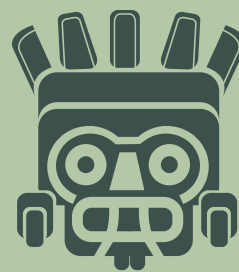


# REVISTA DIGITAL TLÁLOC AMH



**AMH**

Asociación Mexicana  
de Hidráulica

- 1 Toma de protesta del XXX Consejo Directivo Nacional de la Asociación Mexicana de Hidráulica
- 2 Sistemas de Alerta Temprana para Crecientes Repentinas.  
Caso de estudio Costa y Sierra de Chiapas
- 3 La seguridad de presas desde la perspectiva hidrológica
- 4 Análisis regional de crecientes en la costa de Chiapas, mediante el concepto de adopción de la curva de frecuencias
- 5 Los 50 líderes del sector agua en México



**AMH**

Asociación Mexicana  
de Hidráulica

## Revista Digital Tlaloc AMH

Vol. 51 - Abril-Junio 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 (secretaria)

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 Mahlkecht

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

---

1. Toma de protesta del XXX Consejo Directivo Nacional de la Asociación Mexicana de Hidráulica	5
--	---

---

2. Sistemas de Alerta Temprana para Crecientes Repentinas.	11
Caso de estudio Costa y Sierra de Chiapas	11
2.1. Definiciones:	13
2.2. Proceso de Alerta	15
2.3. Bibliografía	19

---

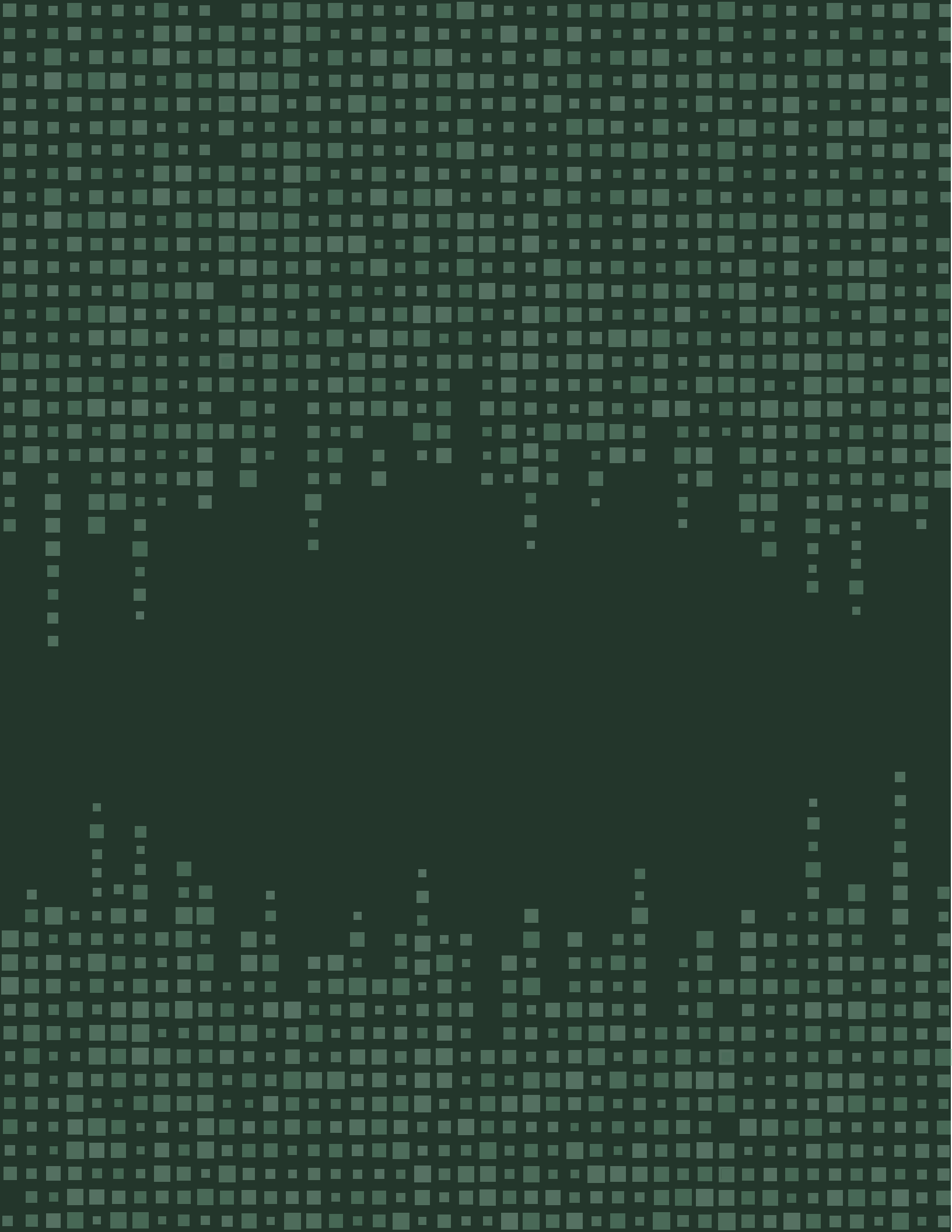
3. La seguridad de presas desde la perspectiva hidrológica	21
3.1. Introducción	21
3.2. La existencia de presas y su falla	22
3.3. El diseño hidrológico de presas	25
3.4. La avenida de diseño	26
3.5. Estimación de la avenida de diseño	30
3.6. El enfoque bivariado	34
3.7. Ejemplos de aplicación	37
3.8. Comentarios finales	38
3.9. Referencias	40

---

4. Análisis regional de crecientes en la costa de Chiapas, mediante el concepto de adopción de la curva de frecuencias	43
4.1. Resumen	43
4.2. Introducción	43
4.3. Desarrollo	44
4.4. Conclusión	52
4.5. Referencias	53

---

5. Los 50 líderes del sector agua en México	55
5.1. Hacia una gestión integral del agua en zonas urbanas	57
5.2. El pago, un imperativo	57





# 1

## Toma de protesta del XXX Consejo Directivo Nacional de la Asociación Mexicana de Hidráulica

Dr. Felipe I. Arreguín Cortés


Presidente del XXX Consejo Directivo de la AMH



Asamblea General Ordinaria del XXIX Consejo Directivo Nacional de la Asociación Mexicana de Hidráulica

El pasado 26 de mayo se llevó la Asamblea General Ordinaria del XXIX Consejo Directivo Nacional de la Asociación Mexicana de Hidráulica, en la que rindió su segundo y último informe anual. Posteriormente se llevaron a cabo las votaciones para elegir a los integrantes del próximo consejo directivo para el bienio 2011-2013.

Este evento se llevó a cabo la sede de la Asociación Mexicana de Hidráulica que se encuentra dentro de las instalaciones del Colegio de Ingenieros Civiles de México, en Camino Santa Teresa número 187, Col. Parques del Pedregal de la Ciudad de México.



En este encuentro se contó con distinguidas personalidades, como lo son, el Presidente del Colegio de Ingenieros Civiles de México, el Ing. Manuel Salvoch Oncins, el Ing. Guillermo Guerrero Villalobos, Expresidente del CICM, el Dr. Óscar Ibáñez Hernández, Coordinador de Asesores del Director General de la Conagua, el Dr. Polioptro Martínez Austria, Director General del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, el Ing. Pablo Realpozo del Castillo, Presidente de la UMAI, el Mtro. Óscar Vega Roldán, Presidente de la Junta de Honor de la AMH, el Dr. Gustavo Paz Soldán, en representación del Ing. Jorge C. Saavedra Shimidzú, Presidente del Consejo Consultivo Nacional de la AMH, el Dr. Gabriel Echávez Aldape, integrante de la Junta de Honor de la AMH, entre otros.

El Presidente del Consejo Directivo saliente, agradeció al Consejo Consultivo, a la Junta de Honor y a los integrantes de su equipo de trabajo, el apoyo y entusiasmo para cumplir con los objetivos propuestos en el inicio de su gestión y la difusión de los trabajos de la Asociación en el país. Asimismo dio lectura al informe de las actividades relevantes durante el último año, mismo que se encuentra a disposición en los archivos de la

Asociación para consulta del gremio y el público en general.

Por su parte el Mtro. Ing. Óscar Vega Roldán, Presidente de la Junta de Honor, dio fe de la instalación de la Asamblea, dio lectura de su informe de actividades que comprendió entre otros tópicos, la vigilancia de la actuación del Consejo Directivo Nacional, las actividades del proceso electoral que hoy culmina, el dictamen de premios y reconocimientos, y la revisión de cuentas de la Tesorería; mencionó que sostuvo varias reuniones virtuales utilizando los medios electrónicos modernos, así como una reunión presencial. También indicó que la Junta de Honor estuvo muy atenta a todo el proceso electoral que se inició con la Asamblea de Nominación de Candidatos que tuvo lugar el 28 de abril pasado. A lo largo del proceso, con base en lo que establecen diversos artículos de los estatutos, se aplicaron las bases y procedimientos que permitieron dar cabal cumplimiento a la elección del nuevo Consejo Directivo.

Uno de los acuerdos importantes fue el que se refiere a aceptar como miembros de la Asociación a los asistentes al Congreso Nacional de Hidráulica que al pagar su inscrip-

ción, adquieren el derecho de ser miembros de la misma y por lo tanto la validez de participar en la votación del Consejo Directivo.

Por último, mencionó que, la Junta de Honor considera importante comunicar a la Asamblea lo siguiente: Primero, continuando con el ejercicio de sus funciones, esta Junta está tomando acciones para formular el Código de Ética de la Asociación, según lo prevén los artículos 54 y 63 de los Estatutos. Segundo, la Junta de Honor está insistiendo ante el Consejo Consultivo en estudiar una reforma sustancial a

los estatutos vigentes, buscando modernizarlos y simplificarlos, así como proceder a la elaboración de algunos reglamentos que conviene formular para facilitar las acciones del Consejo Directivo y los procesos administrativos de la Asociación. Tercero, la Junta de Honor aprovechó este momento para hacer un exhorto a todos los miembros para que participen de manera mucho más intensa y efectiva en el cumplimiento de sus objetivos, siempre con actitudes proactivas y con un comportamiento que atienda a la honorabilidad del gremio, según lo prevén nuestros estatutos, que son

Asamblea  
General  
Ordinaria del  
XXIX Consejo  
Directivo  
Nacional de  
la Asociación  
Mexicana de  
Hidráulica



de estricta observancia, para todos los socios y para quienes quieran incorporarse.

Conforme a las bases y procedimientos se llevó a cabo el proceso de votación para la elección de los integrantes del Consejo Directivo para el siguiente bienio, resultando ganadores: como Vicepresidente el Ing. Raúl Antonio Iglesias Benítez; como Primer Secretario el Ing. Marco A. Murillo Ruiz; el Ing. Enrique Mejía Maravilla como Tesorero; el Ing. Agustín Félix Villavicencio, Primer Vocal y el Ing. Raúl Saavedra Horita como Segundo Vocal. Por designación directa del Presidente de la Asociación, conforme a los estatutos, el Ing. Roberto Olivares como Segundo Secretario.

Fue el Mtro. Óscar Vega Roldán, Presidente de la Junta de Honor de la Asociación, quien tomó la protesta a los miembros del XXX Consejo Directivo Nacional y los exhortó a trabajar con entusiasmo en beneficio del gremio. El nuevo Consejo se comprometió a cumplir y hacer cumplir los estatutos que rigen a la Asociación y que sí así no lo hicieren, que los miembros de la Asociación Mexicana de Hidráulica, se los demanden.

En su calidad de nuevo Presidente de la Asociación, el Dr. Felipe I. Arre-

guín Cortés, dirigió un mensaje a los presentes. Una de las partes más relevantes de su discurso, fue en la que hizo referencia a que dentro de 25 años, debido al incremento de la población, habrá más personas que ocuparán más espacio y presionarán al medio ambiente, especialmente por las necesidades de alimento, energía, agua potable, aire limpio y eliminación segura de residuos. El calentamiento global afectará a la población que vive en amplias franjas costeras debido al ascenso del nivel del mar, al incremento de la intensidad de las tormentas y al mayor impacto de las inundaciones. Sin duda alguna, dijo, el tema de un México sostenible planteará problemas que requieran soluciones multidisciplinarias, en los que la Asociación Mexicana de Hidráulica debe estar ahí, para generarlas.

En el futuro, siguió diciendo, se presentará un medio ambiente de alto riesgo, con la amenaza permanente de los desastres naturales a gran escala. Debemos trabajar en el desarrollo de planteamientos y diseños apropiados para gestionar y mitigar los riesgos. El riesgo es, sin lugar a dudas, un factor principal de innovación, por tanto, se deben evaluar nuevos materiales, procesos



y diseños, normas, métodos para el pronóstico del tiempo, mejoras al sistema de protección civil, y la Asociación Mexicana de Hidráulica debe estar presente.

