7</b>
1.1. Antecedentes	8
1.2. Área comercial de la JAD	8
1.3. Análisis de los consumos domiciliarios	10
1.4. Verificación en campo de los medidores domiciliarios	13
1.5. Construcción del modelo hidráulico y su aplicación en el diseño de tuberías de refuerzo	15
1.6. Detección de zonas en donde es necesaria la instalación de tubería de refuerzo	17
1.7. Conclusiones	19
1.8. Referencias	19
<b>2. Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico “El Cajón”</b>	<b>21</b>
2.1. Introducción	21
2.2. Teoría de la confiabilidad	21
2.3. Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el P. H. El Cajón	24
2.4. Diseño de la obra de excedencias	33
2.5. Conclusiones	38
2.6. Referencias	38
<b>3. Diseño de redes hidráulicas abiertas en edificios mediante el software RHAЕ</b>	<b>41</b>
3.1. Introducción	42
3.2. Métodos	43
3.3. Gastos de diseño	44
3.4. Red hidráulica abierta	44
3.5. Software RHAЕ para el cálculo de redes hidráulicas abiertas en edificios	46
3.6. Aplicación Software RHAЕ	49
3.7. Conclusión	52
3.8. Referencias	53







# Editorial

**N**acida en el año 1994, Tláloc, nuestra revista, se editaba solamente en papel, y como muchas otras instituciones, la Asociación Mexicana de Hidráulica veía limitada su capacidad de reproducir la revista por factores básicamente de orden económico-presupuestario, y muchas veces el número de artículos que se deseaban publicar estaba por encima de la capacidad de edición de la revista. Esta situación obligó a producir tirajes limitados, que se distribuían solamente entre los agremiados de la Asociación que contaban con datos correctos dentro del padrón de la AMH, por lo que muchos ejemplares eran devueltos y llenaban las bodegas de nuestra Asociación. Pero la más grave es que la revista no llegaba a los estudiantes y especialistas no inscritos en la AMH, situación que sin duda limitaba nuestro alcance y excluía a este importante segmento

Posteriormente, se editaba en papel y en forma digital, se podía acceder desde el portal Internet de la AMH. Sin embargo la necesidad de editar en papel seguía imponiendo las limitaciones señaladas, aunadas al tiempo que requiere todo el proceso editorial ; la consecuencia fue que en algunos años se publicaron solamente dos números y se alteró con ello la periodicidad de la revista.

A partir de ahora, con del número 45, la Revista Tláloc tiene su propio portal de Internet (<http://www.revistatlaloc.mx>), de acceso libre y gratuito para todo el público, y solamente se edita en forma digital. De esta manera ampliamos nuestro alcance socio demográfico, con

este nuevo formato cada persona, desde la comodidad de su casa u oficina, podrá leer la revista y en su caso, imprimir los artículos o notas que resulten de su interés.

Algunas de las ventajas que ofrece esta modalidad es que los autores de los artículos tendrán un mayor control sobre los procesos editoriales, ya que pueden ser ellos mismos los que realicen parte de las tareas; no habrá las limitaciones estrictas de espacio que suelen imponer las editoriales; el tiraje no estará limitado; la revista estará disponible para cualquier persona que quiera consultarla; no existirán „números atrasados“ ni devoluciones; se facilitarán los mecanismos de publicidad, en beneficio de universidades, institutos de investigación y empresas; se favorecerá el contacto directo e inmediato con los lectores, pues la inclusión de las direcciones de correo electrónico de los autores permite el debate, la crítica o el comentario; también se fomenta la comunicación entre especialistas en campos afines, pues la red permite localizar fácilmente a personas que trabajan en diversos ámbitos de interés de los lectores.

Cada número estará disponible inmediatamente después de su publicación en el portal Internet y los lectores no necesitan espacio físico para almacenar la revista en papel.

De esta forma, el Comité Editorial de la revista se suma también, una vez más, al cuidado del medio ambiente, mediante la considerable disminución del uso de papel y tinta.

Esperamos con esta nueva etapa de nuestra Revista Tláloc, continuar brindándole la información técnica y contextual que usted espera, con el rigor y seriedad que nos ha caracterizado como editores.

**ATENTAMENTE**

Dr. Felipe Arreguín Cortés  
Dr. Víctor Alcocer Yamanaka

# 1

## Mejora del servicio de agua potable mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica y Modelos de simulación de redes, aplicación práctica

José Manuel Rodríguez Varela  
Subcoordinación de Hidráulica Urbana  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Jesús de la Garza Díaz del Guante, Roberto Méndez Villagómez, Felipe Quintero  
Treviño, César Gerardo González Solís  
Junta de Aguas y Drenaje de Matamoros, Tamaulipas

### Resumen

**E**n el presente trabajo se muestran las acciones desarrolladas para detectar y solucionar problemas de submedición en los medidores domiciliarios que generan una baja en la facturación del volumen suministrado a la red y por consiguiente una disminución en la recaudación de recursos económicos, lo que tiene un impacto directo en la operación de los sistemas de agua potable.

Mediante la ayuda de herramientas como son: los Sistemas de Información Geográfica y los Modelos de Simulación hidráulica, se pueden analizar de manera conjunta la información generada en el Área Comercial y la originada en el Área Técnica de un Sistema de Agua Potable, permitiendo la detección de los problemas; de submedición en los medidores domiciliarios y de baja presión en la red de distribución.

Por otra parte, mediante el uso del modelo de simulación hidráulica de la red se diseñan las tuberías de refuerzo necesarias para incrementar la presión

y mejorar el servicio de agua, lo que permite que los medidores trabajen dentro del rango nominal de medición. Este proyecto se realizó en la ciudad de Matamoros, Tamaulipas, contando con el financiamiento y apoyo del personal de las diversas áreas de la Junta de Aguas y Drenaje de la ciudad.

## 1.1. Antecedentes

El crecimiento de las ciudades, en extensión y en densidad de población, obliga a cambios en la infraestructura de agua potable debidamente planeados para responder a nuevas necesidades. Éstos, generalmente operativos, se realizan bajo la premura de dar solución temporal, por lo que las redes de agua potable crecen desorganizadamente, lo que obliga a que la infraestructura hidráulica ya no opere de forma eficiente; en ocasiones ocurre que los tanques ya no realizan su función de regularización, algunas partes de la red ya no funcionan con presión suficiente para satisfacer a los usuarios, entre otras consecuencias de los cambios de operación, todo esto provoca un servicio deficiente en el suministro de agua a la población.

La ciudad de Matamoros, Tamaulipas, no es la excepción, su superfi-

cie territorial crece a una tasa media anual del 3.52 % [Referencia 1], es decir que para dotar de agua potable a la población emergente, el sistema debe crecer a una tasa similar, lo que conlleva a invertir en ampliar la red de distribución año con año. Aunado a esto, existen zonas de la ciudad donde la red de agua potable cuenta con más de 40 años de antigüedad, localizada especialmente en la zona centro. A pesar de esto, la JAD logra suministrar de agua potable al 93.4% de la población [Referencia 2].

Para planear las acciones de mejora del suministro de agua a la población, se propone partir de la construcción de un modelo de simulación hidráulica calibrado, con el que se pueden analizar diversos escenarios (acciones de mejora, tales como renovación, rehabilitación o inclusión de líneas nuevas) para la mejora del funcionamiento y operación de la red.

## 1.2. Área comercial de la JAD

Conforme a los datos del departamento de Facturación de la Junta de Aguas y Drenaje de Matamoros, existen aproximadamente 137,027 usuarios (diciembre del 2008), distribuidos en 20 sectores comerciales



(Ilustración 1), éstos a su vez están divididos en 353 rutas de lectura.

La JAD desde el año 2006, se dio a la tarea promocionar la instalación de medidores domésticos a lo largo de la ciudad, con la finalidad de pasar de una cuota fija a una cuota medida en el servicio, y así motivar el uso racional del agua en la población. Así se tiene que en el año 2005, sólo el 44.3% de los usuarios contaba con medición domiciliaria, como resultado de esta campaña, para el año 2008 este porcentaje se elevó hasta llegar al 55 por ciento [Referencia 3 y 4].

En el año 2003, sólo el 15.6 % de los usuarios domésticos contaba con medidor domiciliario [Referencia 2], y en el 2005 se incrementó dicho porcentaje hasta el 44.3 %. Los usuarios industriales en el mismo periodo se incrementaron del 98% al 100%, y los usuarios comerciales se incrementaron del 2003 al 2005 de 65.5 % al 82.4%. Mientras que el volumen facturado total, tuvo un decremento de 47.9 millones de m<sup>3</sup>/año en el año 2003 a 42.0 millones de m<sup>3</sup>/año en el 2005. Esto a pesar de incrementarse el número de usuarios de 101,767 a 120,764.

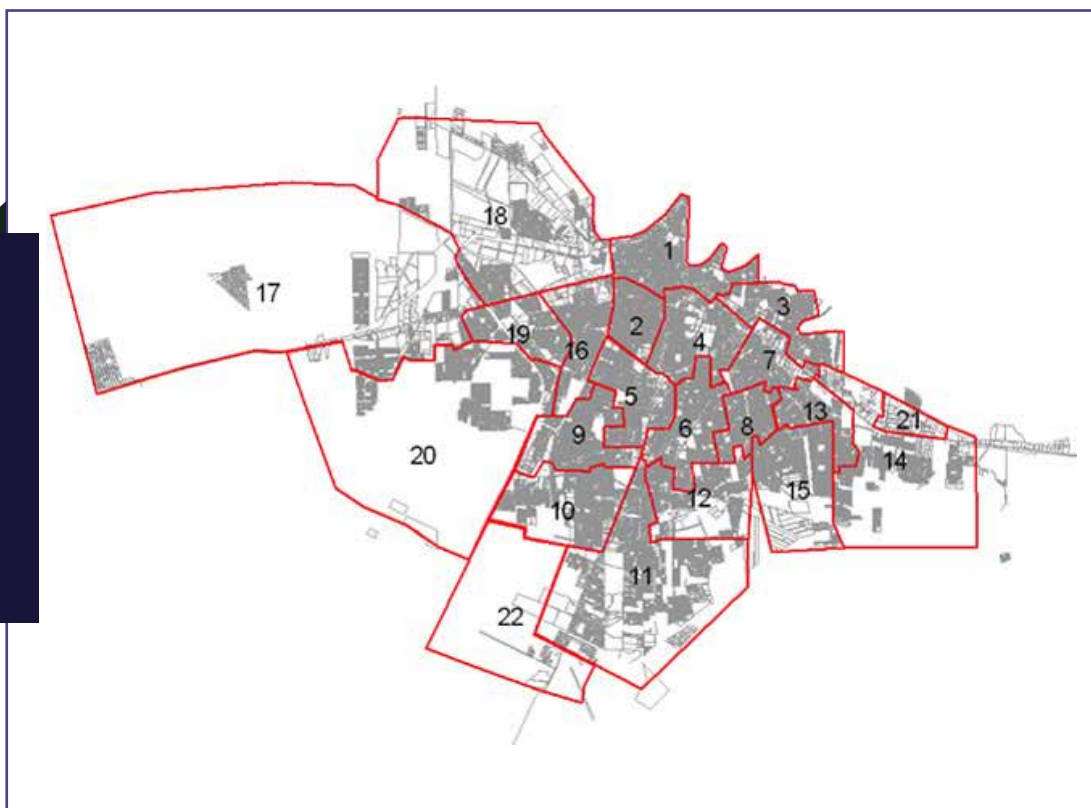


Figura 1.1. Sectores comerciales operados por la JAD

La instalación de medidores en la ciudad ha tenido un impacto negativo en la facturación del volumen de agua, ya que el consumo se ha visto reducido y por consiguiente la captación de recursos económicos, lo que genera un problema a la JAD para su operación.

### 1.3. Análisis de los consumos domiciliarios

Para detectar las zonas de la ciudad en la que se presentan registros de consumo bajos, menores a los 15 m<sup>3</sup>/mes, se ordenó y clasificó la información del Departamento de Facturación, dentro de un Sistema de Información Geográfica (SIG), que contenía la información de consu-

mos registrados en los medidores domiciliarios durante todo el año del 2008. Una de las ventajas inmediatas de integrar la información comercial dentro de un SIG, es la visualización espacial de la misma; ejemplo de ello, es la ilustración 2 donde se observa la distribución en porcentaje, de los usuarios con un consumo menor a 15 m<sup>3</sup>/mes (rojo) y usuarios con un consumo mayor a 15 m<sup>3</sup>/mes (azul).

A partir de este análisis es posible llevar a cabo una planeación oportuna de recursos, dado que se establecen zonas o sectores donde existen un número considerable de usuarios con consumo menor a 15 m<sup>3</sup>/mes, ver ilustración siguiente.

A partir de las ilustraciones anteriores se establece, que las rutas que presenten gráfica de barras en rojo, con un orden de magnitud mayor a las gráficas azules, denotan una pérdida de recursos económicos a la Junta de Agua, debido a que generalmente una familia típica mexicana, consume un volumen promedio mensual mayor a 20 metros cúbicos. Por lo anterior y con base en el SIG elaborado por el IMTA, es posible conocer por ejemplo, las rutas que tienen un mayor número de usuarios por

El crecimiento de las ciudades, en extensión y en densidad de población, obliga a cambios en la infraestructura de agua potable que se realizan con premura e ineficiencia debido a la urgencia de dotar de agua a los usuarios.