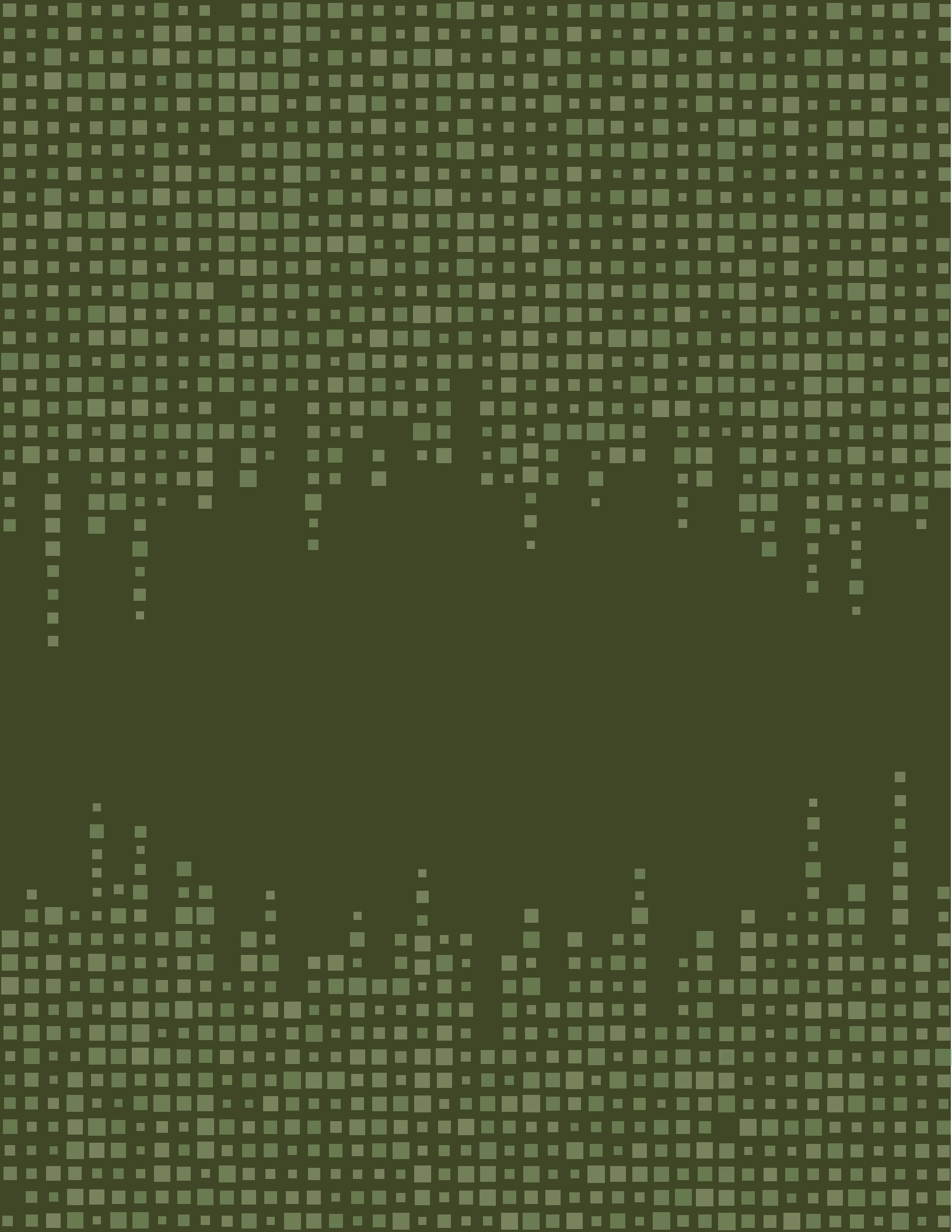
En investigación y desarrollo, la tecnología de la información y la gestión de datos integrada al diseño, a la ingeniería, a la construcción y al mantenimiento de obras, y otras tecnologías avanzadas, garantizarán que se tomen decisiones informadas. Los sensores inteligentes colocarán en la historia a la productividad en sus máximos alcances. Las tecnologías de chip inteligente mejorarán muchas de las actividades de la ingeniería mexicana, y la Asociación Mexicana de Hidráulica tiene que estar ahí.

Finalmente, presentó su propuesta de trabajo para el bienio 2011-2013 en el que se destaca el compromiso para fortalecer la presencia del gremio en los planes y políticas que favorez-

can el desarrollo del Plan Nacional Hídrico del país, así como modernizar, crear y fortalecer las secciones regionales de la Asociación a nivel nacional.

Además, enumeró las tareas urgentes a realizar: 1) Actualizar el estatuto, 2) Incrementar y sistematizar el padrón, 3) Realizar votaciones electrónicas, 4) Integrar a jóvenes estudiantes, 5) Crear y fortalecer las secciones regionales de la Asociación y 6) Rescatar espacios para la ingeniería hidráulica en México, apoyando a los asociados para que sean peritos en ingeniería hidráulica.

Para concluir, el Dr. Felipe I. Arreguín Cortés instó a la comunidad del gremio de la ingeniería hidráulica a participar activamente en la soluciones de los problemas que este país enfrenta en materia hídrica de una forma responsable y técnicamente informada.



# 2

## Sistemas de Alerta Temprana para Crecientes Repentinas. Caso de estudio Costa y Sierra de Chiapas

Horacio Rubio Gutiérrez  
José Raúl Saavedra Horita  
CONAGUA

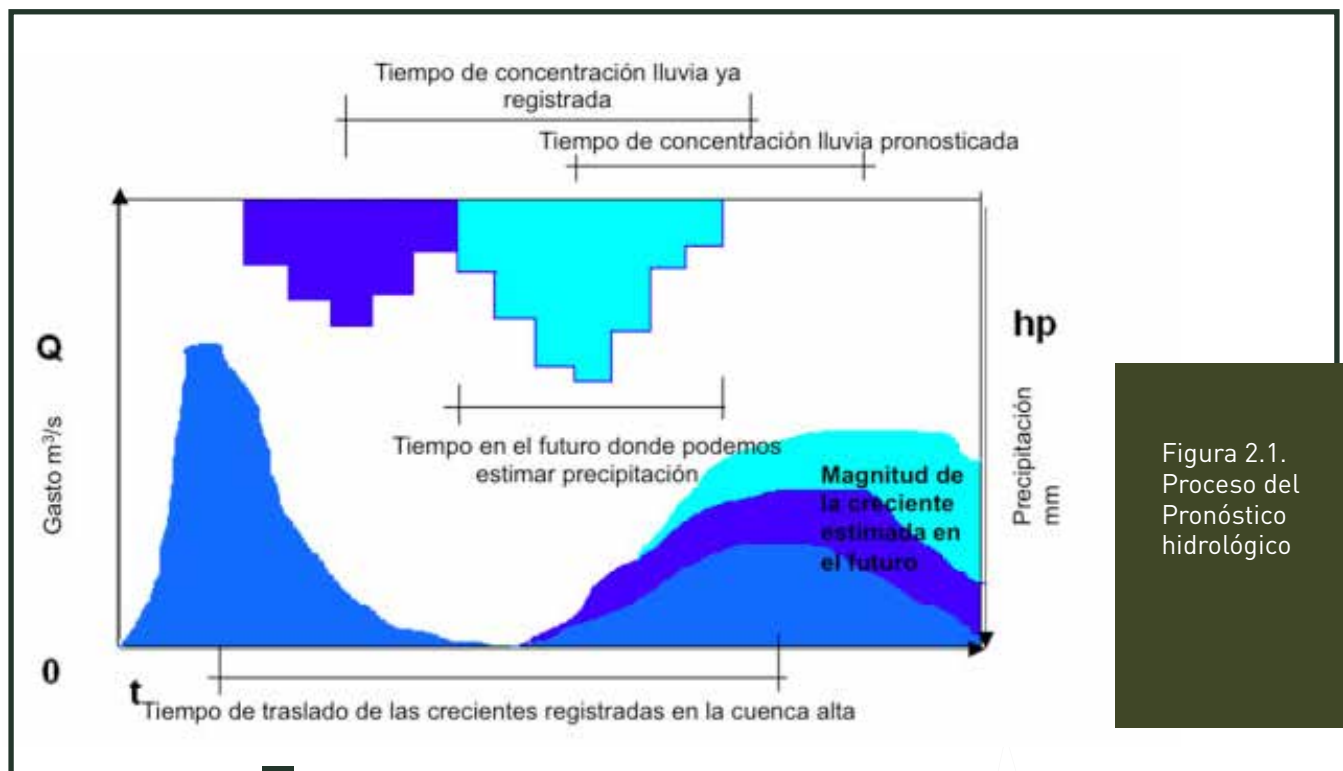


Figura 2.1. Proceso del Pronóstico hidrológico

Una de las herramientas extensamente utilizada en el mundo para abatir la exposición de las personas que ocupan zonas propensas a inundaciones, son los sistemas de alerta temprana, basados en estimaciones de modelos meteorológicos, hidrometeorológicos, hidrológicos e hidráulicos que permitan conocer de manera anticipada los valores probables de elevación del agua y su velocidad, como elementos de juicio para emprender acciones para prevenir daños por inundaciones antes de que ocurran tales fenómeno en los ríos, a este proceso se le conoce como pronóstico hidrológico.

Sin embargo y para fines prácticos, el fenómeno de la precipitación que se concentra en escurrimiento en una cuenca, para formar una creciente que posteriormente se traslada de un punto de la red de drenaje de la cuenca hasta su descarga, puede ocurrir en un tiempo muy corto. De tal forma que el tiempo de concentración de la precipitación registrada y pronosticada y los tiempos de traslado no representan una ventaja de tiempo suficiente para establecer un escenario futuro de desbordamiento que permita tomar decisiones antes de que el fenómeno ocurra.

El presente artículo se describirá los principios del Sistemas de Alerta

Temprana para Crecientes Repentinas (SATCR) que es la metodología instrumentada en un sistema para la estimación de condiciones para que ocurra una avenida de rápida generación y ocurrencia en una cuenca pequeña de manera anticipada, simplificando notablemente los pasos que se llevarían en un pronóstico hidrológico convencional o de cuenca grande.

El principio consiste en realizar los cálculos en sentido contrario, en lugar de transformar la lluvia registrada y pronosticada en escurrimiento y luego trasladar este escurrimiento a la salida de la cuenca y verificar con la magnitud de la creciente

Figura 2.2.  
Crecientes  
Repentinas





en ese sitio si se salió o no del cauce. El Sistema está basado en estimar primero que magnitud de lluvia que ocasiona que el gasto que produce a en la salida desborda del cauce y comparar esta lluvia umbral contra la lluvia pronosticada.

La aplicabilidad de este sistema estriba en que la unidad de análisis para dar seguimiento a las crecientes repentinas son cuencas de un área tributaria no mayor a los 200 km<sup>2</sup>. Con el objeto de hacer despreciables los tiempos de concentración de la precipitación registrada y pronosticada así como los tiempos de traslado de las crecientes que ocurren dentro de la microcuenca, para dejar solo el período de tiempo en que podemos estimar y pronosticar la precipitación con los modelos meteorológicos como el tiempo de anticipación para poder tomar una decisión y alertar.

Esta simplificación del pronóstico hidrológico implica que con este SATCR no podrán anticiparse crecientes en los cauces principales en los cuales descargan una serie de micro cuencas, ya que en estos cauces, las crecientes que se formen en ellos, no es despreciable el tiempo de concentración así como el tiempo de traslado de las crecientes, a las crecientes que se forman

en esta parte de la red de drenaje de una cuenca, les corresponde ser pronosticadas por los esquemas clásicos del pronóstico hidrológico, Figura 2.1.

## 2.1. Definiciones:

**Gasto a cauce lleno:** Caudal necesario para llenar el cauce principal. Idealmente cada una de las microcuencas, a la salida de su red de drenaje se debería de contar con un levantamiento topográfico de la sección transversal del río, en caso contrario secciones estimadas con modelos digitales de elevación de dominio público serán suficientes para tener umbrales preliminares del Gasto a cauce lleno.

**Lluvia Límite o Umbral:** Cantidad de precipitación efectiva necesaria para producir un escurrimiento ligeramente mayor al Gasto a cauce lleno, en una microcuenca dada. Este valor por microcuenca se estima preliminarmente con datos de uso del suelo, edafología, geología superficial, cobertura vegetal para establecer la relación lluvia escurrimiento inicial, esta lluvia umbral puede ser ajustada o calibrada contra registros de inundaciones reales ocurridas en la microcuenca en cuestión. Figura 2.3.

Cabe destacar que el valor de la lluvia umbral o lluvia límite, es actualizado continuamente, tomando en cuenta la precipitación que se acumuló en el pasado y la capacidad de drenado de los primeros 30 cm de suelo, como una medida de la capacidad de provocar escurrimiento del suelo de la microcuenca.

La humedad del suelo se expresa en este SATCR como el cociente del contenido de humedad del suelo entre la capacidad de absorción de agua del suelo. El modelo mediante el cual se realiza el balance de agua

en el suelo en el tiempo es el modelo Sacramento, ampliamente utilizado en Norteamérica.

Para la estimación de la precipitación antecedente que determina la humedad areal del suelo se recurre al registro de tres fuentes de medición de la precipitación: el Radar Meteorológico, un estimador de lluvia por medio de imágenes de Satélite y estaciones pluviométricas automáticas. Las tres mediciones se complementan para integrar un plano de la precipitación areal Figura 2.5, el cual alimenta el modelo

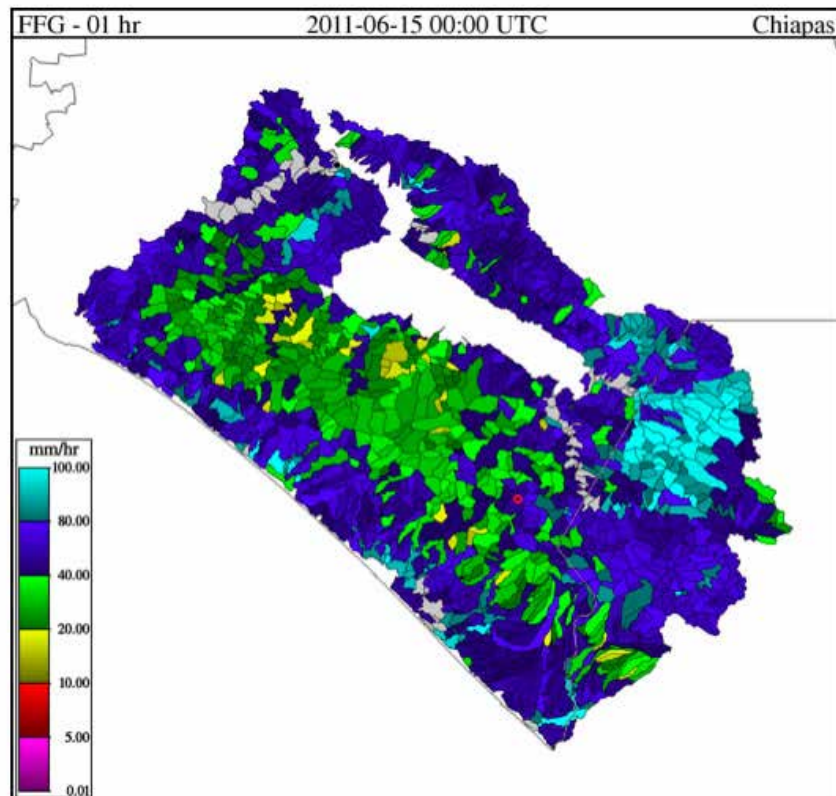


Figura 2.3. Lluvia límite en la cuenca, expresada como la cantidad de lluvia a precipitar en una hora para que el gasto a la salida de las microcuencas desborde de su cauce principal.

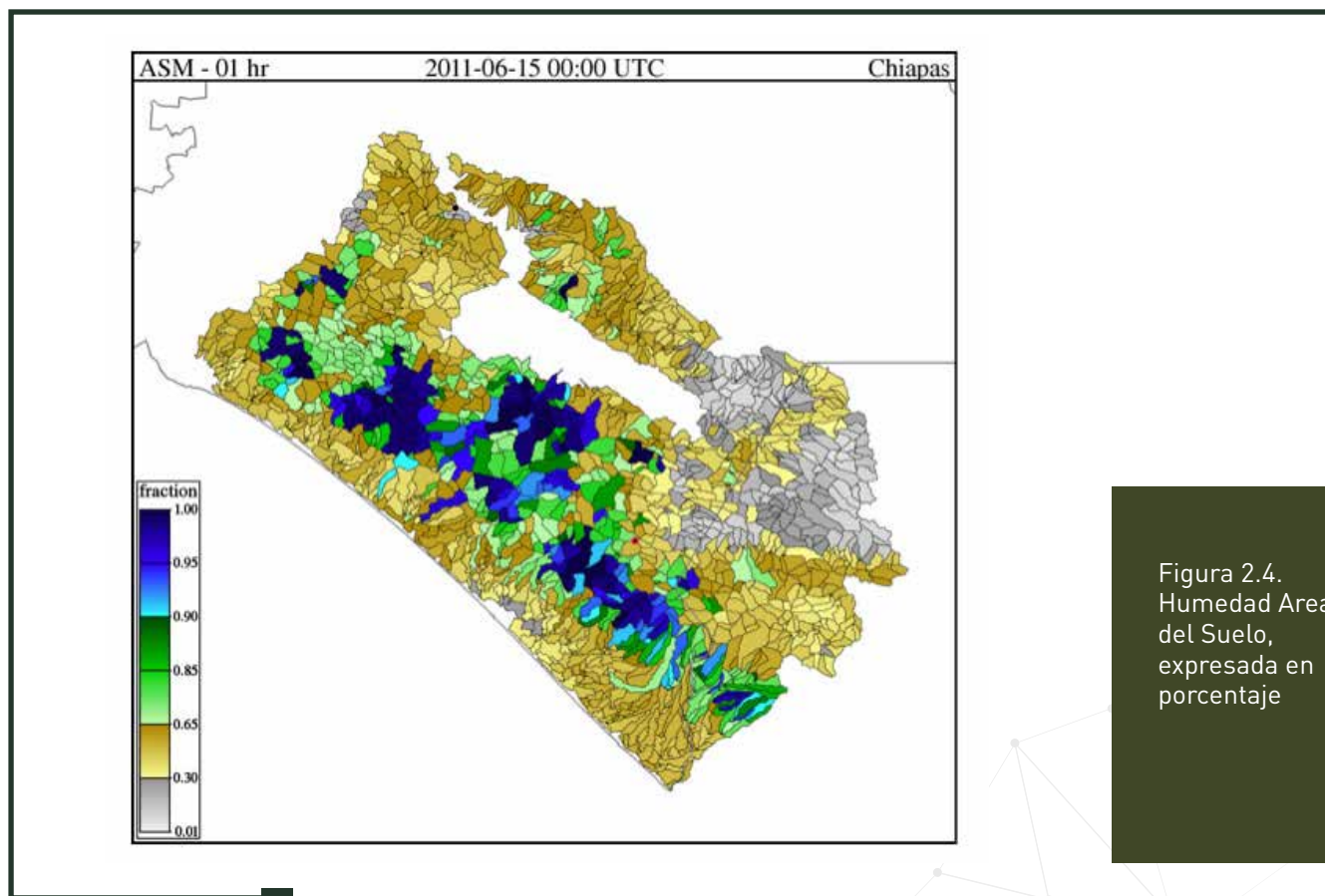


Figura 2.4. Humedad Areal del Suelo, expresada en porcentaje

Sacramento para cada una de las microcuencas.

Finalmente la lluvia límite, Figura 2.3, es constantemente comparada contra la lluvia estimada por los modelos numéricos a mesoescala, para la siguiente hora, las siguientes 3 horas y para las siguientes 6 horas, las microcuencas cuya diferencia entre la lluvia límite y la lluvia pronosticada sea muy corta o nula, serán sobresaltadas en el plano de cuencas amenazadas por una creciente repentina Figura 2.6, con alta proba-

bilidad para las visualizaciones de 3 y 6 horas y confirmadas como inminentes si es la comparación de la lluvia límite contra la estimación de lluvia para la siguiente hora.

Es en estas cuencas amenazadas que el proceso de alerta se detona para emprender si es el caso los protocolos de protección civil.

## 2.2. Proceso de Alerta

Consiste en que cuando un registro o una estimación de lluvia supera el

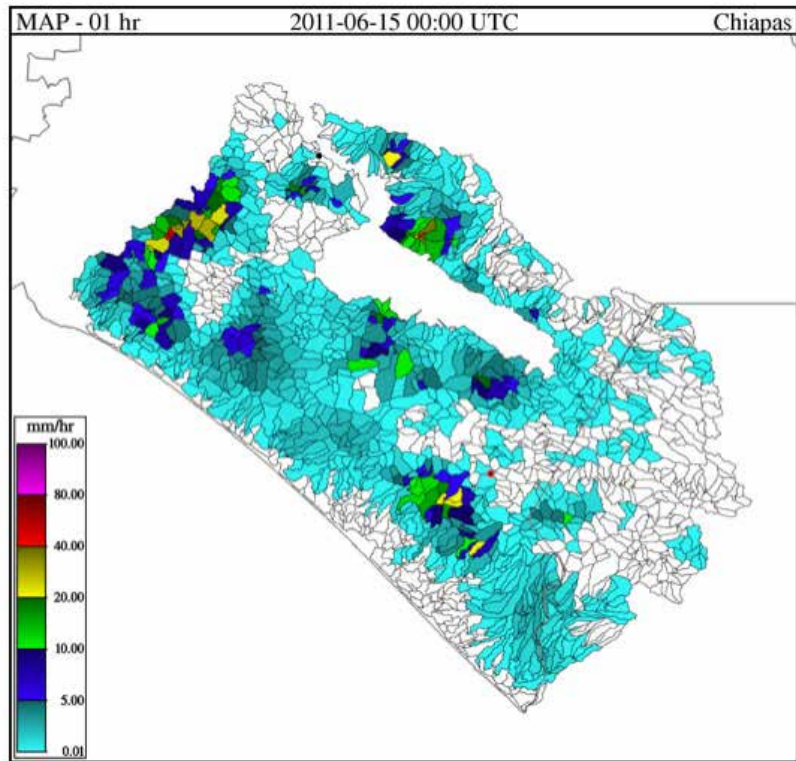


Figura 2.5. Mapa de la precipitación areal en una hora

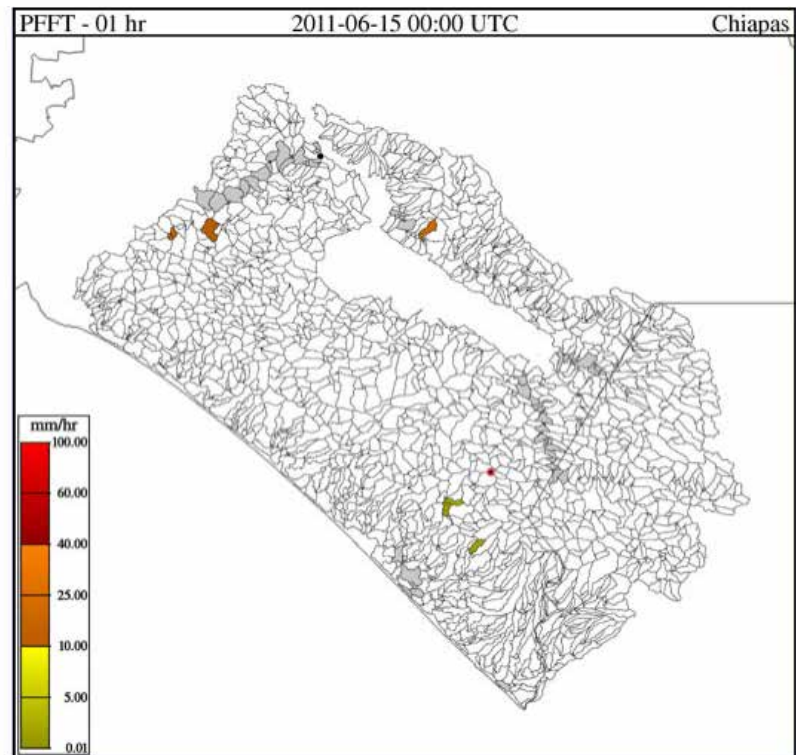


Figura 2.6. microcuencas amenazadas por una creciente repentina



valor de la lluvia limite, se genera una prealerta para ser autenticada, verificada o validada por el hidrólogo en turno, si las condiciones para que la lluvia umbral sea alcanzada se confirman, se presume que una creciente repentina está por ocurrir y se detona el proceso de alertamiento en la continuación de la cadena de acciones del plan estatal de protección civil.

Los modelos numéricos a mesoescala usualmente para este tipo de sistemas realizan su cálculo en

resoluciones espaciales de 17 por 17 km con pasos de tiempo a cada hora, para un período de pronóstico de seis horas hacia el futuro, esto permite revisar a cada hora, si para las siguientes 6 horas hay condiciones para que varias microcuencas del área vigilada estén amenazadas para que el fenómeno de crecientes repentinias ocurra.