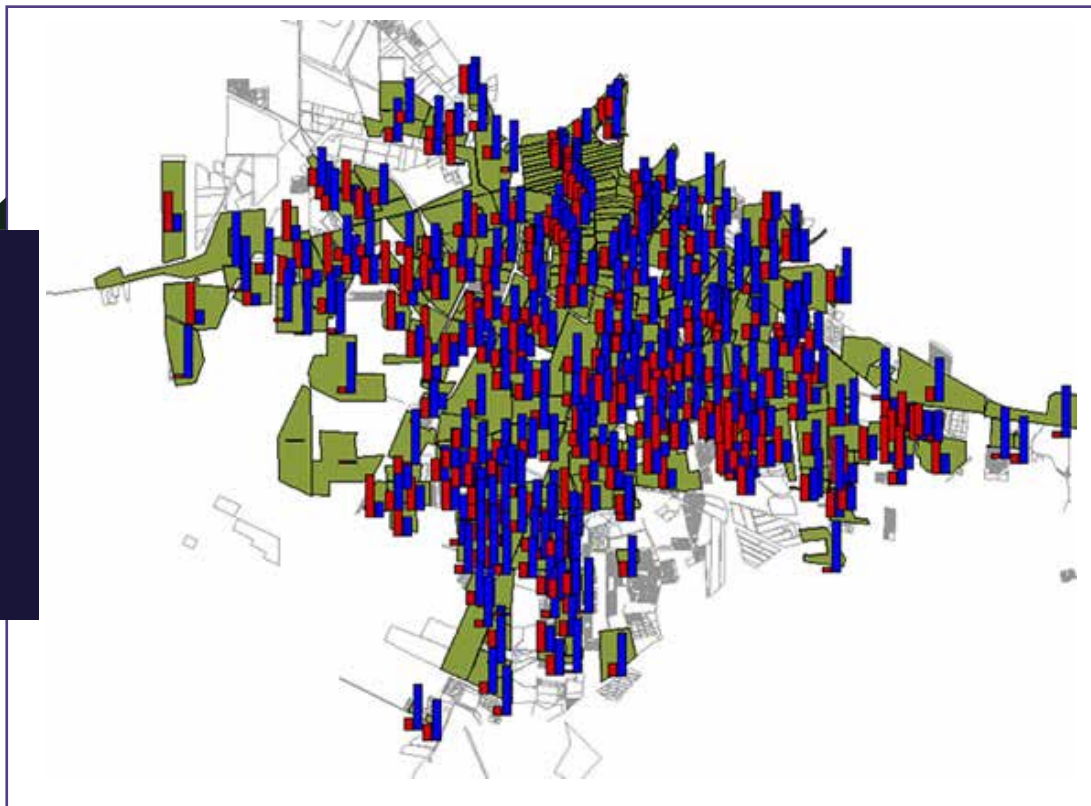


Figura 1.2. Porcentaje de usuarios con un consumo menor a 15 m<sup>3</sup>/mes (rojo) y usuarios con un consumo mayor a 15 m<sup>3</sup>/mes (azul).

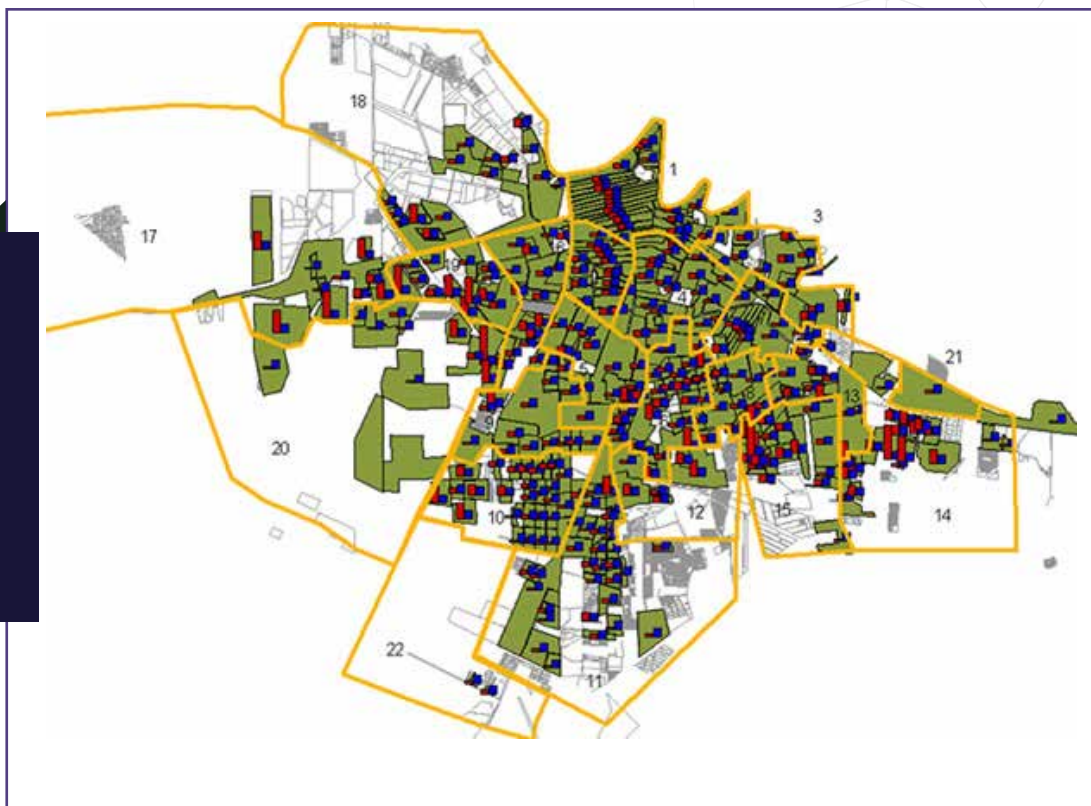


Figura 1.3. Porcentaje de usuarios con un consumo menor a 15 m<sup>3</sup>/mes (rojo) y usuarios con un consumo mayor a 15 m<sup>3</sup>/mes (azul) para cada sector comercial.

debajo de los 15 metros cúbicos. En total se tienen 69 rutas que presentan mayor incidencia de usuarios, con consumos promedio mensuales menores a 15 metros cúbicos, esto representa el 19.54% (353) del total de rutas lecturas identificadas por departamento de Facturación de la JAD.

Actualmente el esquema tarifario vigente en la ciudad de Matamoros establece un rango mínimo de 0 a 10 metros cúbicos. Nuevamente si consideramos el SIG es posible conocer el número de rutas que presentan la mayor incidencia de usuarios

con un consumo menor a 10 metros cúbicos, en comparación al total de cada una de ellas. A partir de esto es posible establecer que el número de usuarios total resulta de 8834, esto representa 6.56% del total de usuarios que tiene registrado el departamento de Facturación de la JAD. De forma espacial estas rutas se identifican en la ilustración 4.

Considerando el análisis anterior, se realizó un muestreo aleatorio, con el objetivo de conocer el estado de los medidores domiciliarios dentro de la ciudad de Matamoros. A partir del análisis fue posible definir lo

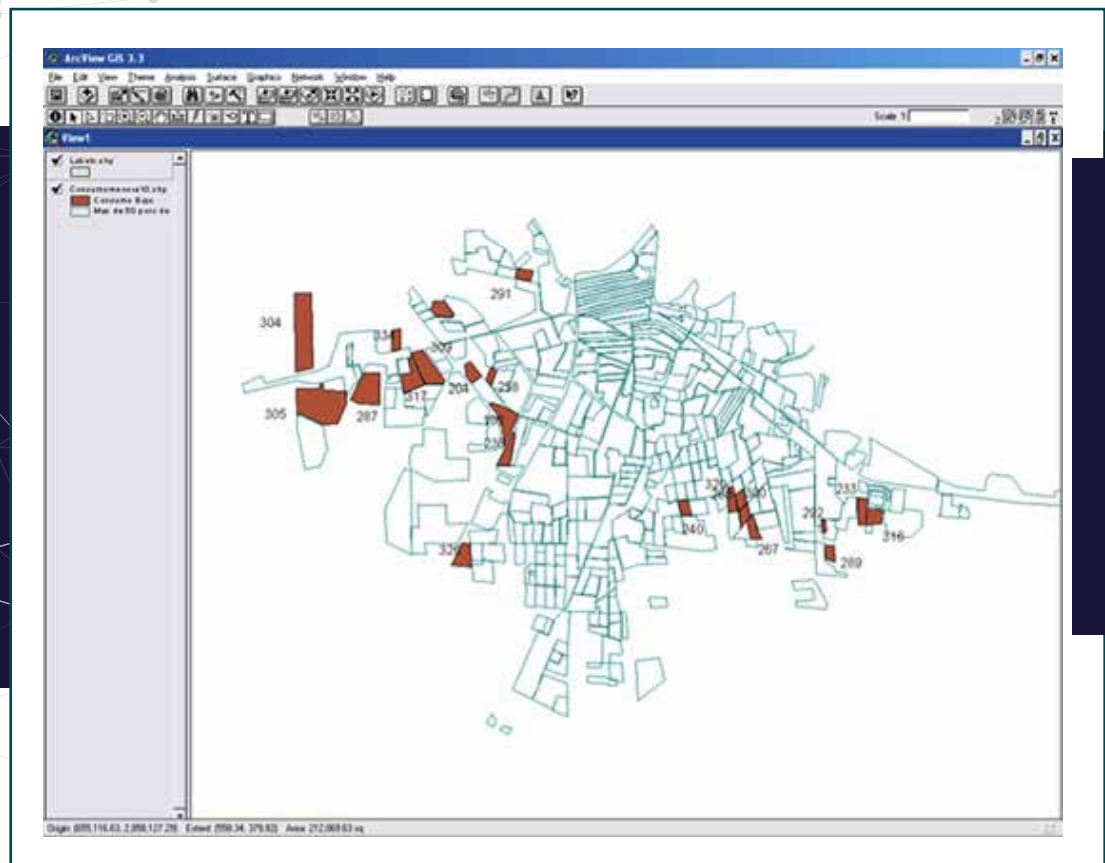


Figura 1.4. Rutas con mayor incidencia de usuarios debajo de 10 metros cúbicos con respecto a su total



siguiente: La precisión de los micromedidores (porcentaje de sobremedición, submedición, etcétera); Estado de micromedidores por marca comercial, (mejor y peor evaluadas); Emisión de recomendaciones en relación a la instalación del micromedidor (cuadro, válvula de expulsión de aire, posición del micromedidor, etc); Identificación de zonas con problemas de medición; producto de una operación deficiente en la red de distribución (baja presión); Diseño de acciones que permitan incrementar la facturación en el Organismo Operador, como puede ser el reforzamientos de tubería dentro de la red de distribución.

## 1.4. Verificación en campo de los medidores domiciliarios

Se planeó la verificación en campo de los medidores domiciliarios, para evaluar su exactitud y determinar si éstos presentan problemas de operación. Se diseñó una muestra aleatoria en la ciudad de 400 medidores domiciliarios (Ilustración 5), en los que se verificaba la exactitud de la medición para diferentes rangos de caudal (Ilustración 6). Antes de iniciar el proceso de selección, se asignó a cada uno de los 20 sectores comerciales (de acuerdo con el departamento

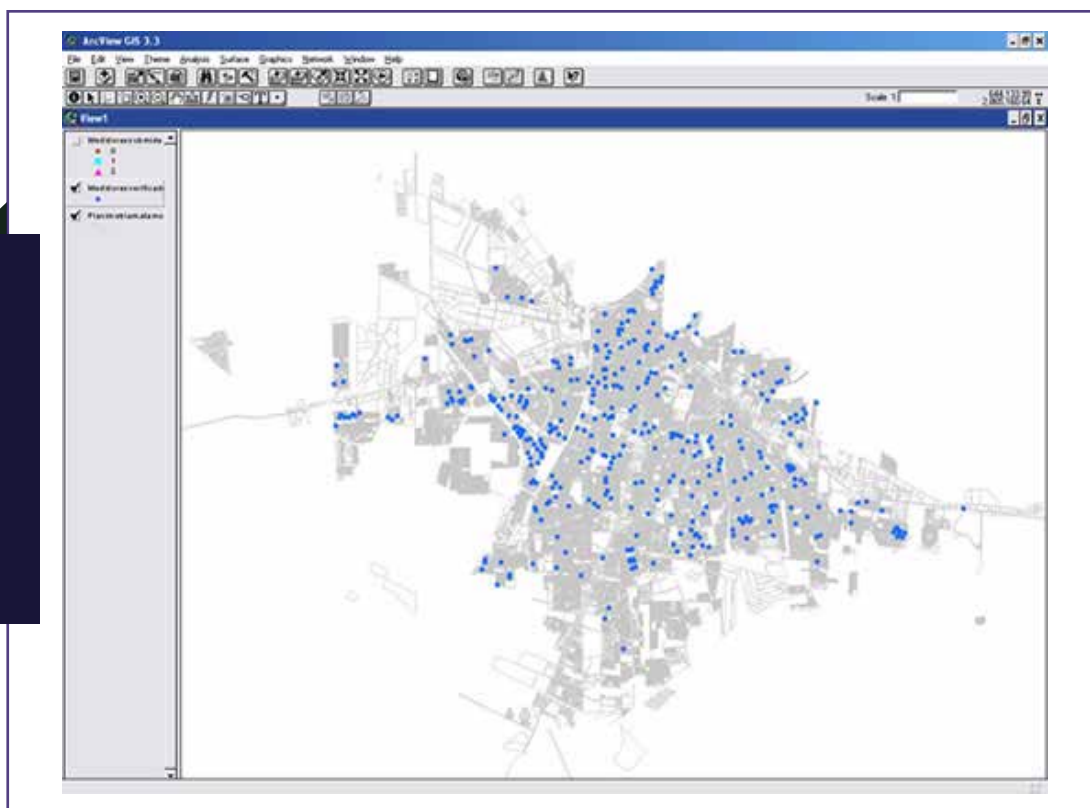


Figura 1.5. Ubicación espacial de los micromedidores analizados



Figura 1.6.  
Muestreo en  
campo para la  
verificación de  
micromedidores



de facturación), un factor de ponderación involucrando número total de usuarios con servicio medido en cada sector, con ello se asigna un número mayor de evaluaciones en campo, a aquellos sectores que presenten mayor número de usuarios con servicio medido (micromedidores).

De los trabajos de campo de la verificación de medidores se obtuvo lo siguiente:

- En promedio global de la muestra de 400 micromedidores, se presenta un error global en  $Q_{mín}$  (prueba para gasto mínimo) de -7.40% y -1.52%, lo que se traduce en tres situaciones que inciden directamente en el Organismo Operador: 1) Los micromedidores están sometidos a una operación hidráulica deficiente proveniente de la red de distribución, 2) Mala selección del tipo de micromedidor, 3) Pérdidas en términos de facturación y con ello de cobran-

za en el departamento comercial, producto de la submedición que presentan los micromedidores.

- Es necesario en el futuro establecer un programa de instalación de micromedidores en lugares donde el Organismo Operador obtenga mayores consumos en términos de facturación. Lo anterior es posible a través del Sistema de Información Geográfica que el personal del IMTA realizó para la Junta de Aguas y Drenaje de Matamoros, Tamaulipas.
- Además de coordinar los esfuerzos de las Gerencias Técnica y Comercial de la JAD en la instalación futura de los micromedidores, y conociendo las deficiencias en el gasto mínimo, es posible subsanar esta situación considerando instalar en el futuro micromedidores con Clase Metrológica C.
- El medidor Clase "C" abarca un rango mayor de  $q_{mín}$  (gasto mínimo) comparado al Clase "B".

- Asimismo es necesario incrementar y/o mejorar las condiciones hidráulicas de la red de distribución de agua de la ciudad, a través del mantenimiento preventivo o correctivo en los equipos de bombeo de las plantas de bombeo, con el objetivo de incrementar la presión en el sistema.
- Finalmente existen dentro del sistema de la red de distribución, circuitos hidráulicos de tubería principal que no han sido cerrados, razón por la cual es necesaria la inversión y diseño de tuberías de reforzamiento. En el inciso siguiente se detallará este diseño con base en el modelo de simulación hidráulica.

### 1.5. Construcción del modelo hidráulico y su aplicación en el diseño de tuberías de refuerzo

El trazo de la red de distribución de la ciudad de Matamoros se incorporó dentro del sistema InfoWorks® desarrollado por la empresa Wallingford Software (ver Ilustración 7). Este modelo tiene la ventaja de simular hasta la toma domiciliaria o los usuarios del sistema (customer

point). Además de que se va conformando toda la información de manera directa dentro de un sistema de información geográfica (SIG), lo que ayuda al manejo y construcción de modelos de red grandes y mayores a los 5,000 nudos.

La red de agua se conformó por 11463 tramos y 8885 nodos, 157,737 usuarios (customer points), además de los rebombes. El modelo de la red se exportó a la plataforma de simulación del Epanet, software gratuito desarrollado por la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos.

Otra ventaja de trabajar con el Infoworks es que permite la interacción entre el modelo de simulación de la red y el Modelo Digital de Elevaciones (MDE) lo que facilita la introducción de nueva topología de la red de distribución, compuesta por tramos y nodos, a la que se le asigna de manera directa la elevación correspondiente, esto con ayuda del MDE. Para ello nuevamente con el apoyo de la Gerencia Técnica se obtuvo un plano con las curvas de nivel a cada cinco metros.

Empleando los programas de cómputo ArcView®, y con el plano con curvas de nivel se transformó

Figura 1.7.  
Introducción  
de  
planimetría  
al modelo de  
simulación  
en formato  
InfoWorks®

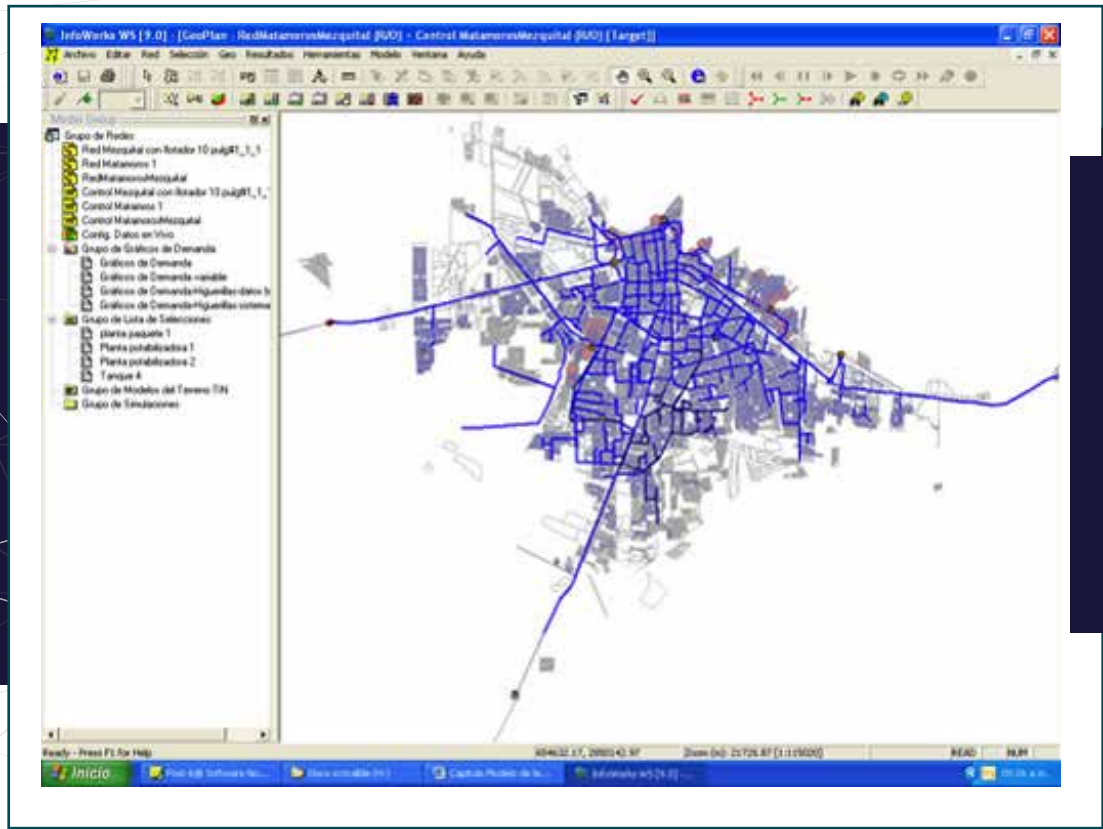
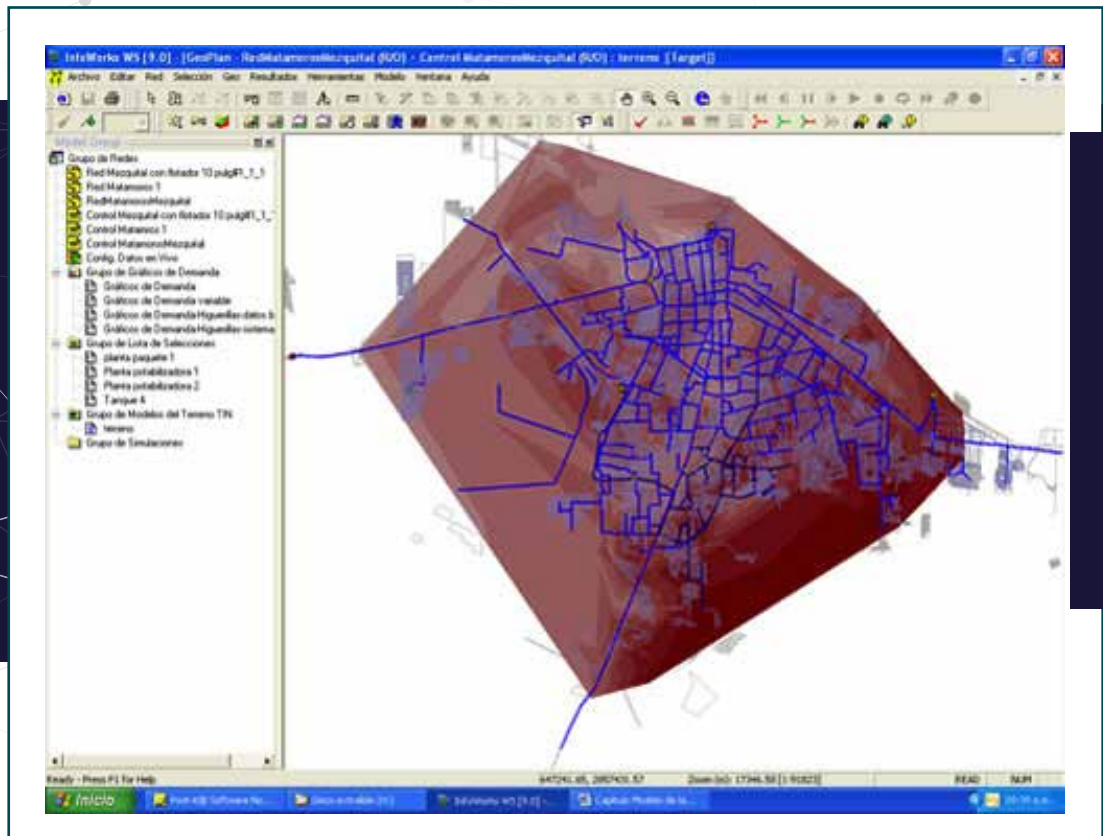


Figura 1.8.  
Modelo  
digital de  
elevaciones  
dentro del  
modelo de  
simulación  
en formato  
InfoWorks®



en un archivo con formato TIN, el cual representa el modelo digital de elevaciones (MDE). A partir de ello se realiza la interpolación entre curvas y con ello el cálculo directo de la elevación en cada uno de los nodos (ver Ilustración 8).

## 1.6. Detección de zonas en donde es necesaria la instalación de tubería de refuerzo

Ya con el modelo, se identifican las zonas en que se requiere de instalar tubería de refuerzo (ilustración 9),

con la finalidad de mejorar presiones (ver Ilustración 10).

En total se diseñaron 19 reforzamientos (ver ilustración 11) en las zonas de la ciudad que presentan baja presión, esto con ayuda del modelo de simulación de la red de distribución. Estos reforzamientos son acciones inmediatas que puede implementar la JAD para mejorar el servicio de agua potable en las zonas sur oriente de la ciudad a un costo mínimo. En total se recomienda la instalación de 4881 metros de tubería de diverso diámetro. Además se recomienda continuar con las acciones de sectorización de la red

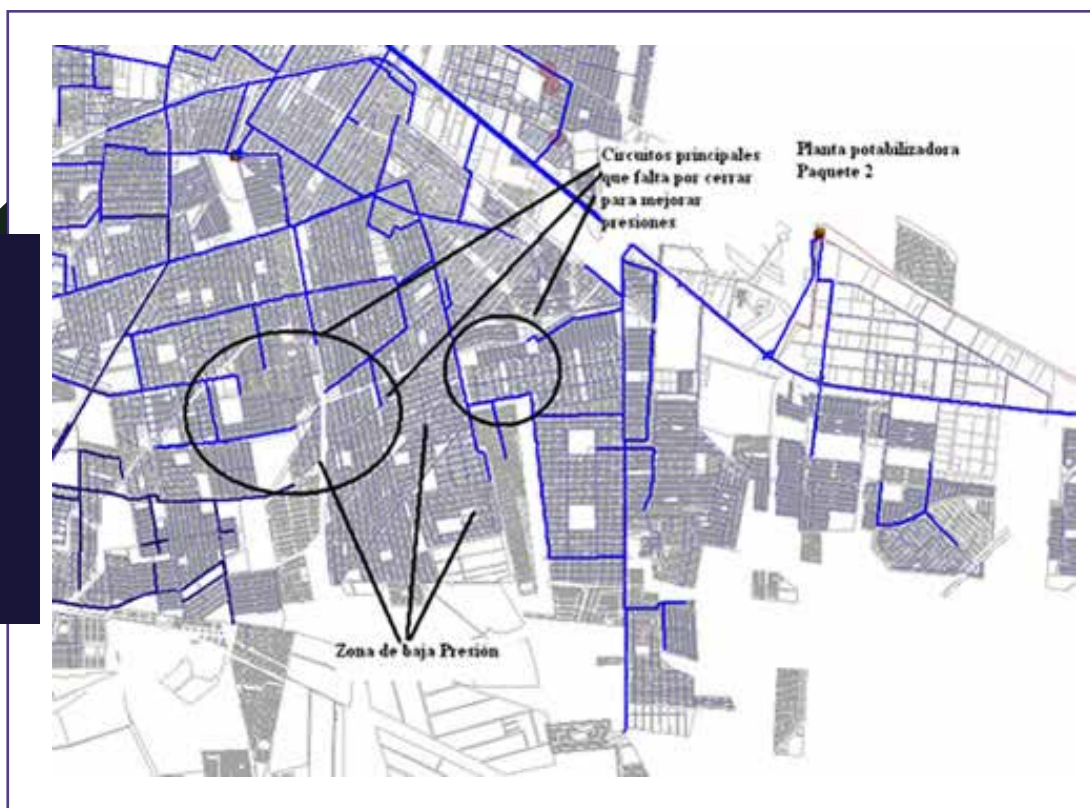
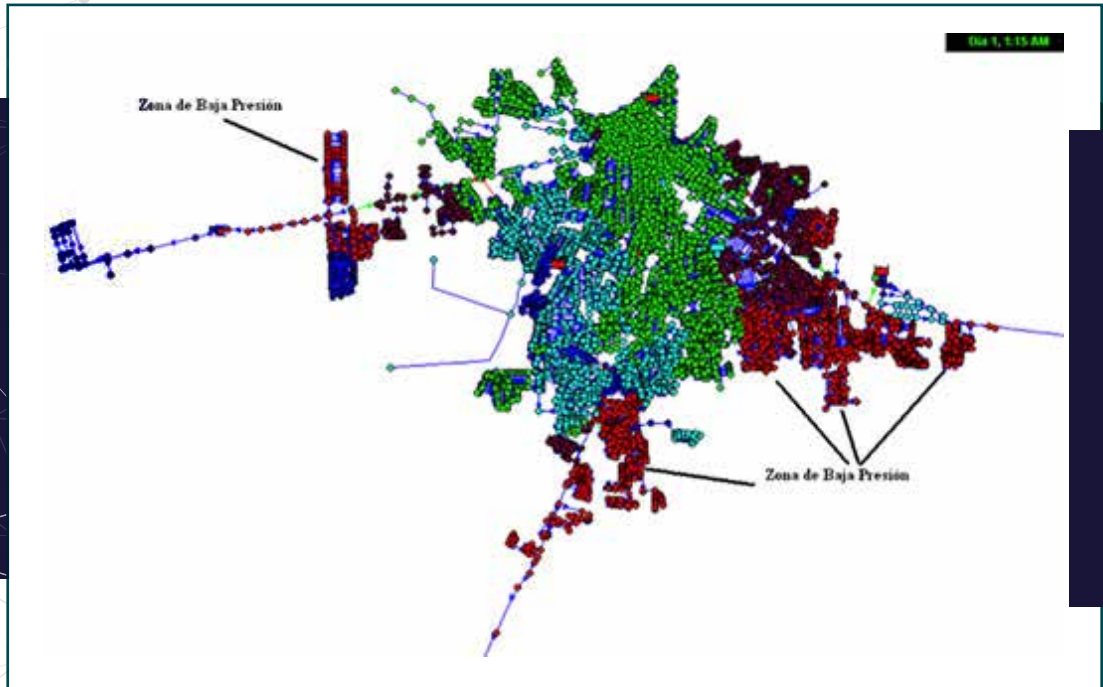