La primera aplicación de este sistema en México está dispuesta en el estado de Chiapas, por las necesidades que surgieron evidentemente

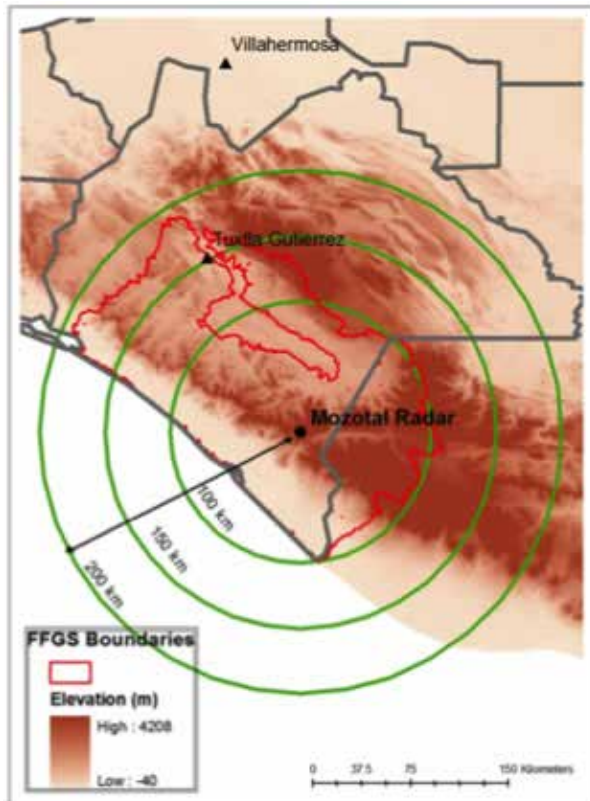


Figura 2.7.  
Área de influencia  
del radar del cerro  
del Mozotal  
Figura 2.8.



en la estimación de la amenaza de desbordamiento.

En su zona de influencia existe más de 43 poblaciones con más de 2000 habitantes las cuales tienen el potencial para estar sujeta a protocolos de alertas que se detonen con este sistema de alerta temprana.

Este SATCR opera prioritariamente en ésta zona del país debido a la alta frecuencia de regímenes torrenciales intensos, presumiblemente uno de los más altos que ostenta la República Mexicana, y además de ser una zona altamente vulnerable

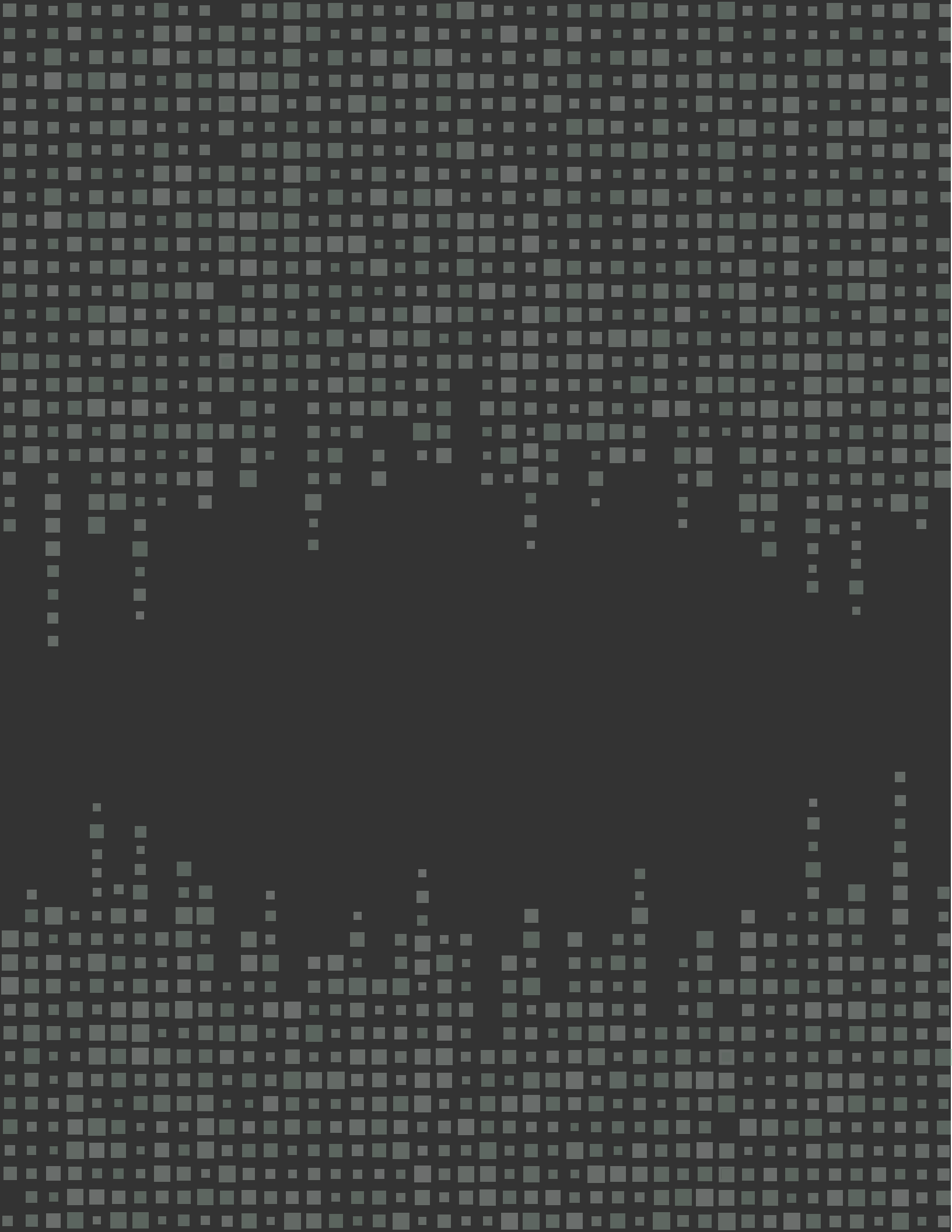
a los fenómenos hidrometeorológicos extremos.

Sin embargo en vista de que muchas poblaciones importantes del país se encuentran desarrolladas en microcuencas con una extensión menor a 200 km<sup>2</sup>, la aplicación del SATCR tiene buenas expectativas de desarrollo.

## 2.3. Bibliografía

Hidrological Research Center Flash  
Floods initiative  
[http://www.hrc-lab.org/giving/  
FFGS\\_index.php](http://www.hrc-lab.org/giving/FFGS_index.php)







# 3

## La seguridad de presas desde la perspectiva hidrológica

Aldo Iván Ramírez Orozco

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

### 3.1. Introducción

Desde tiempos ancestrales, el hombre ha construido barreras sobre los ríos para almacenar, controlar o derivar el agua. La presencia de esas barreras genera lagos artificiales llamados embalses y al sistema formado por ese vaso de almacenamiento y la barrera, denominada cortina, se le conoce como presa. El objetivo más común de una presa es regular los escurrimientos de un río, almacenando temporalmente el volumen que escurre en época de lluvias para que luego éste sea usado en el estiaje. Aunque el principal fin es la satisfacción de la demanda, cada vez más presas se construyen con múltiples propósitos. Así, es típico que los embalses tengan una cierta capacidad para el control de las avenidas, es decir de amortiguar los efectos de los eventos que ingresan al vaso. La determinación de dicha capacidad de control y la definición de las obras de excedencias se conoce como diseño hidrológico. El volumen disponible para el control se conoce como superalmacenamiento y está definido como la capacidad entre la condición normal de operación o nivel de conservación y el máximo nivel que se puede alcanzar dentro del vaso. El diseño hidrológico de la presa se obtiene al transitar la avenida de diseño por el vaso y la bondad de éste es indicativa de la seguridad de la presa, desde el punto de vista hidrológico. Si se presenta un evento mayor al utilizado en el diseño, se dice que éste ha fallado hidrológicamente, aún cuando la propia estructura no haya sufrido daños. Estos aspectos se presentan en

este artículo, abordando con especial énfasis la fase propia de la selección del evento de diseño.

### 3.2. La existencia de presas y su falla

Los primeros registros relacionados con el intento de regular y contener las aguas datan de un poco más de 5000 años (Tabla 3.1). Los casos documentados más antiguos corresponden a las presas Jawa en Jordania y Kafara en Egipto, construidas alrededor de 3000 a.C y 2600 a.C respectivamente. Ambas presas tuvieron como principal objetivo el almacenamiento del agua en épocas de abundancia para su posterior uso en tiempos de déficit.

En el caso de México, el primer registro corresponde a la presa denominada “El Purrón”, ubicada en Puebla en el Valle de Tehuacán, sobre el arroyo Lencho Diego. Hernández y Herrerías (2004) ubican el inicio en la construcción de la presa en el año 750 a.C. y un término en todas sus etapas cercano al año 300 de nuestra Era. El objetivo primordial de El Purrón fue el almacenamiento. La presa, descubierta por Woodbury y Neely alrededor de 1970, fue construida con un volumen de aproximadamente 370 mil metros cúbicos de piedra y tierra compactada, y tan sólo en su última fase de edificación pudo haber requerido del trabajo de unos 4,300 hombres. Se dice que llegó a tener unos 18 m de altura, más de 400 m

Tabla 3.1. Primeras presas registradas en el mundo

Año	Presa	País	Función principal
3000 a.C	Jawa	Jordania	Almacenamiento
2600 a.C	Saa el-Kafara	Egipto	Almacenamiento
2500 a.C	Gabarbands	Baluchistan	Almacenamiento
1500 a.C	Marib	Yemen	Derivación
1260 a.C	Kofini	Gracias	Derivación
1250 a.C	Karakuyu	Turquía	Almacenamiento
950 a.C	Shiloah	Israel	Almacenamiento
703 a.C	Kisiri	Iraq	Almacenamiento
-700 a.C	El Purrón	México	Almacenamiento
581 a.C	Anfengtang	China	Almacenamiento
370 a.C	Panda	Sri Lanka	Almacenamiento
275 a.C	Musawwarat	Sudán	Almacenamiento

Fuente: Recopilación del autor con información base de Enciclopedia Britannica (Dam, 2010)

de largo y cerca de 100 m de ancho en la base (Hernández y Herrerías, 2004). La capacidad útil pudo estar entre los 2.5 y 5 millones de metros cúbicos. Actualmente, se conserva aún una buena parte de la estructura ubicada cerca de la población de Coxcatlán.

Se estima que, actualmente, existen alrededor de 800,000 presas en todo el mundo; de las cuales, cerca de 45,000 cumplían, al año 2000, con los criterios de clasificación establecidos por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés y CIGB, por sus siglas en francés) para ser consideradas como grandes presas. Estos criterios establecen una altura mínima de cortina de 15 m y un volumen de al menos tres millones de metros cúbicos (WCD, 2000). De acuerdo con Conagua (2010), en México existen 667 presas que se ajustan a esa distribución, aunque se acepta que, en total, en el país existen al menos 4462 presas y bordos.

Así como existen registros muy antiguos relacionados con la construcción de presas, también los registros asociados con su falla son también añejos. Si la construcción de la primera presa data de un poco

más de 5000 años de antigüedad, el primer registro de la falla de estas estructuras se ubica cerca del año 2600 a.C. Esta falla se trata precisamente de la presa Kafara en Egipto. Un registro de todas las eventualidades relacionadas con los embalses, hace evidente que la falla de las presas es una situación más común de que lo imaginamos.

De acuerdo con McCully (2001), se estima solamente que del siglo XII en adelante se han suscitado unas 2000 fallas de grandes presas y que de 1900 a la fecha, se han tenido unas 200 fallas notables. De estas fallas, el 40% se han derivado de la falta de capacidad en la obra de excedencias.

Sin duda, la edad de la infraestructura es uno de los aspectos importantes con respecto a la seguridad hidrológica. En este sentido, de acuerdo con Arreguín (2005), en México, la Comisión Nacional del Agua mantiene una base de datos con 2310 registros con edad de las presas. De éstas, casi el 73% tiene una edad superior a los 30 años, un 44% cuenta ya con más de 40 años de existencia y una cuarta parte de todas las presas sobrepasa los 50 años de edad. Recordando que preci-

samente este último dato se considera en muchos estudios como vida útil de los proyectos, estamos ante el hecho de que el 25% de las obras han cumplido ya con su objetivo e inician su franco envejecimiento. En particular con respecto a la seguridad hidrológica de los embalses, éste es un aspecto de mucha importancia. Es indudable que después de 50 años se tiene mayor información, ya sea directa o indirecta, sobre los eventos generados en la cuenca de aportación del vaso, por lo cual una revisión del estudio hidrológico con fines de actualizar la avenida de diseño será prácticamente obligatoria.