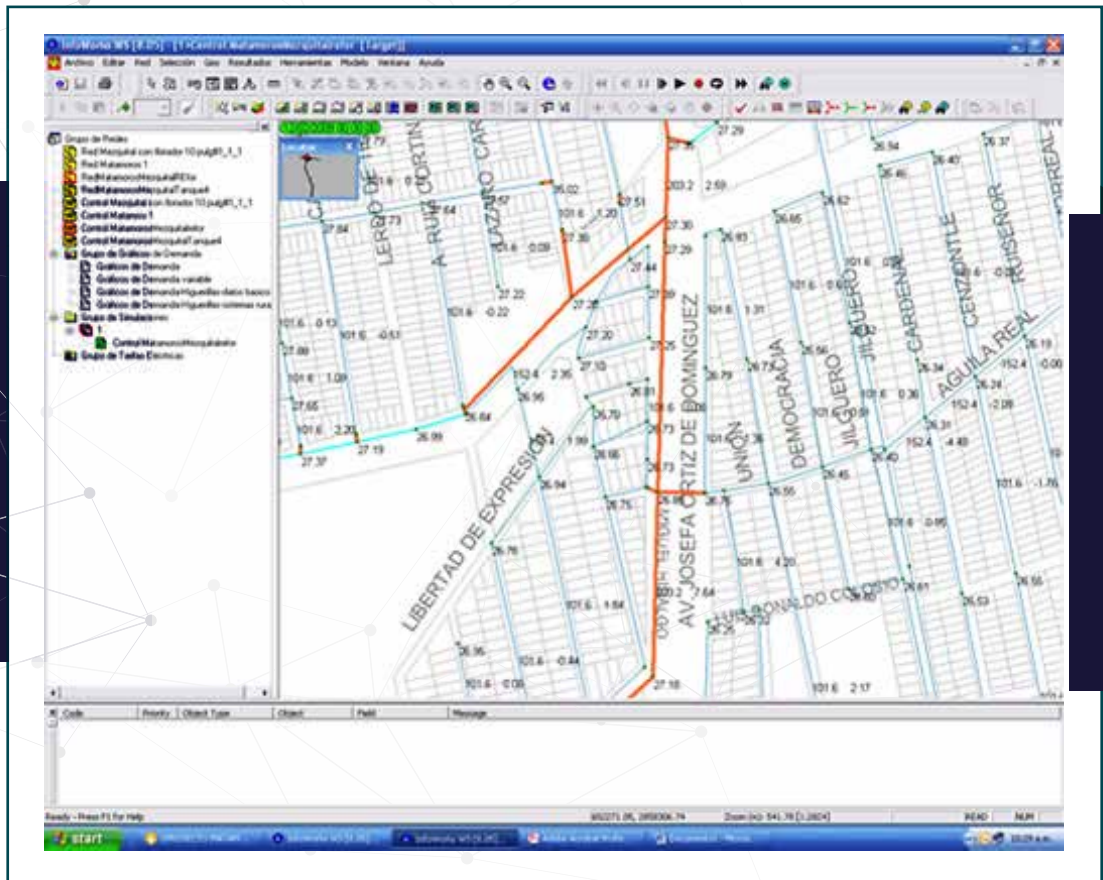
Figura 1.9. Zonas de baja presión en la ciudad y puntos de refuerzo de tubería



**Figura 1.10.** Simulación realizada con el EPANET en el que se identifican, en color rojo las zonas de baja presión



**Figura 1.11.** Reforzamiento número cuatro diseñado en Infoworks WS.





de distribución que en el capítulo siguiente se comentan con más detalle.

## 1.7. Conclusiones

Se demuestra que con la ayuda de herramientas como los: Sistemas de Información Geográfica y Modelos de Simulación de redes; es posible ligar información de las Áreas: Comercial y Técnica de los sistemas de agua potable para mejorar tanto la Facturación como el suministro de agua al incrementar la presión en zonas donde se tiene un suministro deficiente.

En el presente artículo se determinaron problemas de submedición en los medidores domiciliarios debido a que en algunas zonas de la ciudad se presentan problemas de suministro por baja presión, esto provoca que los medidores caigan en el rango de medición de caudal mínimo lo que incrementa su error de medición. Esto tiene un impacto en el volumen de agua facturado por el área comercial y por consiguiente en la disminución de recaudación de recursos económicos.

Mediante el modelo de simulación se identifican las zonas problemáticas y

se diseñan las tuberías de refuerzo para mejorar el suministro de agua y por consiguiente obligar a que los medidores domiciliarios trabajen en el rango de medición normal para el cual fueron diseñados.

## 1.8. Referencias

- [1] H. Republicano Ayuntamiento de Matamoros (2005 – 2007). Plan Municipal de desarrollo urbano 2005 2007.
- [2] De la Garza Díaz del Guante Jesús (2005).- Situación actual de la Junta de Aguas y Drenaje de la ciudad de Matamoros. Seminario para la evaluación de posibles alternativas de participación privada para la ciudad de Matamoros Tamaulipas, México. Agosto del 2005.
- [3] Rodríguez Varela J. M., Alcocer Yamanaka V. H., Bourguett Ortíz V., (2006), Estudio de sectorización de la red de distribución de agua potable de la ciudad de Matamoros, Tamaulipas, IMTA, PIAS-JAD.
- [4] Alcocer Yamanaka V. H., Rodríguez Varela, J. M. (2009), Análisis hidráulico de la red de distribución y de líneas de conducción, de la ciudad de Matamoros, Tamaulipas, IMTA - JAD.
- [5] Tlálloc Ingeniería S. A. de C. V. (2002).- actualización del plan maestro de agua potable, alcantarillado sanitario y saneamiento de Matamoros, Tamaulipas.
- [6] Montgomery Watson (2000). Plan de desarrollo de mejoras de los sistemas de agua potable y alcantarillado para Matamoros Tamaulipas, Junio del 2000.



# 2

## Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico "El Cajón"

Humberto Marengo Mogollón, Victor Morales Méndez  
Comisión Federal de Electricidad  
humberto.marengo@cfe.gob.mx, victor.morales@cfe.gob.mx

### 2.1. Introducción

**E**n el presente trabajo se expondrá la importancia que tiene realizar análisis de Seguridad de Presas que permitan obtener diseños óptimos, en donde se puedan conseguir altos niveles de seguridad a un menor costo, es decir, optimizar al máximo los recursos sin poner en riesgo la inversión y el medio ambiente que rodea a este tipo de construcciones. También se presentará una metodología propuesta para la aplicación de la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento para el diseño de la obra de desvío y comparar resultados, en un caso práctico, con los obtenidos mediante la metodología comúnmente empleada. Con lo anterior se busca que esta metodología, basada en técnicas probabilísticas recientes, pueda ser aplicable a cualquier proyecto donde intervenga el desvío de una corriente mediante un sistema de túneles.

### 2.2. Teoría de la confiabilidad

Las Presas han sido diseñadas y construidas para generar energía eléctrica, control de avenidas, abastecimiento de agua potable, desarrollo turístico, etc. En la actualidad se construyen presas que cumplen varias de estas funciones, estos proyectos se denominan proyectos multipropósito, su finalidad es la de satisfacer el mayor número de necesidades optimizando al máxi-

mo los recursos disponibles. El avance científico y tecnológico que se ha venido desarrollando a nivel mundial ha permitido construir presas de más de 200 m de altura teniendo un incremento significativo en la capacidad de almacenamiento de agua, esto permite que los proyectos multipropósito funcionen eficientemente.

Este tipo de proyectos son un gran beneficio para el desarrollo del país pero al mismo tiempo son de alto riesgo debido precisamente a la gran cantidad de agua que se almacena. Una falla representaría sucesos catastróficos, en algunos casos irreversibles, como pérdidas humanas, daños al medio ambiente y pérdidas económicas millonarias. La falla de una presa puede ocurrir cuando se excede el límite del funcionamiento del sistema, es decir, cuando una avenida supera la capacidad de descarga de la obra de excedencias o de desvío ocasionando el desbordamiento de la cortina o las ataguías según sea el caso.

El Organismo Regulador de Seguridad de Presas de Argentina (ORSEP, 2006), en cuanto al tema de Seguridad de Presas, señala que: *“La Seguridad de Presas es el manejo coordinado de distintas disciplinas técnicas*

*especializadas que intervienen en el diseño, cálculo, construcción, mantenimiento, operación y remoción de una presa, con el objeto de alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad posible de la misma para evitar su destrucción, y con ello, la pérdida de vidas y bienes de terceros. La Seguridad de Presas es básicamente una herramienta de prevención, porque el efecto de no seguir sistemáticamente ciertas prácticas previas puede ser tan devastador que, en la mayoría de los casos, para los afectados no existe ‘el día después’”*

Ante esta situación (Marengo, 1994), se ha despertado una preocupación plenamente justificada concluyéndose en forma generalizada que las presas no deben fallar. Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés, 1995) se define como falla o ruptura: “el colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua. En general una falla da como resultado una liberación de grandes cantidades de agua, imponiendo riesgos a las personas y propiedades aguas abajo”.

El objetivo al revisar las principales causas de falla en presas es conocer los factores más importantes que



deben tomarse en cuenta al hacer un análisis de riesgo de falla. Dicho análisis de seguridad permitirá, sin duda, construir presas más seguras y económicas, corregir algunas de las construidas con criterios audaces y tomar en cuenta la confiabilidad que deben tener estructuras temporales como las obras de desvío. (Marengo, 2002).

De esta manera, se han desarrollado elementos que permiten diseñar, construir y operar presas que sean seguras. La teoría de la confiabilidad permite realizar un análisis de riesgo considerando al diseño propuesto, como un sistema con cierta probabilidad de que no funcione correctamente y permite estimar la probabilidad de falla en dicho sistema.

Marengo (1994) se refiere a la teoría de la confiabilidad de la siguiente manera:

*“La confiabilidad se define como el complemento del riesgo, es decir, la probabilidad de no falla. En torno a éste concepto se ha elaborado toda una teoría que permite resolver problemas de Ingeniería tanto en el campo de la evaluación de la confiabilidad o seguridad de un sistema existente; como en el campo del diseño*

*de nuevos sistemas. En la Ingeniería Hidráulica, el funcionamiento correcto de un sistema hidráulico dependerá de muchos factores, cada uno de los cuales tiene su propia incertidumbre como: la naturaleza, los parámetros de diseño, la información, la construcción, la operación, etc. La evaluación de la confiabilidad no puede conocerse exactamente, ya que no pueden tomarse en cuenta todas las incertidumbres mencionadas de un sistema, porque su representación o simulación se vuelve sumamente complicada. Además, las variables del sistema pueden estar relacionadas entre sí, lo cual no es sencillo de determinar. Es por ello que la obtención de la confiabilidad se hace mediante aproximaciones. Una aproximación para obtener la confiabilidad de un sistema es mediante una simulación que considere el funcionamiento de cada uno de los factores del mismo, aproximación que combina probabilísticamente las contribuciones de dichos factores. Algunos de los métodos de análisis de confiabilidad utilizados son: de integración directa, de simulación o de Monte Carlo y del segundo momento”.*

Chang (1982) revisó estos métodos y apuntó lo siguiente: *“El método de integración directa requiere conocer las funciones de densidad de proba-*



*bilidad de los parámetros, las cuales rara vez se conocen en realidad. Aún si éstas fueran conocidas o supuestas, su combinación para un sistema complicado y la subsecuente integración numérica para el cálculo del riesgo total es con frecuencia muy difícil de tratar en forma matemática. El método de simulación de Monte Carlo es muy flexible y puede ser aplicado para resolver una gran variedad de problemas; sin embargo tiene la desventaja de que su cálculo para lograr un nivel deseado de exactitud se complica especialmente cuando el número de variables es grande y el riesgo es pequeño”.*

Por otro lado, el método del segundo momento de primer orden ofrece las siguientes ventajas sobre los otros dos métodos (Marengo, 1994):

- La técnica es sencilla en su formulación y es flexible para aplicarla prácticamente a cualquier sistema.
- Permite considerar cuantos parámetros se requiera, ya que puede tomar en cuenta las incertidumbres de todos los parámetros del sistema o de algunos de ellos.
- Toma en cuenta las incertidumbres implícitamente.
- El requerimiento de información es flexible y no muy demandante,

ya que solo necesita la media y la variancia de los parámetros, y no necesariamente su función de distribución, aunque ésta puede usarse.

- El riesgo de todo el sistema puede ser estimado con pocos cálculos computacionales.
- Proporciona información acerca de la importancia relativa de los parámetros analizados y permite sensibilizarse ante su variabilidad y cambio.

### 2.3. Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el P. H. El Cajón

El P. H. El Cajón, Nay., está conceptualizado como una planta para suministrar energía pico con potencia total instalada de 750 MW y producción media anual de 1,228 GWh, y será el segundo Proyecto Hidroeléctrico en potencia y generación del Sistema Hidrológico Santiago después de la Central Aguamilpa. Este proyecto consiste en un contrato mixto de obra pública financiada. La inversión total aproximada es de 750 millones de dólares. Del orden de un 90 por ciento de la oferta fue a cotizada a precio alzado y el 10 por ciento restante a precios unitarios y tendrá

una duración de construcción de 54 meses.

El sitio para la construcción del proyecto se encuentra a 47 km en línea recta de la ciudad de Tepic, en dirección sureste, en el estado de Nayarit, en los municipios de La Yesca y Santa María del Oro. Sobre el río Santiago a 60 Km. aguas arriba de la C. H. Aguamilpa. El proyecto se distingue por ser uno de los tres más altos en el mundo con una cortina de enrocamiento con cara de concreto, tendrá las turbinas más grandes que se hayan instalado en México, con capacidad cada una de 375 MW y aportará al sistema nacional del orden de un 2 por ciento de la producción de energía eléctrica.

### 2.3.1. Diseño de la obra de desvío

Para determinar el diseño de la obra de desvío ya sea por un método determinístico o probabilístico se deben determinar las avenidas de diseño asociadas a diferentes periodos de retorno en cuyo caso se sigue el siguiente procedimiento: primero se realizan estudios para determinar las características de la cuenca y se recopila la información disponible de las estaciones hidrométricas

y climatológicas de la misma, con lo anterior se determinan los escurrecimientos y gastos máximos anuales, estos últimos se ajustan a una función de distribución de probabilidad tomando como criterio de mejor ajuste el mínimo error cuadrático obtenido entre la serie experimental y la teórica.

Para el P. H. El Cajón ésta función resultó ser la Doble Gumbel. Extrapolando se obtienen los gastos máximos asociados a diferentes periodos de retorno. Para determinar las avenidas asociadas se hace una relación entre cada uno de los gastos obtenidos y el gasto máximo de la avenida máxima registrada, multiplicando cada relación por los gastos de dicha avenida se obtiene una avenida con un gasto pico asociado para cada periodo de retorno seleccionado.

### 2.3.2. Método determinístico

Obtenidas las avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno, se obtienen las curvas elevaciones-gastos de descarga de la obra de desvío mediante un análisis que determine el funcionamiento hidráulico de la solución propuesta analizando diferentes alternativas ya sea variando

las secciones, las rugosidades, el número de túneles, etc. Se realizan tránsitos de las avenidas seleccionadas considerando la capacidad de almacenaje del vaso mediante su curva elevaciones-capacidades y la capacidad de descarga de la obra de desvío mediante su curva elevaciones-gastos de descarga. A partir de los niveles máximos obtenidos en dichos tránsitos se determina la elevación a la que se encontrará la corona de la ataguía aguas arriba, considerando un bordo libre (comúnmente de 2 m) obtenido a partir de un análisis de oleaje inducido por viento o por sismo.

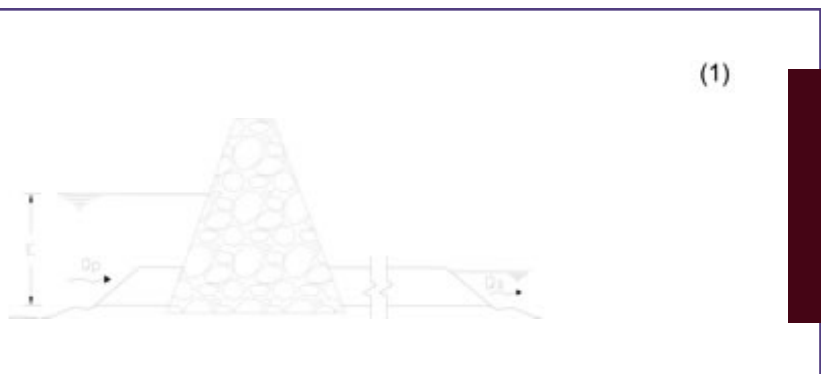
Por otra parte, se determina el programa de construcción, los costos de construcción de cada una de las combinaciones obtenidas y los costos derivados en caso de falla de la presa o retraso de la obra. Finalmente, se realiza un análisis económico para determinar el sistema óptimo para el desvío de la corriente.

Así, la obra de desvío del P. H. El Cajón consiste en dos túneles de 706 y 811 m de longitud en la margen izquierda; cada túnel tiene una sección portal de 14 m de ancho y 14 m de altura. La excavación lleva un revestimiento de concreto hidráulico en la plantilla y muros laterales y de concreto lanzado en la bóveda. La obra se complementa con 2 ataguías de materiales graduados con núcleo impermeable, la elevación de la corona de la ataguía aguas arriba se encuentra a la cota 268.50 m.s.n.m. Puede manejar una avenida de 6 481 m<sup>3</sup>/s de gasto de entrada correspondiente a un período de retorno de 50 años.

### 2.3.3. Método probabilístico

Este método aplica la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento de manera que para un sistema como el que se muestra en la Figura 2.1 se puede obtener una función de comportamiento de los túneles de desvío a partir de los

Figura 2.1.  
Esquema del  
comportamiento  
de la obra de  
desvío ante  
desbordamiento



parámetros elegidos como variables, en nuestro caso esta ecuación permite determinar el nivel en el embalse (E) a partir del gasto pico (QP), la rugosidad (n) y el ancho de la sección (2B) de los túneles como se muestra en la siguiente ecuación.

$$E = f(Q_p, n, B) \quad \text{Ecuación 2.1}$$

De esta manera se establece la ecuación de confiabilidad para los túneles de desvío ante el problema de desbordamiento a partir de la ecuación (1) y considerando un valor (EE) de la elevación de la corona de la ataguía, la cual se representa mediante la Ecuación 2.2.

$$G(x) = E_E - E \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Como se puede observar, si el resultado de la ecuación de confiabilidad es menor que cero se considera que la ataguía falla por desbordamiento.

La ecuación de confiabilidad se determina a partir del funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío y el tránsito de las avenidas asociadas a los periodos de retorno seleccionados con una forma dada de hidrograma. Lo anterior se realiza para diferentes alternativas en la geometría de

las secciones transversales de dichos túneles. De esta manera, mediante correlaciones múltiples, se pueden obtener funciones de comportamiento que dependen de las variables antes mencionadas (Ecuación 2.1) para cada uno de los casos. Así, relacionando las funciones anteriores, se obtiene una tercera función que permite obtener la elevación máxima en el embalse a partir de los gastos de entrada al vaso.

Para determinar los perfiles hidráulicos en los túneles de conducción se plantean los posibles casos de análisis, de manera que, se suponen gastos pequeños inicialmente, lo cual propicia que los túneles tengan un funcionamiento como canal, y se van aumentando gradualmente de manera que las condiciones cambien a una entrada ahogada para finalmente tener una salida también ahogada en un funcionamiento como tubo lleno.

Esta secuela tiene por finalidad el que se pueda determinar la curva elevaciones en el embalse vs gastos de descarga de los túneles, comenzando con gastos y cargas pequeñas, continuando con gastos y cargas medias y determinando finalmente los valores máximos.

En todos los casos se supone que el río aguas arriba de los túneles tiene un régimen lento; esta suposición es quizá la más común.

Las características geométricas que se consideran en una sección transversal tipo portal son las siguientes: una bóveda que es un semicírculo con radio  $B$  que tiene la misma dimensión de la mitad de la sección rectangular que compone la sección y centro en  $O$ . En la sección inferior del túnel el ancho tiene una dimensión total  $2B$  como se puede observar en la Figura 2.2 (Marengo, 2005).

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, la función de comportamiento de cada uno de los túneles de desvío está dada por la Ecuación 2.3 (Marengo, 2001).

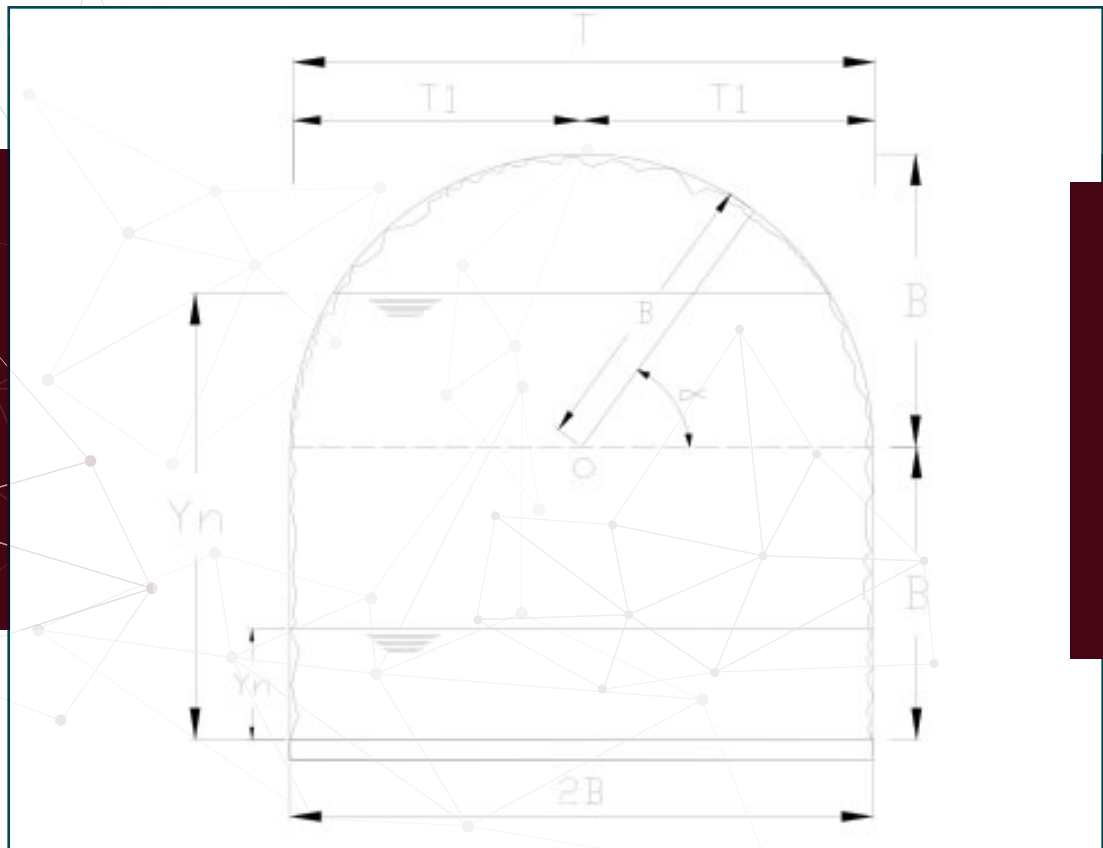
$$E = 1.015D_i - \frac{0.20}{A_i} \sqrt{\frac{D_i}{g}} Q_i + \frac{Q_i^2}{A_i^2 2g} \left( 1 + \frac{2gn_i^2 L_i}{R_i^{4/3}} + K_{loci} \right) + E_P$$

Ecuación 2.3

donde:

- $E$  = Nivel de embalse, msnm
- $D_i$  = Diámetro equivalente de la sección portal  $i, m$

Figura 2.2.  
Sección típica  
de una sección  
portal.





- $A_i$  = Área hidráulica de la sección portal  $i$ , m<sup>2</sup>  
 $Q_i$  = Gasto que pasa por el túnel  $i$ , m<sup>3</sup>/s  
 $g$  = Aceleración debida a la gravedad, m/s<sup>2</sup>  
 $n_i$  = Rugosidad equivalente de la sección transversal  $i$   
 $L_i$  = Longitud total del túnel  $i$ , m  
 $R_i$  = Radio hidráulico del túnel  $i$ , m  
 $K_{loci}$  = Pérdidas locales en el túnel  $i$   
 $E_{Pi}$  = Elevación de la plantilla a la salida de cada túnel, msnm

haciendo

$$\alpha_i = \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D_i}{g}} y$$

$$\beta_i = \frac{1}{A_i^2 2g} \left( 1 + \frac{2gn^2 L}{R^{4/3}} + K_{loci} \right)$$

La ecuación (3) se puede describir como:

$$E = 1.015D_1 - \alpha_i Q_i + \beta_i Q_i^2 + E_{pi}$$

Ecuación 2.4

La Ecuación 2.4 debe cumplirse para cada túnel analizado, considerando que se tienen (t+1) ecuaciones (t es el número de túneles). En este caso, se tienen 2 túneles por lo tanto el sistema de ecuaciones (Marengo, 2001) con el que se resuelve el problema es:

$$E = 1.015D_1 - \alpha_1 Q_1 + \beta_1 Q_1^2 + E_{p1}$$

Ecuación 2.5

$$E = 1.015D_2 - \alpha_2 Q_2 + \beta_2^2 + E_{p2}$$

Ecuación 2.6

$$Q_{D1} = Q_1 + Q_2$$

Ecuación 2.7

Para cada túnel se tiene una ecuación como la Ecuación 2.4, y como el valor de E es el mismo para ambos túneles, se pueden igualar dichas ecuaciones y sustituir el valor de  $Q_2$  como  $Q_2 = Q_D - Q_1$  por lo que la igualdad quedará en términos solamente de  $Q_1$  llegando a una ecuación (Marengo, 2001) del tipo:

$$AQ_1^2 + BQ_1 + C = 0$$

Ecuación 2.8

Al resolver esta ecuación se puede obtener el gasto que sale por el túnel 1 ( $Q_1$ ) en función del gasto total que sale por ambos túneles.