### Fallas en presas

En general, las fallas de las presas pueden tener su origen en diversas causas:

- Fallas en el diseño estructural
- Fallas en el diseño sísmico
- Fallas por operación
- Fallas en el diseño hidrológico
- Actos deliberados de sabotaje y terrorismo (Steward, 2006)

Una gran presa tiene un también un enorme potencial de daño ante una eventual falla. La gran masa de líquido almacenado, al ser liberado en relativamente corto tiempo

Tabla 3.2. Fallas en presas importantes por el número de muertes provocado

Presa	País	Altura (m)	Inicio de operación	Año	Causa	Muertes
Iruhaike	Japón	28	1633	1868	Desbordamiento	>1,000
El Habra*	Argelia	36	-	1881	Desbordamiento	209
South Fork	EU	22	1853	1889	Desbordamiento	2,209
Tigra	India	24	1917	1917	Desbordamiento	>1,000
Oros	Brasil	54	En construcción	1960	Desbordamiento	1,000
Panshet Khadakwasla	India India	54 42	En construcción 1879	1961	Estructural/ Desbordamiento	>1,000
Vaiont	Italia	261	1960	1963	Desborde/ Deslizamiento	2,600
Ban qiso Shimantan	China	118	1950's	1975	Desbordamiento	-230,000
Machhu II	India	26	1972	1979	Desbordamiento	>2,000

Tabla 3.1. Fuente: Recopilación del autor con información base de McCully (20010)



puede alcanzar tanto gastos máximos enormes como grandes velocidades. Estas dos características en forma conjunta brindan el carácter catastrófico al evento de falla de una presa. En la historia se encuentran registrados diversos eventos, que por su magnitud son dignos de recordar (Tabla 3.2). Es de resaltar el caso de las presas chinas Ban qiao y Shimantan, ésta última aguas abajo de la primera, las cuales fueron las causantes de más de 230,000 personas en 1975 (Yi-Si, 1998).

Para el caso en comento, el evento de diseño correspondiente a la presa Ban qiao fue obtenido para un período de retorno de 1000 años, mientras que el de la presa Shimantan fue de solamente 500 años. De acuerdo con estudios técnicos, el evento sucedido alcanzó un intervalo de recurrencia de unos 2000 años, mismos que claramente excedían el nivel de seguridad de ambos embalses.

En cita atribuida a Lowe y Wilson en 1982, se dice que “Cuando un gran proyecto tiene problemas, habrá que esperar grandes problemas” (McCully, 2001). Eso es precisamente lo que sucede con el caso de la falla de las presas. Este hecho es la razón principal de dedicar gran parte de los

esfuerzos de los hidrólogos en desarrollar nuevos métodos que permitan obtener diseños más seguros ante el carácter meramente aleatorio de los fenómenos hidrometeorológicos.

### 3.3. El diseño hidrológico de presas

El proceso de evaluación del posible impacto de los eventos hidrológicos en una estructura hidráulica y la selección de los valores de las variables significativas para su correcto funcionamiento se conoce como diseño hidrológico. En particular, el término estimación de avenidas de diseño se refiere a la obtención de las características del hidrograma de la avenida que se utilizará para determinar las dimensiones de la obra hidráulica por construir. Alternativamente, el mismo proceso se puede seguir con el fin de evaluar la bondad en el diseño de obras existentes.

El diseño de una presa comprende, en general, los siguientes aspectos: determinación de la capacidad de azolves (o muerta), la definición del nivel de aguas mínimas de operación, la determinación del volumen útil y el nivel de aguas máximas extraor-

ordinarias el cual queda definido por la capacidad de control de avenidas. En el lenguaje hidrológico es común que se haga referencias al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) cuando la presa está llena al volumen útil y al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) a la máxima elevación que alcanza el agua dentro del embalse cuando se presenta el evento de diseño. La capacidad de control, definida entonces como el volumen comprendido entre NAMO y NAME es precisamente el volumen de control de avenidas conocido también como superalmacenamiento. El NAME se determina transitando el evento de diseño de la presa, procedimiento mediante el cual no sólo es posible calcular la capacidad de control de avenidas requerida por el sistema sino que además permite determinar la altura de la cortina y las dimensiones y política de operación de la obra de excedencias. En este sentido, la estimación de la “avenida de diseño” adquiere un papel esencial en el diseño hidrológico de una presa.

### 3.4. La avenida de diseño

Las metodologías existentes para la selección de avenidas de diseño son muy variadas, tanto desde el punto

de vista de su planteamiento conceptual como de su complejidad. En general existen dos grandes criterios: el basado en un planeamiento semideterminista y el probabilista. El proceso de selección del evento de diseño, independientemente del criterio seguido, se conoce en forma genérica como “estimación de la avenida de diseño”.

Con base en la información utilizada, los métodos para la estimación de avenidas pueden dividirse en métodos basados en un enfoque hidrometeorológico y métodos con enfoque hidrométrico. Los primeros, usualmente con un enfoque semideterminista, se basan en datos de precipitación y en la modelación del proceso lluvia – escurrimiento, mientras que los segundos aprovechan la información histórica de escurrimientos en el sitio específico o la región donde se ubicará la obra, pudiendo o no tomar en cuenta la información de precipitaciones. Al grupo de métodos comprendidos dentro del segundo enfoque, cuyo criterio es eminentemente probabilista, se le conoce con el nombre genérico de análisis de frecuencias de avenidas, aunque es de mencionar, que en muchas ocasiones algunos métodos del primer segmento se basan también en un

análisis de frecuencias de precipitaciones, previo a la modelación del proceso lluvia – escurrimiento. Muchas discusiones se han suscitado acerca de la pertinencia y conveniencia de la aplicación de uno u otro enfoque. La verdad es que todos los métodos disponibles ofrecen ciertas ventajas y también tienen severas deficiencias. De cualquier forma, el fin de los métodos es determinar de la mejor manera posible, la magnitud del evento de diseño. Sin embargo, dada la gran variedad de métodos disponible, la pregunta ¿Cuál es el enfoque adecuado?, es muy pertinente. O más aún, bajo la consideración de que hay una marcada inclinación hacia los métodos probabilistas se podría cuestionar ¿Qué probabilidad de excedencia se debe considerar?

Ahora bien, la avenida de diseño se estima de acuerdo con un periodo de retorno de diseño, representado usualmente como  $T$ , el cual se define como el inverso de la probabilidad de excedencia en un año cualquiera. Así,  $T$  es una medida directa de la seguridad hidrológica de la estructura hidráulica. Entre mayor sea  $T$ , menor será la probabilidad de falla, y mayor será por lo tanto la seguridad hidrológica. Lógicamente, desde

el punto de vista de la seguridad, sería recomendable seleccionar un periodo de retorno muy grande, sin embargo esa condición llevaría a la estimación de un evento de diseño igualmente grande y obligaría a que la obra fuera de dimensiones descomunales y por ende demasiado cara. De acuerdo con las estadísticas citadas, cerca del 40% de las fallas en las presas ocurren por desbordamiento o falta de capacidad en el vertedor; la pregunta es si esto se debe a que se eligió mal el periodo de retorno o a que a pesar de que éste fue seleccionado adecuadamente, se realizó una mala estimación del evento de diseño. En el primero de los casos, resulta evidente que es imposible dimensionar una estructura infalible, pero se acepta que el riesgo de excedencia de la avenida de diseño debe minimizarse hasta donde sea posible. Con respecto al segundo aspecto, pueden existir muy diversas situaciones que derivan a la posterior mala estimación del evento de diseño. Solo por citar algunos se pueden mencionar: problemas con los datos registrados, uso de una función de probabilidad (fdp) errónea y mala determinación de los parámetros de la fdp. Con todo esto en mente, se puede preguntar entonces ¿Cuál es el diseño óptimo

de una obra hidráulica? Por un lado, si se desea una gran protección, las obras serán muy grandes y costosas, por otro lado, al incrementar el tamaño de la obra, el costo de la misma aumenta, pero el riesgo hidrológico disminuye. La verdad es que siempre se debe aceptar un cierto riesgo de falla y procurar que para esa probabilidad aceptada, la selección de la magnitud de la avenida tome en cuenta todos los costos asociados con la obra además de las limitaciones económicas.

Es importante señalar que la falla en el diseño hidrológico no implica necesariamente la falla de la estructura. Sin embargo, desde el punto de vista hidrológico, es suficiente que la avenida de diseño se vea superada para que la condición del diseño sea sobrepasada, haciendo a la presa insegura. La invasión del bordo libre, si bien es evidencia de una falla en el diseño hidrológico, puede por otro lado, salvar la integridad física de la presa.

Existen diversas formas de seleccionar el periodo de retorno para el diseño de una presa. La primera de ellas está basada en recomendaciones o estándares planteados por alguna autoridad, ya sea guber-

namental o técnica. Esta forma de selección es una de las más utilizadas en el mundo y se basa en recomendaciones establecidas a nivel mundial o local, las cuales tienen diversos orígenes, ya sean empíricos o estadísticos. En vista de que las recomendaciones provienen de casos con circunstancias diferentes, las condiciones particulares de cada proyecto hacen que este método sea poco confiable. De esta manera, la selección de T no incluye una optimización de recursos financieros, no hay un análisis de costo beneficio, el cual solo se efectúa en el caso en que el problema pueda ser resuelto por obras de diferente tipo. En México por ejemplo, los eventos de diseño tanto para presas como para otras obras hidráulicas son seleccionados con este criterio, con base en información, no normada, que proporciona la Comisión Nacional del Agua (tabla 4).

Se puede también llevar a cabo una selección económica, a veces llamada "hidroeconómica" del periodo de retorno. Así, se identifican una serie de diseños para diferentes periodos de retorno, para cada uno de los cuales se determinan los costos asociados tanto de la infraestructura como el asociado con la falla de

la obra. Por un lado se tiene que a mayor periodo de retorno de diseño se incrementa el costo de la estructura, sin embargo, por otro lado, a mayores dimensiones de la obra, ésta será hidrológicamente más segura y por lo tanto podrá evitar una mayor cantidad de daño. Dicho de otra forma, el costo del riesgo, disminuye con el periodo de retorno. Así, el costo esperado, calculado como la suma de los dos costos descritos, seguirá un comportamiento semejante a una parábola, con lo cual se puede siempre identi-

ficar el punto de costo total mínimo, el cual se considera precisamente el tamaño óptimo de la estructura. El fundamento de este criterio se apoya fuertemente en aspectos financieros por lo que el tamaño de la estructura sugerido de esta forma podría llevar a probabilidades de falla relativamente grandes, quizás inaceptables desde el punto de vista de la protección a la vida humana. Jansen (1983) reconoce por ejemplo que en todo proyecto de presa, se debe encontrar el balance entre seguridad y economía.

Tabla 3.3. Recomendaciones mexicanas para la selección del periodo de retorno para el diseño de presas

Categoría	Capacidad de almacenamiento (Mm <sup>3</sup> )	Altura (m)	Potencial de daños		Periodo de retorno sugerido (años)
Pequeña	<1.5	<1.5	Ninguna	Menor que el costo de la presa	500
			Moderada	Del orden del costo de la presa	1,000
			Considerable	Mayor que el costo de la presa	10,000
Mediana	Entre 1.5 y 60	Entre 12 y 30	Ninguna	Dentro de la capacidad financiera	1,000 a 10,000
			Moderada	Ligeramente mayor que la capacidad financiera	10,000
			Considerable	Mayor que la capacidad financiera	10,000 o tormentas maximizadas
Grande (No se tolera la falla)	>60	>18	Considerable	Excesivos o como norma política establecida	AMP Tormentas maximizadas o 10,000 años

Fuente: Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, Conagua.



### 3.5. Estimación de la avenida de diseño

Una vez que se ha seleccionado el periodo de retorno de diseño se procede a la estimación del evento para esa probabilidad de excedencia. Para esto existe una gran diversidad de métodos, algunos de los cuales, no están relacionados con aspectos probabilísticos y por lo tanto no podrían asociarse con un periodo de retorno. Se ha mencionado ya que los métodos disponibles pueden apoyarse en información de lluvias o en información de gastos. En el primer caso, usualmente se define una lluvia de diseño y se determina su avenida asociada, mediante un modelo lluvia – escurrimiento, ya sea calculando la Precipitación Máximo Probable (PMP) y su correspondiente Avenida Máxima Probable (AMP) o bien estimando una lluvia con cierta probabilidad de excedencia y calculando su escurrimiento asociado. En el segundo caso lo más usual es llevar a cabo un análisis de frecuencias de datos de escurrimiento, aunque también resulta factible realizar un análisis regional.