Si se sustituye dicha relación en la Ecuación 2.5, se puede expresar E en función de  $Q_D$  con una ecuación que tenga la siguiente forma:

$$E = aQ_D^2 + bQ_D + c$$

Ecuación 2.9

donde los términos a, b y c involucran a los parámetros  $B$  y  $n$  (Marengo, 2001).

Para determinar las condiciones límite en que la obra de desvío falla, es decir si  $G(x) = 0$ , se emplea el método del segundo momento definiendo las variables a partir de su media y su desviación estándar. La variable del gasto está definida por una función de distribución de probabilidad, en este caso, se puede transformar dicha función a una función de distribución de probabilidad normal equivalente mediante la transformada de Rosenblatt (Tang, 1984) y trabajar con la medias y desviaciones equivalentes. De esta manera la ecuación recurrente del proceso (Marengo, 2000) puede expresarse como:

$$x_i = \mu_{x_i} - \beta \alpha_{x_i} \sigma_{x_i}$$

Ecuación 2.10

Donde  $\alpha_{x_i}$  define los cosenos directores de las variables de la función de confiabilidad,  $\mu_{x_i}$  la media de los valores,  $\sigma_{x_i}$  la desviación estándar y  $\beta$  el índice de confiabilidad.

Por otro lado, si se hace

$$SS = \sqrt{\left(\left(\frac{\partial G}{\partial Q}\right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial B}\right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial n}\right)^2\right)}$$

Ecuación 2.11

Se puede calcular los cosenos directores por medio de:

$$\alpha_{Q'} = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial Q'}\right)}{SS}$$

Ecuación 2.12

$$\alpha_{B'} = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial B'}\right)}{SS}$$

Ecuación 2.13

$$\alpha_{n'} = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial n'}\right)}{SS}$$

Ecuación 2.14

Para el caso de las variables  $n$  y  $B$ , según datos de la residencia de construcción, la sobreexcavación promedio en los túneles fue de 40 cm para una sección de 14 x 14 m, el valor real y la desviación estándar de las otras secciones nominales se obtienen a partir de esta sección. El valor real de la rugosidad compuesta para todas las secciones es de 0.020 para todas las secciones, la desviación estándar se obtiene considerando el comportamiento usual de este tipo de variables el cual es de 0.00395 (Marengo, 2001), con lo que las condiciones reales del funcionamiento de la obra de desvío son las mostradas en la Tabla 2.1.

De esta manera, a partir de la Ecuación 2.10 a la Ecuación 2.14 las variables del gasto pico ( $Q_p$ ), la mitad del

Tabla 2.1. Valor medio real y desviación estándar del ancho y la rugosidad del túnel para las secciones nominales analizadas.

Sección nominal	Ancho nominal	Ancho		Rugosidad	
		Valor medio real	Desviación estándar	Valor medio real	Desviación estándar
13x13	6.5	6.875	0.375	0.020	0.00395
14x14	7	7.400	0.400	0.020	0.00395
15x15	7.5	7.925	0.425	0.020	0.00395
16x16	8	8.450	0.450	0.020	0.00395

ancho de los túneles (B) y la rugosidad (n) quedan determinadas por la Ecuación 2.15, Ecuación 2.16 y Ecuación 2.17, respectivamente (Marengo, 2001).

$$Q = \mu_Q - \beta \alpha_Q \sigma_Q^N$$

Ecuación 2.15

$$B = \mu_B - \beta \alpha_B \sigma_B^N$$

Ecuación 2.16

$$n = \mu_n - \beta \alpha_n \sigma_n^N$$

Ecuación 2.17

El proceso para resolver la ecuación es iterativo, se sustituyen la Ecuación 2.15, Ecuación 2.16 y Ecuación 2.17 resultantes de cada una de las variables en la ecuación de confiabilidad, quedando  $\beta$  como única variable y se valúa para cuando  $G(x)=0$ , en cada paso se calcula un nuevo punto de falla hasta que  $\beta = \beta_{t+1}$ .

Finalmente, mediante la expresión que utiliza el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineer, 1996) se estima el riesgo (R) en función del periodo de retorno (Tr) y el intervalo de tiempo (m) que se está evaluando, dicha expresión es:

$$R = 1 - \left(\frac{1}{Tr}\right)^m$$

Ecuación 2.18

En la Tabla 2.2 (Morales, 2006), se muestra el punto de falla, la probabilidad de falla, el índice de confiabilidad y el riesgo asociado para una sección de 14x14 m y una elevación de la ataguía de 268.50 msnm.

Una de las ventajas que tiene utilizar el método del segundo momento es que los cosenos directores actúan

Tabla 2.2. Resultados por el método del segundo momento.

Sección Nominal (m)	Sección Real (m)	Elevación Ataguía (msnm)	Prob. de no falla	Prob. de falla	Riesgo a 2 años	b	n	B (m)	Q (m³/s)
14	14.80	268.50	0.99	0.01	0.0199	2.3272	0.02172	7.2769	7340.1462

como factores de peso, ya que se obtienen a partir de las derivadas parciales de la función de confiabilidad y la suma de sus cuadrados da como resultado la unidad. Dichos valores tendrán un orden de magnitud en entre cero y la unidad hablando en términos de valor absoluto y dependiendo de las condiciones de la ecuación de confiabilidad estos pueden ser positivos o negativos. Tomando en cuenta lo anterior, se puede definir el nivel de influencia que tiene cada una de las variables en el resultado. Con esta información se puede determinar en cual de las variables se debe profundizar más su análisis y cuales podrían ser descartadas en análisis futuros.

En la Tabla 2.3 (Morales, 2006), se observa que el gasto presenta más variabilidad que los otros parámetros, esto es debido a la gran dispersión que presenta, esta dispersión es originada por la poca información hidrológica con que se cuenta, el manejo de la misma y el ajuste a una función de distribución que se reali-

za para obtener periodos de retorno muy elevados en comparación con el periodo de registros disponibles, de ahí la importancia de contar con mejores estudios hidrológicos que involucren instrumentación para obtener una mayor y más confiable información hidrológica, investigación para determinar funciones de distribución que se ajusten mejor a los gastos máximos históricos y metodologías que arrojen datos mas reales de los sistemas en estudio.

En la Tabla 2.4 (Morales, 2006), se muestran los datos obtenidos por los dos métodos presentados. Como se puede observar, por el método probabilístico se obtienen valores más reales debido a que considera la variabilidad de los tres parámetros involucrados al definirlos a partir de su media y su desviación estándar, de ésta manera la probabilidad de falla es menor y los valores del gasto de diseño, de la sección de los túneles y del periodo de retorno son mayores, del mismo modo, el valor de la rugosidad compuesta aumenta, también

Tabla 2.3. Cosenos directores para la obra de desvío del P. H. El Cajón. Sección 14 x 14.

Probabilidad de falla	Variable		
	Gasto	Sección	n
	Cosenos directores		
0.01	-0.97341	0.13219	-0.18705

es más real al considerar el comportamiento de este tipo de variables. En el caso del método tradicional, éste solo considera variable al gasto por lo que los valores obtenidos son más conservadores.

Finalmente, el método probabilístico da un valor de riesgo de 0.0199 para un período de evaluación de dos años por 0.0396, para el mismo período, obtenido por el método tradicional lo cual significa una reducción del riesgo en casi un 50 por ciento. Esta diferencia es debido a que en el método tradicional el riesgo está directamente asociado al periodo de retorno caso contrario del método probabilístico en el cual el riesgo está asociado con el comportamiento de todo el sistema. Esto quiere decir que en el caso de la obra de desvío, el análisis de confiabilidad muestra más seguridad que el método determinístico. Seguridad que se puede considerar más real y aceptable por todo lo mencionado anteriormente.

## 2.4. Diseño de la obra de excedencias

El análisis hidrológico para el diseño de este tipo de obras es el mismo que el realizado para la obra de desvío con la diferencia que los periodos de retorno son mayores en este caso. Debido a la incapacidad de almacenaje que tiene el embalse, la obra de excedencias se diseño para desalojar una avenida igual a la correspondiente a un periodo de retorno de 10 000 años la cual es de 15 915 m<sup>3</sup>/s. Siguiendo el mismo procedimiento del método tradicional que para el diseño de la obra de desvío, se determina la elevación de la corona de la cortina la cual quedó a la cota 396 msnm, tomando como nivel inicial en el embalse, al momento de presentarse la avenida, el nivel del NAMO (391 msnm.).

En el caso del método probabilístico, la función de confiabilidad se determina mediante una función que permita determinar la elevación

Tabla 2.4. Soluciones óptimas a partir de dos metodologías (determinista y probabilista) para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón.

Método	Probabilidad de falla	Sección nominal (m)	Sección real (m)	Elevación de la ataguía (msnm)	n	Gasto de diseño (m <sup>3</sup> /s)	Periodo de retorno (años)
Determinístico	0.02	14x14	14x14	268.50	0.020	6481.00	50
Probabilístico	0.01	14x14	14.55x14.55	268.50	0.0217	7340.15	100



máxima ( $H_g$ ) que se presenta en el embalse por el efecto avenidas en función del gasto de entrada ( $Q_p$ ) y la elevación inicial del embalse ( $H_0$ ) y suponiendo una elevación de la cortina ( $H_p$ ) como se muestra en la Figura 2.3, en la que se puede señalar que  $h_v$  es la elevación o altura del vertedor (Marengo, 2000).

Así, la función de comportamiento básica ante el problema por desbordamiento (Marengo, 1994) se puede establecer como:

$$G(x) = H_p - h_g$$

Ecuación 2.19

Con el objeto de obtener una familia de datos nivel inicial -gasto pico-nivel final, que permitan definir la función de comportamiento Ecuación

2.19, deben realizarse tránsitos de avenidas asociados con los distintos niveles iniciales antes mencionados. Se han probado diversos tipos de modelos de orrelación de estas tres variables ( $H_0, h_g, Q_p$ ). Se encontró que, entre los modelos analizados (lineal de la forma exponencial, el mejor modelo corresponde al tipolineal de la forma (Marengo, 2000):

$$h_g = A + B H_0 + C Q_p$$

Ecuación 2.20

donde A, B y C son coeficientes resultantes de la correlación múltiple de los valores obtenidos a partir de los tránsitos de avenidas.

Así, la función de comportamiento Ecuación 2.19 puede escribirse como:

Figura 2.3.  
Esquema del  
comportamiento  
de la obra de  
excedencias ante  
desbordamiento

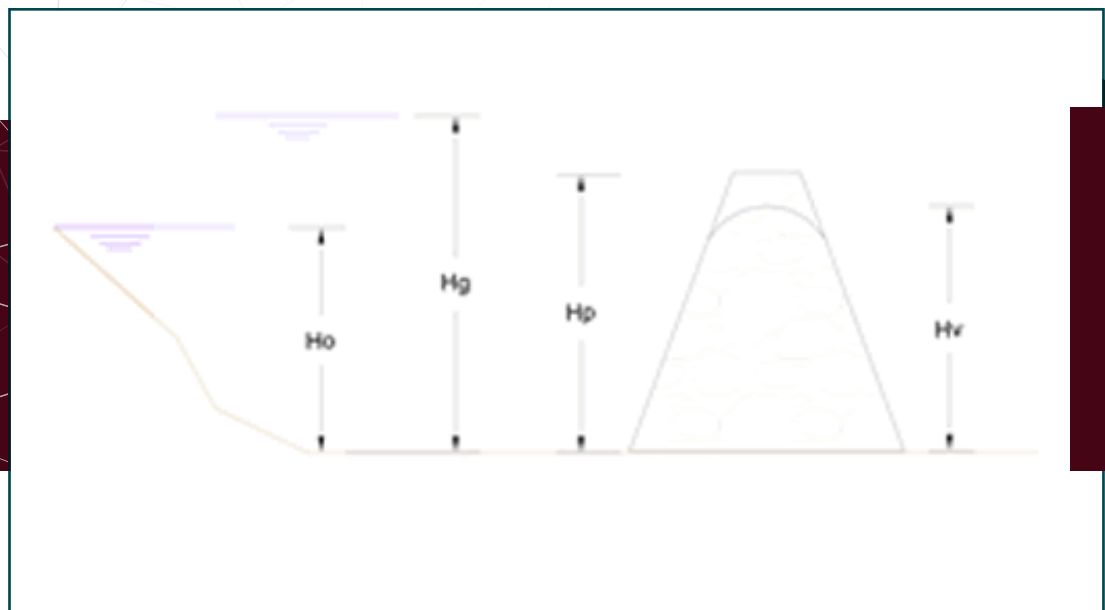




Tabla 2.6. Soluciones óptimas a partir de dos metodologías (determinista y probabilista) para el diseño de la obra de excedencias del P.H. El Cajón.

Metodología	Tr (años)	$P_F$	R	Superficie de falla más probable	
				$H_o$ (msnm)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
Determinista	10000	0.0001	0.00995	391.00	15915
Probabilista	36184	0.0000276	0.00276	391.5297	19334

metodología del segundo momento estadístico para la función de comportamiento antes señalada y la elevación 394 msnm (elev. del NAME) se realiza el análisis de riesgo de falla obteniéndose el punto de falla, la Tabla 2.6 muestra las soluciones óptimas para el diseño.

Los cosenos directores obtenidos por el método del segundo momento muestran que la variable que más influencia tiene en el valor de la probabilidad de falla es el gasto pico cuyo coseno director fue de -0.9998 por -0.01698 de la elevación inicial en el embalse.



Las obras hidráulicas se deben diseñar de tal manera que al realizar análisis de seguridad de presas permitan obtener resultados más cercanos a la realidad.

Como se mencionó antes, esto es debido a la gran dispersión que presentan los datos utilizados además del error que provoca el ajuste de estos datos a una función de distribución de probabilidad. Del mismo modo, del análisis de confiabilidad se puede observar que la falla se produciría al rebasar el gasto correspondiente a un periodo de retorno de 36 184 años, el cual es de 19 334 m<sup>3</sup>/s, siendo la elevación inicial la cota 391.53 msnm.

Nuevamente estos datos son más reales debido a que el análisis por el método del segundo momento los obtiene a partir de su media y desviación estándar y no los considera constantes como el método tradicional.

En cuanto a la probabilidad de falla, el análisis de confiabilidad da un valor de 0.0000276 que es un 72.4 por ciento menos que el obtenido por el método tradicional, el cual fue de 0.0001. Respecto al riesgo asociado se obtuvieron valores de 0.00276 y 0.00995 respectivamente lo que representa una reducción de 72.3 por ciento.

Todo lo anterior demuestra que para el P. H. El Cajón el riesgo de que falle por desbordamiento la cortina es mínimo, ya que la presa tiene la capacidad de regular las grandes avenidas que pudieran presentarse y por lo tanto sí se opera adecuadamente, es segura.

## 2.5. Conclusiones

Las obras hidráulicas se deben diseñar de tal manera que al realizar análisis de seguridad de presas permitan obtener resultados más cercanos a la realidad. También se debe contar con un respaldo legal que garantice altos niveles en materia de seguridad en los proyectos construidos, en construcción y por construirse. Es importante actualizar los criterios de diseño que sean obsoletos por unos que tomen en cuenta las incertidumbres de las diferentes variables involucradas. Una opción son los métodos basados en técnicas probabilísticas como la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento. Las ventajas que tiene utilizar estos métodos son: que considera a la solución propuesta como un sistema, las variables involucradas se caracterizan por su media y su desviación estándar, los cosenos directores actúan como un factor de peso que permiten establecer que variables influyen más en el resultado y se obtienen análisis más cercanos a la realidad al contemplar las incertidumbres del sistema, aunque si estas son muy grandes los resultados pueden no ser tan exactos. Cabe mencionar que la aplicación de este tipo de métodos no ha

sido del todo aceptada en la ingeniería de presas. Es importante realizar estudios, como el presentado en este trabajo, para diferentes proyectos ya sea que estén en proyecto, en construcción o en operación, no solo en el caso de avenidas sino también para cualquier otro fenómeno. También es necesario realizar investigaciones prácticas mediante modelos físicos e instrumentación de los proyectos con la finalidad de tener mayores datos del comportamiento de este tipo de proyectos, para que demuestren la veracidad de los resultados, o en caso contrario, retroalimenten los modelos matemáticos obtenidos de manera que puedan ser aceptados por los ingenieros con confianza y aplicados en nuevos proyectos.

## 2.6. Referencias

- Chang, S. T., 1982. Overtopping risk evaluation for an existing dam. Urbana - Champaign, Illinois, USA: University of Illinois. Tesis Doctoral.
- Marengo M., H., 1994. Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas. Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D. F.



- Marengo M., H., 1999. Consideraciones acerca del futuro de las presas. Presentado en la consulta regional de la Comisión Mundial de Presas (WCD, por sus siglas en inglés). Sao Paulo, Brasil. Pág web: <http://www.dams.org/kbase/submissions/showsub.php?rec=INS076>
- Marengo M., H., 2000. Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidroeléctrico Infiernillo. Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XV, Núm. 1, México D. F.
- Marengo M., H., 2002. Consideraciones de riesgo de falla en presas mexicanas. Seminario de Seguridad de Presas, México D. F.
- Morales M., V., 2006. Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico El Cajón. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D. F.
- Organismo Regulador de Seguridad de Presas (ORSEP), 2006. Seguridad de Presas. Disponible en la world wide web: [www.orsep.gov.ar](http://www.orsep.gov.ar).
- Tang, W. H., 1984. Probability concepts in engineering planning and desing. Vol. I, Basic Principles, Vol. 11, Decision, risk and reliability. Wile and sons, New York. E. U. A.
- U. S. Army Corps of Engineers, 1996, Risk – Based Analysis for Flood Damage Reduction Studies EM., Washington D. C.



# 3

## Diseño de redes hidráulicas abiertas en edificios mediante el software RHAE

Hernández Nampulá Oscar Luis

Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas  
olnampulahdz@gmail.com

### Resumen

**E**n este trabajo se presentan los estudios de una metodología para el diseño de redes hidráulicas abiertas, el cálculo de la capacidad de almacenamiento, y el de un sistema de bombeo para la instalación hidráulica de un edificio, a través de la aplicación del programa RHAE, desarrollado en lenguaje Visual Basic 6.0, con base en los reglamentos y normas vigentes; y aplicando las ecuaciones básicas de hidráulica.

#### Palabras clave

Instalaciones hidráulicas; redes hidráulicas, memoria de cálculo.

### Abstract

This paper presents the research methodology for the design of open water systems, the calculation of storage capacity, and a pumping system for the hydraulic system of a building, through the implementation of RHAE developed in Visual Basic 6.0 language, based on the rules and regulations, and applying the basic equations of hydraulics.



## Keywords

Hydraulic systems, water systems, calculation memory.

### 3.1. Introducción

Históricamente se puede hablar de las instalaciones hidráulicas y sanitarias desde la edad antigua con la cultura romana y la civilización minoica hasta la edad moderna aproximadamente en 1870 con el desarrollo del moderno inodoro. Durante la edad contemporánea en la segunda mitad del siglo XIX se tuvo mayor interés en los aspectos hidráulicos y sanitarios. Actualmente el suministro de agua con la calidad adecuada y el diseño de las instalaciones

hidráulicas es labor de ingenieros y arquitectos al momento de proyectar edificios (García, 2001).

En el proyecto ejecutivo de instalaciones hidráulicas, la elaboración de la memoria descriptiva y la memoria de cálculo son de gran importancia. Este último documento debe presentar los cálculos y especificaciones técnicas involucradas en el diseño del sistema hidráulico de la edificación y cumplir con las disposiciones legales y reglamentarias vigentes de los diferentes organismos gubernamentales federales, estatales y municipales, así como las recomendaciones emitidas por fabricantes de materiales relacionadas al área de las instalaciones.

La revisión de la bibliografía actual sobre una metodología para el cálculo de redes hidráulicas en edificios es limitada, lo que lleva al punto de compilar la información existente en libros y elementos normativos como el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y sus normas complementarias; el Manual de Especificaciones Generales de Proyectos de la Secretaría de Salud y del Instituto Mexicano del Seguro Social; las Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Cons-

El suministro de agua con la calidad adecuada y el diseño de las instalaciones hidráulicas es labor de ingenieros y arquitectos al momento de proyectar edificios

trucción e Instalaciones de CAPFCE; entre otros, para integrar una metodología que permita calcular redes hidráulicas abiertas en edificios.

Con la información recopilada en Reglamentos y Normas, y en base a los planteamientos de Zepeda (2001) y García (2001), se plantea un análisis hidráulico y un formato de cálculo para las redes hidráulicas abiertas en edificaciones, sin embargo, el desarrollo manual de las ecuaciones dificultaba el diseño de redes con demasiados nodos, por lo que fue necesario implementar un software para facilitar el diseño. En el mercado existen programas de cálculo aplicados a redes de agua potable y específicamente un programa para instalaciones denominado CYPECAD que en nuestro medio no tiene la comercialización necesaria para su uso.

Por tanto el objetivo de esta trabajo es analizar desde el punto de vista hidráulico una red abierta de suministro de agua en una edificación, considerando factores como la toma de suministro, capacidad de almacenamiento, sistema de bombeo y red de distribución, e implementar al diseño hidráulico un software (RHAE) que permita calcular una red

de proyecto de forma sencilla y que cumpla con los parámetros normativos existentes.

El programa RHAE en la versión 1, fue desarrollado en lenguaje Visual Basic 6.0 para Windows y permite calcular redes hidráulicas abiertas, sistemas de almacenamiento y bombeo, generando reportes finales en Excel, necesarios para anexar a la memoria de cálculo hidráulico.

## 3.2. Métodos

El diseño de las redes hidráulicas abiertas debe ser un proceso racional, el cual defina la mejor disposición de las tuberías que conducen agua a presión. Estas redes se diseñan en base a dos sistemas: Gravedad o Bombeo, y la característica principal es la de conducir agua a presión con un mínimo de pérdidas de carga, con objeto de que las fuentes de presión disminuyan al máximo posible su capacidad, provocando ahorro en su inversión, mantenimiento y consumo de energía.

Además de la presión de trabajo, el diseño depende de las características de la edificación (número de niveles), tipo de consumo, volumen de agua requerida, número y tipo de



muebles sanitarios y la simultaneidad de servicio.

### 3.3. Gastos de diseño

Permiten establecer la variante de volúmenes de agua que demanda el inmueble durante las diferentes épocas del año y en el transcurso del día; las expresiones para la definición de dichos gastos son las siguientes (CONAGUA, 2000):

$$\text{Gasto medio } Q_m = \frac{\text{Dot}(P)}{86,400}$$

Ecuación 3.1

$$\text{Gasto máximo diario } Q_{MD} = Q_m(CVD)$$

Ecuación 3.2

$$\text{Gasto máximo horario } Q_{MH} = Q_m(CVH)$$

Ecuación 3.3

Donde Dot, dotación en l/hab/día, P, población en habitantes, CDH, coeficiente de variación diaria igual a 1.4, y CVH, coeficiente de variación horaria igual a 1.55.

Las dotaciones de agua se deben considerar para el cálculo del consumo diario probable se establecen en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF (2002) o el Manual de especificaciones para Instalacio-

nes Hidráulicas y Sanitaria del IMSS (1988).

Volumen de almacenamiento. En base al Reglamento de Construcción del D.F. se establecen las siguientes ecuaciones (Arnal y Betancourt, 1999):

$$VC = CMPD + R + VCI$$

Ecuación 3.4

Donde VC, volumen de cisterna en m<sup>3</sup>, CMPD, consumo máximo promedio por día en m<sup>3</sup>, reserva en m<sup>3</sup>, y VCI, volumen contra incendios en m<sup>3</sup>.

$$VT = F(VC)$$

Ecuación 3.5

Donde VT, volumen del tinaco en m<sup>3</sup>, F, factor de almacenamiento igual a 1/3 o 1/5, y VC, volumen de la cisterna en m<sup>3</sup>.

### 3.4. Red hidráulica abierta

Está constituida por dos o más tuberías que se dividen en cierto nudo y no vuelven a unirse aguas abajo (Artega et al 2006). En los extremos finales de la ramificación se instalan las salidas hidráulicas de los muebles sanitarios. El dimensionamiento

basado en el criterio de velocidad máxima permisible, se caracteriza por la determinación del menor diámetro comercial para cada tramo de la red.

El diseño hidráulico de la red tiene por objeto conseguir que la línea de energía esté siempre por encima de los puntos de control (tomas y nodos intermedios en donde se exige una carga de presión mínima disponible), pero lo más cercano posible a ellos (Montiel, 2002). Los aspectos más importantes a considerar en el diseño de redes de distribución de agua, son los siguientes:

1) Gasto de diseño (Q): Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2002), el Manual de especificaciones para Instalaciones Hidráulicas y Sanitaria del IMSS (1988) y la Secretaria de Salud (2000) establecen que los diámetros de las tuberías para instalaciones hidráulicas en edificios se calcularán con base en los gastos de diseño establecidos por HUNTER.

García (2001) determina dos ecuaciones mediante el ajuste por mínimos cuadrados utilizando el programa estadístico Statgraphics, partiendo de

los datos de Hunter que presenta el "Manual de Instalaciones Hidráulicas, Sanitarias, Gas, Aire Comprimido, Vapor" de Zepeda (2001); los ajustes se realizaron con base en la expresión de la curva exponencial  $y=ax^b$ .

Muebles con fluxómetro

$$Q = 0.46696312UM^{0.480844}$$

Ecuación 3.6

Muebles con tanque

$$Q = 0.11952855UM^{0.676173}$$

Ecuación 3.7

Donde Q, gasto en l/d, UM, Unidad mueble, adimensional.

2) Diámetro de la tubería (D). Determinado en base a la ecuación de continuidad (Sotelo, 1985).

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

Ecuación 3.8

Donde D, diámetro en m, Q, gasto en m<sup>3</sup>/s, y v en m/s.

Se plantea inicialmente la velocidad máxima permisible de 2.5 m/s, establecida en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del D.F. (2002) y el Manual de especificaciones para

Instalaciones Hidráulicas y Sanitaria del IMSS (1988).

3) Presión disponible (P). Aplicación de la ecuación de la energía entre dos secciones de un tramo (Motl, 2006).

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} - Hf = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

Ecuación 3.9

### 3.5. Software RHAE para el cálculo de redes hidráulicas abiertas en edificios

El Software RHAE está dividido en tres módulos:

1) El primer módulo se inicia con el ingreso de datos generales de la instalación hidráulica como nombre de la red, tipo de material de la tubería, temperatura del agua, tipo de servicio, control de muebles sanitarios por tanque o fluxómetro e incluye la consideración de un factor de reducción en porcentaje de los gastos proporcionados por el método de Hunter.