Es posible identificar una serie de debilidades asociadas con el enfoque basado en datos de precipitación. En primer término, no existe un acuerdo

general sobre como estimar la PMP y la AMP. Generalmente, la PMP se basa en el empleo de datos observados para muy poco eventos extremos, que normalmente no han ocurrido en la zona de interés. Con el objeto de transformar los datos disponible en la PMP para la zona de estudio se utilizan procedimientos tales como la transposición de tormentas que están basados en hipótesis altamente cuestionables (WMO, 1986). A pesar de que la PMP se define como la cota superior del agua precipitable en una zona dada, su estimación depende de la escasa información disponible, por lo que no existe garantía alguna de que no se exceda durante la vida útil de una obra hidráulica. Por su propia definición, resulta imposible caracterizar probabilísticamente a la PMP y más aún a la AMP. Cuando existen suficientes datos, se ha observado con frecuencia que la AMP tiene asociados periodos de retorno enormes, hasta del orden de los millones de años (Shalaby, 1994). Esto plantea una incongruencia fundamental, ya que en intervalos de tiempo de ese orden es evidente que el clima en el planeta sufrirá modificaciones significativas (Parry et al., 2007), con lo que las hipótesis de invariancia climática en las que se basa la estimación de la PMP se ven invalidadas.

Por otra parte, se acepta que el proceso de transformación de lluvia en escurrimiento es uno de los problemas más complejos en la hidrología (Naef, 1981). Sólo por mencionar algunos de los factores más importantes que se ven implicados en dicho proceso, se pueden citar, entre otros, los siguientes: las variaciones espaciales y temporales de la lluvia, las características del suelo y el uso del mismo, la cobertura vegetal, la función de pérdidas y las condiciones antecedentes de humedad de la cuenca. Dado que resulta prácticamente imposible cuantificar con precisión dichos factores y determinar sus complejas interacciones, la estimación de escurrimientos a partir de datos de lluvia es generalmente muy incierta. A lo anterior se añade que los modelos lluvia –escurrimiento no funcionan bien en condiciones extremas, que son las que precisamente resultan de interés para fines de diseño. Esto se debe en parte a que los parámetros de los modelos se calibran para condiciones medias, puesto que los datos para condiciones extremas no están disponibles en la mayoría de los casos. Es sabido que cuando los valores de dichos parámetros no se identifican correctamente, se puede

errar hasta en un orden de magnitud en la estimación del escurrimiento (Naef, 1981). Adicionalmente, los conceptos empleados en la construcción de modelos simples que trabajan razonablemente bien en condiciones medias pueden ser inválidos para condiciones extremas. En efecto, solo en cuencas pequeñas se satisfacen razonablemente las hipótesis de la mayoría de los modelos. Así, las grandes cuencas deben dividirse en subcuencas, a la salida de las cuales se estima el escurrimiento. Sin embargo, no existe un método sistemático para combinar los eventos de escurrimiento así generados una avenida de diseño en el punto de salida de la gran cuenca.

A las dificultades descritas, se añade el hecho de que resulta prácticamente imposible estimar un periodo de retorno asociado con una avenida estimada con base en datos de lluvia transformados en escurrimiento. Lo anterior obedece a que el proceso lluvia – escurrimiento es altamente no lineal, lo cual implica que el periodo de retorno de una tormenta puede diferir notablemente del periodo de retorno del escurrimiento que ésta genera. Más aún, en vista de las complejidades antes señaladas, no es factible estimar la



distribución de los escurrimientos, derivada de la correspondiente a las precipitaciones. Esto explica por qué asignar un periodo de retorno a la AMP es aún más difícil que hacerlo para la PMP.

No obstante lo anterior, debe reconocerse que los métodos basados en un enfoque hidrometeorológico son la única opción disponible para el hidrólogo cuando se trata de cuencas no aforadas. Adicionalmente, los registros de precipitación son más abundantes y menos susceptibles a los cambios en la cuenca que los de escurrimiento. Además, su aplicación permite obtener el hidrograma completo de la avenida de diseño, lo cual resulta indispensable para determinar las variables de diseño de una presa.

En otro orden de ideas, en los métodos basados en registros de escurrimiento, el análisis de frecuencias es la herramienta principal. Éste consiste en describir probabilísticamente la ocurrencia de gastos máximos anuales por medio de una función de distribución de probabilidad, cuyos parámetros se estiman utilizando la información histórica disponible, la cual se considera como una muestra aleatoria de la población. A este últi-

mo proceso se le conoce como “ajuste” de la distribución. Una vez seleccionada la función de distribución de mejor ajuste, ésta se utiliza para determinar la magnitud de eventos asociados con diferentes periodos de retorno. Si el periodo de retorno es mayor que el periodo de registro, se dice que se extrapola en la estimación de los gastos. Los métodos basados en registros de escurrimiento también exhiben ciertas debilidades. Es frecuente que los registros no sean homogéneos, en el sentido de que dependen de las características fisiográficas de la cuenca y el uso de suelo de la misma, los cuales en general varían con el tiempo. Esto es particularmente cierto en cuencas sujetas a procesos acelerados de deforestación y urbanización. Adicionalmente, los periodos cortos de registro incrementan la incertidumbre en la estimación de los parámetros asociados con las distribuciones de probabilidad y en la extrapolación de gastos correspondientes a grandes periodos de retorno, que son los de interés para fines de diseño.

El análisis de frecuencias de gastos máximos anuales sólo permite determinar un parámetro de la avenida de diseño, generalmente el gasto pico. No obstante, la determinación de

las variables de diseño de la presa, como son la capacidad de control de avenidas y las dimensiones de la obra de excedencias, exigen conocer el hidrograma completo a fin de transitarlo por el vaso. Por lo anterior, en la práctica se emplean procedimientos arbitrarios para definir la avenida. Por ejemplo, una vez que se ha determinado el gasto máximo de diseño el procedimiento más común consiste en “mayorar” la avenida máxima histórica o alguna otra gran avenida registrada (Dominguez et al, 1980). Dicho procedimiento consiste en suponer que la forma del hidrograma de diseño es la misma que la correspondiente a la creciente de referencia. Así, las ordenadas del primero se determinan simplemente multiplicando las del hidrograma máximo histórico por el cociente dado por el gasto de diseño dividido entre el gasto máximo registrado. Sin duda alguna, es posible afirmar que se conoce la estimación del periodo de retorno del gasto pico del hidrograma así obtenido, en estricto sentido, no se puede decir que se conoce el periodo de retorno del hidrograma completo, dada la definición arbitraria de su forma y por ende su volumen misma que carece de una base probabilista.

Por lo anteriormente expuesto, el término “estimación de avenidas de diseño” basado en el enfoque hidrométrica es sinónimo de “estimación de gastos máximos de diseño”. Por un lado, se ha reconocido que el gasto máximo del hidrograma es una variable aceptable para el diseño solamente cuando la variación temporal del almacenamiento de la cuenca no es un factor importante en el proceso de generación de escurrimiento (McCuen, 1998), pero para el caso de vasos de almacenamiento, es bien sabido que éstos exhiben una diferente sensibilidad al gasto pico que al volumen de almacenamiento (Ramírez, 2000). En algunos casos, la respuesta de un embalse al transitar la avenida es más sensible al volumen de la misma que a su gasto pico. El método de mayoración de la avenida máxima histórica subordina el volumen de la avenida al gasto pico, ya que una vez determinado éste, el volumen también quedará automáticamente definido. No está demostrado que ésta sea la práctica de diseño menos apropiada para definir la capacidad de control de avenidas y las dimensiones de la obra de excedencias de una presa, pero definitivamente se encuentra lejos de una solución probabilísticamente fundada.

En vista del sustento estadístico que poseen, la aplicación de los procedimientos basados en hidrometría permite definir niveles de riesgo de la obra por diseñar o revisar. Asimismo, al realizar el análisis de frecuencias directamente sobre las avenidas, se evita el uso de modelos lluvia – escurrimiento, ya que los datos hidrométricos integran la función de cada cuenca en el proceso de transformación de precipitación en escurrimiento. Adicionalmente, el empleo de métodos racionales puede en algunos casos reducir la incertidumbre en la extrapolación de gastos a grandes periodos de retorno. Finalmente, la aplicación de distribuciones de probabilidad de varias poblaciones permite tomar en cuenta que los escurrimientos pueden ser provocados por lluvias convectivas y ciclónicas, o en general eventos de génesis distinta.

### 3.6. El enfoque bivariado

La mayoría de los hidrólogos concuerdan en que las avenidas se presentan como fenómenos cuya caracterización probabilista debe involucrar a otros parámetros además del gasto máximo del hidrograma. La información acerca del volumen de la avenida, su duración total, tiempo al pico y la forma del hidrograma son esenciales para la toma de una decisión correcta. Sin embargo, el problema de asignar un periodo de retorno al hidrograma completo de la avenida de diseño aún no ha sido resuelto completamente. Al plantear una parametrización de hidrogramas mediante un número finito de sus características más importantes, el problema se reduce a manejar una distribución de probabilidad multivariada de las mismas. La parametri-

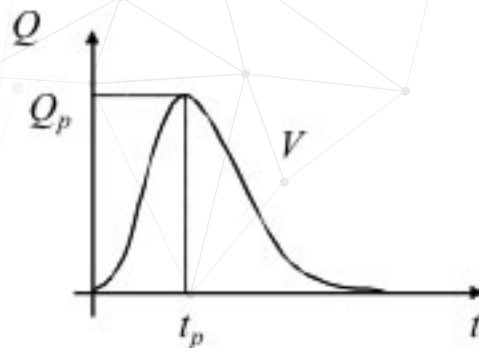


Figura 3.1.  
Parametrización  
de un hidrograma  
de diseño



zación más simple de un hidrograma debe involucrar por lo menos al gasto máximo o gasto pico ( $Q_p$ ), al volumen de escurrimiento ( $V$ ) y al tiempo pico ( $t_p$ )(Figura 3.1).

En ese sentido existen en la literatura, diversas alternativas de parametrización entra las cuales, las más aplicables a casos reales son quizás la denominada gamma o Pearson (Ponce, 1989) y la tripamétrica, propuesta por Aldama y Ramírez (1998a). Para cada caso en particular, resulta recomendable ensayar estas dos parametrizaciones a fin de determinar al que mejor se ajusta a la forma típica de los hidrogramas en la cuenca bajo estudio.

Se ha demostrado también, empleando una solución analítica aproximada de la ecuación adimensional de tránsito en vasos (Aldama y Ramírez; 1998a) Ramírez y Aldama, 2001), que la respuesta de un vaso de almacenamiento sujeto a un hidrograma de entrada, en términos de la elevación máxima de la superficie libre del agua almacenada, es igualmente sensible a variaciones en el tiempo pico. En este sentido, se acepta que una parametrización bivariada en función de  $Q_p$  y  $V$  es suficiente para caracterizar

a una avenida con fines de diseño de vasos. El tiempo pico, al no ser una variable crítica, puede definirse mediante alguna regla práctica, como por ejemplo, la del método del hidrograma unitario triangular que indica que  $t_p = t_b/3 = 2V/3Q_p$ .

La caracterización probalística de un hidrograma biparamétrico puede construirse a través de una función bivariada  $F_{Q_p, V}(Q_p, V)$ , la cual representa la probabilidad de no excedencia conjunta de gasto pico y volumen de escurrimiento del hidrograma. Se puede demostrar que el periodo de retorno asociado con esta probabilidad, denominado periodo de retorno conjunto está dado por (Ramírez y Aldama, 2000):

Ecuación 3.1

$$T = \frac{1}{1 - F_{Q_p}(Q_p) + F_v(V) - F_{Q_p, v}(Q_p, V)}$$

En donde la función bivariada  $F_{Q_p, V}(Q_p, V)$  puede construirse mediante el modelo logístico propuesto por Gumbel (1960) como:

Ecuación 3.2

$$F_{Q_p, v}(Q_p, V) = \exp \left\{ - \left[ (-\ln F_{Q_p}(Q_p))^m + (-\ln F_v(V))^m \right]^{1/m} \right\}$$

Ecuación 3.3

$$F_{Q_p}(Q_p) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{Q_p,V}(Q_p, V) dV$$

Ecuación 3.4

$$F_v(V) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{Q_p,V}(Q_p, V) dQ_p$$

Que son las funciones de distribución marginales para gastos pico y volumen, respectivamente. El parámetro  $m$  es un parámetro de asociación que depende de la correlación lineal entre gastos y volúmenes. De acuerdo con la naturaleza de las variables tratadas es posible utilizar distribuciones marginales tipo Gumbel o Gumbel mixta (si hay evidencia de la existencia de poblaciones mezcladas). El uso de otras funciones marginales en la construcción del modelo no ha sido aún probado factible. La función de distribución de probabilidad bivariada y por ende las distribuciones marginales se obtienen a partir de los registros existente de gastos máximos anuales y volúmenes de escurrimiento máximos anuales en el sitio en cuestión.

Debe notarse que para un periodo de retorno conjunto dado, la ecuación 1 puede ser satisfecha por una infinidad de pares de valores  $(Q_p, V)$ . Para resolver de forma única este problema, se propone determinar cuál de

esos pares de valores produce los efectos más desfavorables sobre la presa por diseñar o revisar. De tal forma que si  $Z_m$  representa la máxima elevación de la superficie libre del agua que se alcanza dentro del vaso una vez transitado el hidrograma, entonces la avenida de diseño queda definida al resolver el problema de optimización no lineal planteado por:

Ecuación 3.5

$$\text{Max } Z_m(Q_p, V)$$

Ecuación 3.6

$$T = \frac{1}{1 - F_{Q_p}(Q_p) + F_v(V) - F_{Q_p,V}(Q_p, V)}$$

Para un T dado.