En el diseño de la red, se ingresan datos por cada tramo como unidades mueble (UM), tipo y número de piezas especiales, y finalmente se resuelven las características hidráulicas básicas de la red abierta como perdida por fricción y presión de salida en los

Figura 3.1. Módulo de ingreso de datos

muebles sanitarios, los parámetros calculados son proporcionados en un reporte de forma tabular.

2) El segundo módulo permite el cálculo de gastos de diseño, diámetro de la toma domiciliaria, volúmenes de almacenamiento y dimensiones de la cisterna en base cuadrada o agrupada en celdas.

3) El tercer módulo corresponde al sistema de bombeo que determina la capacidad de la bomba en base al gasto de diseño, longitud y tipo de tubería, y número de piezas especiales.

Con el fin de establecer un proceso de cálculo hidráulico accesible para la programación del Software RHAЕ se determinaron las siguientes condiciones:

1. Los datos conocidos se determinarán en base al plano de instalación hidráulica e isométricos: número de muebles, longitud de la tubería, conexiones y válvulas, alturas y niveles.
2. El gasto de diseño corresponde al gasto máximo instantáneo en unidades mueble (UM), el cual expresa el efecto de carga

The screenshot shows the 'Módulo de volumen de almacenamiento' (Storage Volume Module) in the RHAЕ software. The interface is as follows:

- Top Bar:** 'Seleccione el nombre de la red' with a dropdown menu set to 'TERMINAL DE TRANSFERENCIA TG'.
- Left Panel:**
  - DEMANDA DIARIA:** 'Conoce el número de personas?' with radio buttons for 'Si' (selected) and 'No'.
  - Numero de Personas:** Input field with '100'.
  - Dotacion:** Input field with '100'.
  - Calcular:** Button.
  - DEMANDA DIARIA (Summary):** 'D.D.' input field with '10000' and unit 'L / d'.
  - GASTOS DE DISEÑO (Summary):**
    - 'Qmed' input field with '0.115740740740741' and unit 'L / s'.
    - 'QMD' input field with '0.162037037037037' and unit 'L / s'.
    - 'QMH' input field with '0.251157407407407' and unit 'L / s'.
    - 'CMPD' input field with '21.7' and unit '3 m'.
- Right Panel:**
  - Volumen total de la cisterna:**
    - 'Vo.C' input field with '3' and unit 'm'.
    - 'Reserva' input field with '3' and unit 'm'.
    - 'Porcentaje' input field with '%' and a 'Calcular Reserva' button.
  - Volumen para sistemas contra incendios:**
    - 'Calcular con valores minimos?' with radio buttons for 'Si' and 'No'.
    - 'Vo.C.I.' input field with '3' and unit 'm'.
  - Volumen para riego:**
    - 'Dotacion' input field with 'L / m dia' and unit '2'.
    - 'Area' input field with 'm' and unit '2'.
    - 'Calcular Vo.Riego' button.
    - 'Vo.Riego' input field with '3' and unit 'm'.

Figura 3.2. Módulo de volumen de almacenamiento

Figura 3.3.  
Módulo del  
sistema de  
bombeo.

3. La distribución de gastos se realiza considerando una secuencia previamente definida, en bajantes y ramales (Ecuación de Continuidad).
4. Para calcular el diámetro (D), la velocidad permisible inicial es de 2.5 m/s, redondeando el diámetro teórico al comercial más cercano inferior o superior.
5. La altura Piezométrica inicial corresponde al punto inferior del flotador en el tanque o tinaco, por tanto es constante en el proceso de cálculo de una red por gravedad.
6. En el punto inicial de la salida del tinaco o tanque se considera una pérdida por entrada igual a la carga de velocidad.
7. La presión mínima de operación de muebles con fluxómetro es de 7 mca y para muebles normales (tanque) es de 2 mca. Esta presión disponible se obtiene al despejar el valor de la P2 en la ecuación



de la energía por cada tramo, considerando los términos de velocidad constante en el tramo calculando  $H_f$  con la ecuación de Darcy-Weisbach y Swamee-Jain.

El programa fue desarrollado en el lenguaje Visual Basic 6.0 para Windows. El resultado es una aplicación en ambiente Windows que permite el cálculo de redes hidráulicas abiertas en edificios, el cálculo de la capacidad de almacenamiento, y el de bombeo. Utiliza una base de datos (Access) que sirve para alma-

cenar los cálculos que se realizaran, utiliza formato de Excel para generar reportes e imprimirlos.

### 3.6. Aplicación Software RHAE

Datos básicos:

Casa habitación, 5 personas, dotación 150 lts/persona/día, cisterna base cuadrada con 2 días de reserva.

Tubería de cobre tipo M, temperatura 20 °C, servicio privado, tipo de control con tanque.

Tabla 3.1. Datos de muebles sanitarios

TRAMO DE		MUEBLES SANITARIOS					UM
A		WC	FREG.	LAV.	REG.	LAVADERO	
0	1						
1	2						17
2	3		1				2
2	4						15
4	5						6
5	6			1			1
5	7						5
7	8	1					3
7	9				1		2
4	10						9
10	11			1			1
10	12						8
12	13					1	3
12	14						5
14	15	1					3
14	16				1		2

Tabla 3.2. Piezas especiales, longitudes y alturas

TRAMO DE	A	PIEZA			LONGITUD (m)	ALTURA (m) ESTÁTICA
		CODO 90°	VAL. COMP.	TEE		
0	1				4.61	
1	2	1	1	2	2.06	3.69
2	3			1	7.66	0.8
2	4			1	1.91	3.69
4	5			2	3.24	0.77
5	6	1			0.43	0.77
5	7			1	0.3	0.77
7	8	1			0.66	0.31
7	9	2	1		2.34	2.11
4	10	4		2	8.85	0.86
10	11	1			0.3	0.86
10	12			1	0.34	0.49
12	13	3			4.78	1.19
12	14	1		1	0.79	0.49
14	15	1			0.24	0.49
14	16	2	1	1	2.42	2.29

Tabla 3.3. Resultados del diseño de la red abierta

REDES HIDRAULICAS ABIERTAS EN EDIFICIOS (RHAЕ)					
NOMBRE DE LA RED: Casa habitación					
MATERIAL: Cobre tipo M					
TEMPERATURA: 20 °C					
TIPO DE CONTROL: Tanque					
TIPO DE DEMANDA: Total					
TIPO DE SERVICIO: Privado					
Tramo		UM	Q (m <sup>3</sup> /s)	DC (m)	Hf (m)
De	A				
0	1				
1	2	17	0.00081184	0.025	0.28756472
2	3	2	0.00019099	0.019	0.31801759
2	4	15	0.00074596	0.025	0.22978608
4	5	6	0.00040145	0.019	0.48619474
5	6	1	0.00011953	0.013	0.96716161
5	7	5	0.00035489	0.019	0.0363178
7	8	3	0.00025124	0.013	0.43543766
7	9	2	0.00019099	0.013	0.78027329
4	10	9	0.00052809	0.025	0.58184366
10	11	1	0.00011953	0.013	0.08432887
10	12	8	0.00048766	0.019	0.07168206
12	13	3	0.00025124	0.013	2.28561054
12	14	5	0.00035489	0.019	0.09563686
14	15	3	0.00025124	0.013	0.28854303
14	16	2	0.00019099	0.013	0.97998353

Tabla 3.4. Resultados del diseño de la red abierta

Tramo		HPZ		H Estática	H Disponible	Presión
De	A	Anterior	Actual	(m)	(m)	(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	1		5.71	4.61	1.1	0.11
1	2	5.71	5.42243528	3.69	1.732435279	0.17324353
2	3	5.42243528	5.10441768	0.8	4.304417685	0.43044177
2	4	5.42243528	5.1926492	3.69	1.502649197	0.15026492
4	5	5.1926492	4.70645446	0.77	3.936454457	0.39364545
5	6	4.70645446	3.73929284	0.77	2.969292845	0.29692928
5	7	4.70645446	4.67013666	0.77	3.90013666	0.39001367
7	8	4.67013666	4.234699	0.31	3.924698998	0.3924699
7	9	4.67013666	3.88986337	2.11	1.779863369	0.17798634
4	10	5.1926492	4.61080554	0.86	3.750805537	0.37508055
10	11	4.61080554	4.52647667	0.86	3.666476668	0.36664767
10	12	4.61080554	4.53912348	0.49	4.049123476	0.40491235
12	13	4.53912348	2.25351293	1.19	1.063512935	0.10635129
12	14	4.53912348	4.44348661	0.49	3.953486611	0.39534866
14	15	4.44348661	4.15494358	0.49	3.664943581	0.36649436
14	16	4.44348661	3.46350308	2.29	1.173503084	0.11735031

Tabla 3.5. Resultados del volumen de almacenamiento

<b>ALMACENAMIENTO</b>	
<b>IDENTIFICADOR: Casa habitación</b>	
<b>TIPO DE CISTERNA: Cuadrada</b>	
D.D. (m <sup>3</sup> /s)	750
Qm (l/s)	0.0086806
QMD (l/s)	0.0121528
QMH (l/s)	0.0188368
CMPD (m <sup>3</sup> )	1.6275
RESERVA (m <sup>3</sup> )	3.255
Vo T (m <sup>3</sup> )	0.995
Vo CI (m <sup>3</sup> )	
Vo Ri (m <sup>3</sup> )	
Vo C (m <sup>3</sup> )	4.9575
Área (m <sup>2</sup> )	2.7542
DC Toma (m)	0.013
Lado (m)	1.6595682
Lado a (m)	
Lado b (m)	

Tabla 3.6. Resultados del sistema de bombeo

<b>SISTEMA DE BOMBEO</b>	
<b>IDENTIFICADOR: Casa habitación</b>	
<b>MATERIAL: Cobre</b>	<b>TEMPERATURA: 20 °C</b>
<b>EFICIENCIA: 70 %</b>	
<b>Volumen</b>	1.0 m <sup>3</sup>
<b>Tiempo</b>	1,500 seg
<b>Gasto</b>	0.0006666667 m <sup>3</sup> /s
<b>Velocidad</b>	2.5 m/s
<b>D. Teórico</b>	0.0184263546 m
<b>DC Descarga</b>	0.019 m
<b>DC Succión</b>	0.025 m
<b>Long. Tramo</b>	13.29 m
<b>LE Descarga</b>	22.22 m
<b>LE Succión</b>	12.55 m
<b>Vel. Descarga</b>	2.3513195652 m/s
<b>Vel. Succión</b>	1.3581221809 m/s
<b>Re Descarga</b>	25,098.3549096967
<b>Re Succión</b>	19,074.7497313695
<b>f Descarga</b>	0.024624459
<b>f Succión</b>	0.02627066
<b>Hf Descarga</b>	8.1148679216 m
<b>Hf Succión</b>	1.2398049706 m
<b>H Descarga</b>	5.69 m
<b>H Succión</b>	1.90 m
<b>H Velocidad</b>	0.2817891793 m
<b>H Bombeo</b>	17.2264620714 m
<b>Potencia Teórica</b>	0.2158704520 HP
<b>Potencia Comercial</b>	0.25 HP

### 3.7. Conclusión

El problema que se presenta en la mayoría de los proyectos relacionados con instalaciones hidráulicas, es el proceso para dimensionar adecuadamente la red, la consideración de una metodología de cálculo en base a sistemas normativos y la implementación de un programa de cómputo resuelve problemas de dimensiona-

miento de la red en la memoria de cálculo, diseño de las instalaciones y control de datos en el proyecto ejecutivo.

Es indudable que el avance tecnológico es muy importante en el desarrollo de las instalaciones hidráulicas y ante esto, es de suma importancia incorporar la aplicación de un programa de cómputo al diseño de

las instalaciones hidráulicas, caso específico del presente trabajo con el software RHAЕ, que se expone como una forma de análisis y de respuesta al problema planteado.

El software RHAЕ se presenta como el resultado final de una investigación generada por diversos autores a los cuales hago referencia y de la cual tomo parte como recopilador, aplicando la investigación al desarrollo de un programa de cómputo, dejando abierta la posibilidad de que en un futuro se pueda vincular el programa RHAЕ con un sistema CAD.

### 3.8. Referencias

- Ángeles, M.V. (2002). Redes abiertas de tuberías para riego (Trazo, diseño, revisión y análisis). 1ª Edición. Universidad Autónoma de Chapingo, México.
- Arnal, S.L. y Betancourt, S.M. (1999). Reglamento de Construcciones para el D.F. 4ª Edición. Trillas, México, 1999.
- Arteaga, T.R.E., Paz, S.M.A. y Vázquez, S.J.F. (2006). Hidráulica de los sistemas de conducción. Universidad Autónoma Chapingo, México.
- García, S.J. (2001). Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificios. 1ª Edición. Universidad Autónoma de Yucatán – Fundación ICA, México.
- Guaycochea, G.D. (2000). Flujo en tubos a presión. 1ª Edición. Universidad Autónoma Metropolitana – Fundación ICA, México.
- Instituto Mexicano del Seguro Social. (1988). Manual de especificaciones para Instalaciones Hidráulicas y Sanitaria. IMSS, Subdirección general de obras y patrimonio Inmobiliario, México.
- Mott, R.L. (2006). Mecánica de Fluidos. 6ª Edición. Pearson Educación, México.
- Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2002). Normas Técnicas Complementarias para Construcción. Sista, México,
- Secretaria de Salud. (2000). Especificaciones generales de proyecto. SSA, Dirección General de Obras, Conservación y Equipamiento, México.
- Sotelo, A.G. (1985). Hidráulica General, Tomo 1: Fundamentos. 1ª Edición. Limusa, México.
- Zepeda, C.S. (2001). Manual de instalaciones: Hidráulicas, sanitarias, aire, gas y vapor. 2ª Edición. Limusa, México.





**AMH**  
Asociación Mexicana  
de Hidráulica

REVISTA DIGITAL  
**TLÁLOC AMH**

<http://amh.org.mx/>