Este proceso de solución incorpora, de forma natural, las características del vaso en cuestión dentro del proceso de estimación de su propia avenida de diseño, ya que la curva elevaciones – capacidades, las características de la obras de excedencias y la política de operación de ésta, se ven involucradas en el proceso de tránsito de la avenida por el vaso, que es la herramienta usada para evaluar los impactos sobre el vaso.

Con base en un análisis riguroso (Ramírez y Aldama, 2000) demos-

traron que el caso de la dependencia estadística entre las variables conduce a la situación más desfavorable, llevando a avenidas demasiado grandes, y que el caso de la independencia estadística, si bien simplifica el cálculo, implica la solución menos desfavorable.

En otras palabras, el método bivariado lleva a considerar que avenidas con gastos pico altos pero volúmenes de escurrimiento pequeños pueden tener el mismo periodo de retorno que avenidas con picos bajos pero volúmenes de escurrimiento grandes (Figura 3.2). Las características

del embalse, a través del tránsito, son la que indicarán cual es la avenida más desfavorable para esa presa en particular. De esta manera, habrá embalses que sean más sensibles a hidrogramas esbeltos, mientras otros responderán más a hidrogramas bajos y extendidos. Este hecho es tomado en cuenta implícitamente por el método bivariado.

### 3.7. Ejemplos de aplicación

En el desarrollo original, la metodología fue aplicada a la revisión de las avenidas de diseño de las presas

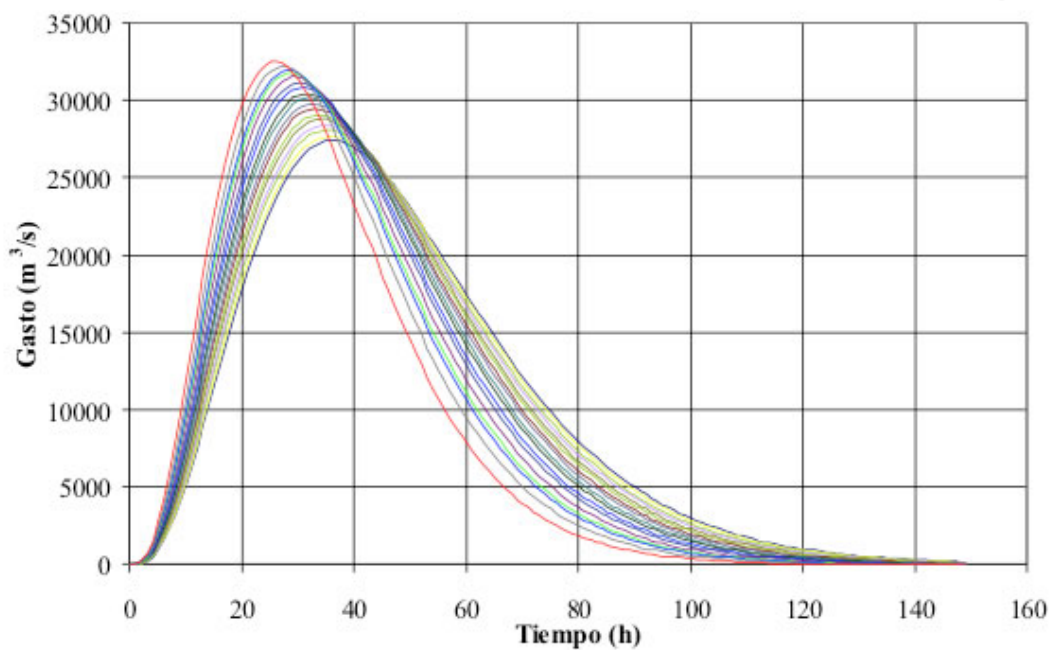



Figura 3.2. Fragmento de una familia de hidrogramas con el mismo periodo de retorno conjunto



“El Infiernillo” en Michoacán y Luis Donaldo Colosio, “Huites” en Sinaloa. En ambas presas, la aplicación de los métodos tradicionales lleva a pensar que ambas presas son hidrológicamente seguras para el periodo de retorno de diseño de 10,000 años. Sin embargo, la aplicación de la metodología basada en el análisis de frecuencias conjunto bivariado indica que para “El Infiernillo”, el riesgo hidrológico es mucho mayor de lo que se cree. Se estima que la presa es segura al NAME para un periodo de retorno conjunto menor de mil años. Para el caso de Huites, el análisis bivariado indica que la presa está diseñada para un periodo de retorno conjunto de alrededor de 7000 años. El caso de Huites resulta mejor librado puesto que se determinó que dicho embalse es más sensible al pico de las avenidas que al volumen, y dado que los diseños tradicionales están basados en gastos pico, es de esperarse que los embalses así dimensionados se encuentren en la realidad muy cerca de la condición de diseño original, dada por el periodo de retorno. El Infiernillo por su parte, es ligeramente más sensible al volumen de las avenidas que a su gasto pico. En Aldama et al (2006) se presentan aplicaciones adicionales de la metodología para el caso de 13

presas mexicanas y una en proyecto. El balance final fue de cuatro presas inseguras para el periodo de retorno de diseño y 9 presas seguras. El proyecto hidroeléctrico La Parota resultó igualmente seguro.

Es importante notar que no es posible hacer una comparación directa del periodo de retorno asociado con una sola variable con el periodo de retorno conjunto. En ese sentido, resulta evidente que los criterios para el diseño deberán retomarse a fin de que se asignen las probabilidades aceptadas de excedencia en el diseño de las estructuras, pero bajo la consideración del periodo de retorno conjunto.

### 3.8. Comentarios finales

El concepto del periodo de retorno conjunto, fundamental en el denominado análisis de frecuencias conjunto, es muy flexible y se puede aplicar en la solución de muchos problemas que involucren la caracterización probabilística de varias variables. Este método evita la arbitrariedad en la asignación del volumen de la avenida, permitiendo obtener la solución con los efectos más desfavorables para la obra en particular, la cual

se ve involucrada en el proceso de estimación de la avenida de diseño.

Por otro lado, en México por ejemplo, el promedio de edad de casi 1,700 presas sobrepasa los 40 años. La situación puede ser semejante en otros países, por lo que es necesario emprender un programa de revisión de la seguridad hidrológica de nuestros embalses. A la luz de estas bondades, su uso es ampliamente recomendable tanto para el diseño hidrológico como para la revisión de presas.

Se reconocen también, diversos retos, identificados con respecto a los temas tratados son, entre los que se pueden citar:

- La búsqueda y prueba del uso de otras funciones de distribución multivariadas y el desarrollo de sus métodos de ajuste
- La incorporación del efecto del cambio climático en el análisis de frecuencias, no sólo multivariado sino también en el convencional univariado
- El desarrollo de esquemas de modificación de las políticas de operación que incrementen la seguridad hidrológica de los embalses sin afectar sus usos productivos

Existen también, en estricta relación con el tema de la seguridad hidrológica de presas, al menos dos situaciones que deberán ser incorporadas en futuros estudios.

- La falta de apego a las políticas de operación. En muchas ocasiones, las políticas de operación preestablecidas en los embalses no se respetan o se definen prácticamente en el momento del gran evento o con base en el comportamiento de la presa con unos días de anticipación. Esta situación genera el desconocimiento del riesgo hidrológico real de la estructura. Baste decir, sólo para proceder con cautela, que la modificación de las políticas de operación genera una modificación en el nivel de seguridad de la presa. Esta situación podría ciertamente incrementar el riesgo hidrológico.
- El condicionamiento o restricción en la capacidad hidráulica del cauce aguas abajo de la obra de excedencias. Arreguín (2010) menciona que para el caso de México, existen muchas presas en las cuales, las invasiones a los cauces aguas abajo de los vertedores, han reducido su capacidad incluso en un orden de magnitud, de tal forma que apenas se



podría conducir, sin daños, el 10% del caudal máximo de diseño de salida de las obras de excedencias. Esta situación pone en riesgo, más que a la estructura, a la zona aledaña, pero es también un factor a tomar en cuenta en el análisis integral de la seguridad de la presa.

En resumen, el enfoque conjunto en el diseño hidrológico de una presa plantea así una nueva mística en la hidrología de avenidas y con él se vislumbra un gran campo de aplicación e investigación. El enfoque parece indicar que es necesario cambiar la filosofía en cuanto a la asignación del riesgo aceptado, definido ahora en función del denominado periodo de retorno conjunto.

### 3.9. Referencias

- Aldama A., Ramírez A. I., Aparicio J., Mejía R., Ortega, G. (2006). Seguridad hidrológica de las presas en México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México. 192 pp
- Aldama, A., y Ramírez A. I. (1998a). Parametrización de hidrogramas mediante interpolantes hermitianos. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XIII, No. 3, pp. 19-28
- Aldama, A. y Ramírez A. I. (1998b). Tránsito de avenidas en almacenamientos a través de una solución analítica”, Avances en hidráulica 1, pp.565-573
- Arreguín, F. (2005). Discurso Inaugural del Foro Internacional Las Presas y el Hombre. Las Presas y el Hombre. G. Paz, H. Marengo y F. Arreguín (eds.), Avances en Hidráulica 12. Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicanos de Tecnología del Agua. México
- Arreguin, F. (2010). Convivir con inundaciones. Tláloc. Asociación Mexicana de Hidráulica, En prensa
- Conagua (2010). Estadísticas del Agua en México, Edición 2010. Comisión Nacional del Agua. México
- Dam (2010). In Encyclopædia Britannica. Recuperado de <http://www.britannica.com/EBchecked/topic/150337/dam>
- Domínguez, R., O. Fuentes y V. Franco. (1980) Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. Capítulo. A.1.10. Avenidas de Diseño. Comisión Federal de Electricidad. México.
- Gumbel, E. J. (1960). Distributions de valeurs extremes en plusieurs

- dimensions. Vol. 9, Publications de L'Institute de Statistique, Paris.
- Hernández R., Herrerías G. (20024). Evolución de la tecnología hidro-agro-ecológica mesoamericana desde su origen prehistórico. El Valle de Tehuacán, Puebla. Alternativas y procesos de Participación social, A.C.
- ICOLD (2003). World register of dams. International Commission on Large Dams (ICOLD, CIGB), ICOLD Press.
- ICOLD (2007). Dams and the World's water. GIGB – ICOLD, Francia.
- Jansen R. B. (1983). Dams and Public Safety. U.S. Department of the Interior, Washington, D. C.
- Naef, F. (1981). ¿Can we model the rainfall – runoff process today? Hydrological Sciences Bulletin, 26, 3, pp. 281-289
- McCuen, R. (2005). Hydrologic analysis and design. Third Edition. Pearson - Prentice Hall. New Jersey, pp. 859.
- McCully, P. (2001), When things fall apart: The Technical Failure of Large Dams. Silenced Rivers: The Ecology and Politics of Large Dams. Zed Books London & New York, pp.416.
- Parry, M.L., Canziani O. F.,Palutikof J.P., van der Linden P. J. and Hanson C.E.(eds). (2007) Contribution of Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, 2007. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA. 976 pp.
- Ponce, V. M. (1989). Engineering hydrology: Principles and practices. Prentice Hall, New Jersey. 640 pp.
- Ramírez, A.I. (2010). La seguridad hidrológica desde la perspectiva hidrológica (Conferencia Premio Enzo Levi 2010). Asociación Mexicana de Hidráulica. Guadalajara, México.
- Ramírez A. I., Aldama A. A. (2000). Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. Avances en hidráulica 7. Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicanos de Tecnología del Agua. México. 175 pp.
- Ramírez, A.I., Aldama A. (2001). Solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XVI, No. 4, pp. 71-77
- Ramírez, A. I., Aldama A. (2010). Seguridad hidrológica de presas: método bivariado.

Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes. C. Ubaldi y G. Malinow Editores. Universidad Nacional del Litoral, Santa Fé, Argentina.

Shalaby, A. I. (1994). Estimating probable maximum flood probabilities. *Journal of the American Water Resources Association*, Vol. 30, No. 2, pp. 307-318.

Steward, R. (2006). Large dams and the terrorist threat. A completely new dimension or an additional hazard. En *Protection of civilian infrastructure from acts of terrorism*. K.V. Frolov and

G.B. Baecher (eds.). Springer. Netherlands, pp. 103-124.

WCD (2000). *Dams and development*, World Commission on Dams. Earthscan, London, 2000

WMO (1986). *Manual for estimating of probable maximum precipitation*. Operational hydrology. Report No. 1. World Meteorological Organization, No. 332. Geneva.

Yi Si (1998). *The World's Most Catastrophic Dam Failures: The August 1975 Collapse of the Banqiao and Shimantan Dams*. In Dai Qing, *The River Dragon Has Come!*, M.E. Sharpe, New York.

Presas  
La Salitrera  
Municipio  
de Colón,  
Querétaro  
de Arteaga,  
México



# 4

## Análisis regional de crecientes en la costa de Chiapas, mediante el concepto de adopción de la curva de frecuencias

Daniel Francisco Campos Aranda.

Profesor Jubilado de la UASLP.

### 4.1. Resumen

Se define la curva de frecuencias como resultado de un estudio hidrológico de estimación de crecientes de diseño. En seguida se establece el objetivo básico del trabajo, consistente en la adopción de la curva de frecuencias en sitios o localidades sin hidrometría; se continúa con la exposición detallada de aspectos que son básicos en relación con el enfoque que se presenta. Posteriormente se describen la información hidrométrica disponible en la costa de Chiapas y los resultados de los métodos regionales que fueron aplicables. Se analizan en conjunto los resultados y se formulan comentarios al respecto. Por último, se concluye que el enfoque expuesto es simple y presenta ventajas importantes, recomendándose su aplicación sistemática en las estimaciones de crecientes en sitios sin aforos.

### 4.2. Introducción

Los aspectos hidrológicos que involucra un estudio de estimación de crecientes o avenidas máximas, quedan concluidos cuando se obtiene, para el sitio de interés, la relación entre el gasto máximo y su correspondiente periodo de retorno. Tal relación generalmente se dibuja en el papel de probabilidad, se conoce como *curva de frecuencias* y permite realizar evaluaciones en un área del potencial de daños por las crecientes,

planeación de las medidas para reducir las pérdidas por las crecientes y el diseño o dimensionamiento de las obras hidráulicas de control, protección y aprovechamiento. El nivel de detalle de estos estudios varía desde el diseño de alcantarillas de cruce en caminos y ferrocarriles hasta la planeación y la optimización de los elementos de un sistema de recursos hidráulicos.

El mayor reto al desarrollar una curva de frecuencias consiste en obtener una estimación confiable en sitios donde los datos son limitados o no existen; además, tales localidades son la regla más que la excepción. Los procedimientos hidrológicos que son aplicables a este problema varían notablemente, tanto en enfoque como en sofisticación, pudiéndose agrupar de manera general en: (1) métodos estadísticos, (2) técnicas de transferencia y (3) modelos de simulación.

La selección de procedimientos hidrológicos que se usarán para estimar la curva de frecuencias en un sitio sin datos, depende del tipo de estudio y restricciones del mismo, de los datos disponibles regionalmente, de las características físicas y meteorológicas de su cuenca y región e incluso de las políticas insti-

tucionales y de la experiencia y capacitación de la persona que realiza los análisis. La confiabilidad del resultado depende de los aspectos citados, pero influye de manera preponderante el hidrólogo que ejecuta el trabajo. Este hidrólogo debe considerar que cada estudio encaminado a estimar crecientes de diseño es único y que todos los factores citados se deben analizar antes de seleccionar las técnicas o procedimientos de análisis (Burnham, 1980).

El objetivo de este trabajo consiste en exponer el concepto de adopción de la curva de frecuencias en sitios o localidades sin hidrometría, basándose en toda la información disponible. En este enfoque, el hidrólogo compara las curvas de frecuencias obtenidas con diversos procedimientos y adopta una que juzga como la mejor estimación, ésta puede proceder de uno de ellos, o bien construye una curva que integra los resultados de los diversos métodos aplicados.

### 4.3. Desarrollo

#### Aspectos relativos al estudio

De manera general, las estimaciones de crecientes de diseño son requeri-



das en diversos estudios hidrológicos, los cuales varían en alcance y nivel de detalle. Entre ellos se tienen la zonificación de planicies de inundación, la planeación de las medidas de control y protección contra avenidas y todos los dimensionamientos de obras hidráulicas, sean éstas de cruce, control, protección o aprovechamiento.

El tipo y objetivos de cada estudio hidrológico definen el uso de la curva de frecuencias que se estima y tienen un papel fundamental en la selección de los procedimientos de estimación. Por ejemplo, la mayoría de los estudios requiere la relación gasto-periodo de retorno, pero los análisis de seguridad de presas implican la estimación del hidrograma de la creciente de diseño para realizar su tránsito (Campos, 2008b).

Por otra parte, las características hidrológicas tienen un impacto decisivo en el enfoque y desarrollo del estudio. El tamaño y demás características físicas de la cuenca, condicionan el escurrimiento, tanto en magnitud como en su manera de ocurrir. Además, el tipo de tormentas que ocurren en la zona establecen los riesgos de generación de crecientes.

## Información de campo

El recorrido en campo del sitio donde se debe estimar la curva de frecuencias, es una estrategia muy importante para alcanzar estimaciones confiables, ya que promueve el intercambio de experiencias entre los residentes locales y el hidrólogo que realiza el estudio. Entre la información que se puede obtener durante la visita de campo está la siguiente:

- 1) Características físicas y meteorológicas de la cuenca.
- 2) Huellas o niveles máximos alcanzados por las avenidas históricas.
- 3) Gastos de diseño en alcantarillas y puentes cercanos, así como en otras obras hidráulicas.
- 4) Información sobre desastres ocurridos en puentes y vías terrestres, por desbordamientos.
- 5) Información específica y anticipada sobre el desarrollo futuro en la cuenca del sitio y hacia aguas abajo.
- 6) Documentos y fotografías de crecientes históricas.

El uso más importante de la información anterior radica en permitir establecer una visión cuantitativa del potencial de generación de las

crecientes por la cuenca estudiada y en ayudar a realizar calibraciones de métodos o procedimientos, a través del contraste de sus estimaciones y de las consecuencias observadas.

### Concepto de adopción de la curva de frecuencias

En realidad no es un enfoque nuevo, ya que hace décadas que los hidrólogos han tratado de utilizar toda la información disponible para obtener estimaciones confiables. Lo que ha impactado recientemente a este concepto, son los resultados de los análisis regionales de frecuencia de crecientes, que ahora proceden de variadas técnicas disímiles, como son por ejemplo el método del índice de avenidas, el de las estaciones-años y los ajustes mediante ponderado de momentos  $L$  (Campos, 2008a).

El concepto de la adopción de la curva de frecuencias se basa en la obtención de estimaciones de crecientes asociadas a diversos periodos de retorno en el sitio sin hidrometría, a través de todos los procedimientos aplicables según la información disponible. Los resultados se dibujan en un papel de probabilidad log-normal para definir diversas curvas de frecuencias (gastos contra proba-

bilidades de excedencia). El hidrólogo puede adoptar los resultados de uno de los procedimientos, si juzga que éste es la mejor estimación, o bien puede construir una curva más confiable según su criterio y el conocimiento que tiene de la información utilizada.

Las curvas de frecuencia que pueden ser estimadas en una localidad sin aforos, pueden ser (Burnham, 1980): 1) por transferencia directa desde una cuenca vecina aforada, mismo orden de magnitud e hidrológicamente similar; 2) obtenidas mediante técnicas del análisis regional de frecuencia de crecientes y 3) resultado de fórmulas empíricas obtenidas regionalmente. Los dos últimos criterios constituyen los llamados métodos estadísticos.

La ventaja principal del enfoque de adopción de la curva de frecuencias radica en mostrar la variabilidad de las estimaciones, pues el uso de un único procedimiento de estimación conduce a una idea falsa de confiabilidad y exactitud. A este respecto, la variación obtenida en las pendientes de las curvas de frecuencias indicará falta de concordancia en los resultados, ya que cada procedimiento aplicado conduce a una relación hidroló-

gica diferente entre el gasto máximo y su periodo de retorno. Cuando las pendientes son similares y lo que cambia es la ubicación de la curva de frecuencias, ello se puede deber a una falta de correspondencia hidrológica entre la información utilizada en cada técnica.

## Aplicación numérica en la costa de Chiapas

### *Planteamiento e información hidrométrica disponible*

Para ilustrar el uso del concepto de adopción de la curva de frecuencias, se realizará una estimación de las crecientes de diseño en una localidad de la Región Hidrológica No. 23 (Costa de Chiapas), en la cual, según

el sistema BANDAS (IMTA, 2002) se tienen siete estaciones hidrométricas con registros aceptables de gastos máximos anuales. Las características generales de estas estaciones se exponen en la Tabla 1; en cambio, en la Tabla 2 de la página siguiente, se presenta su información disponible incluyendo la actualización según la Gerencia Estatal de la CONAGUA.

Se requiere la estimación de las crecientes de diseño en el sitio correspondiente a la estación de aforos *Cintalapa*, con clave 07-12 según la carta hidrológica Villahermosa (INEGI, 1988). Para tal hidrométrica el sistema BANDAS no presenta un registro disponible. El

Tabla 4.1. Características generales de las siete estaciones hidrométricas indicadas de la Región Hidrológica No. 23 (Costa de Chiapas)

Nombre	Clave <sup>1</sup>	Clave <sup>2</sup>	Río	Latitud (N)	Longitud (WG)	A <sup>3</sup> (km <sup>2</sup> )	Periodo de registro (n <sup>4</sup> )
San Nicolás	23022	07-75	San Nicolás	15° 27' 00"	92° 53' 45"	26	1966-1992 (27)
Tonalá	23011	07-89	Zanatengo	16° 04' 15"	93° 45' 00"	157	1962-1990 (25)
Cacaluta	23015	07-09	Cacaluta	15° 21' 00"	92° 43' 00"	176	1965-1997 (33)
Pijijiapan	23009	07-57	Pijijiapan	15° 42' 00"	93° 13' 00"	186	1963-1996 (31)
Cahuacán	23003	07-10	Cahuacán	14° 43' 00"	92° 16' 15"	250	1950-1992 (40)
Despoblado	23019	07-16	Despoblado	15° 13' 00"	92° 34' 00"	273	1965-1997 (31)
Malpaso	23006	07-48	Coatán	14° 59' 30"	92° 11' 30"	426	1955-1993 (23)

área de cuenca de la estación Cintalapa es de 236 km<sup>2</sup>, es colindante con el área que drena a la estación hidrométrica Cacaluta y la estación de aforos Despoblado es su vecina más cercana, con sólo 16 km en línea recta entre sitios de aforo.

Ya se ha verificado que los siete registros de la Tabla 2 no son discordantes entre ellos (Campos, 2008c), lo cual significa que se acepta que no presentan valores anómalos y/o componentes determinísticas, es decir que son series adecuadas para realizar análisis regional de frecuencia de crecientes. Además, recientemente también se ha verificado mediante dos pruebas estadísticas que las siete estaciones hidrométricas de la costa de Chiapas, forman una región homogénea hidrológicamente (Campos, 2009).

#### *Métodos de transporte de información hidrométrica*

El registro de gastos máximos de la estación Cacaluta se multiplicó por un factor correctivo de 1.3409 que se obtiene del cociente de áreas de cuenca de Cintalapa entre Cacaluta. En cambio, la serie de la estación Despoblado se multiplicó por 0.8645. Después a ambos registros

se les ajustó la distribución General de Valores Extremos (GVE) mediante diversas técnicas como momentos, sextiles, máxima verosimilitud y momentos  $L$ , para obtener las predicciones asociadas a diversos periodos de retorno que se muestran en la Tabla 3, las cuales corresponden al método que condujo al menor error estándar de ajuste (EEA), el cual también se cita.

#### *Método de las estaciones-años.*

En este método regional cada gasto máximo anual de un registro se divide entre el valor medio de tal serie, es decir, se estandarizan con la media. Después se integra una sola serie con todos los datos estandarizados y a tal registro, en este caso de 210 valores, se les ajusta la distribución GVE mediante las técnicas citadas. El método de ajuste por momentos fue el que condujo al menor EEA con un valor de 0.098. Para obtener las predicciones según este criterio se debe estimar un valor para el gasto máximo medio anual en Cintalapa, para poder dar dimensión a los resultados del ajuste de la distribución GVE.

Para realizar esto último, primeramente se dibujaron en un papel logarítmico los datos de área de cuenca

ANÁLISIS REGIONAL DE CRECIENTES EN LA COSTA DE CHIAPAS, MEDIANTE  
EL CONCEPTO DE ADOPCIÓN DE LA CURVA DE FRECUENCIAS

Tabla 4.2. Gastos máximos anuales (m<sup>3</sup>/s) en las siete estaciones hidrométricas indicadas de la Región Hidrológica No. 23 (Costa de Chiapas).

No.	San Nicolás	Tonalá	Cacaluta	Pijijiapán	Cahuacán	Despoblado	Malpaso
1	301.0	279.0	266.9	591.0	141.0	237.3	167.0
2	107.9	741.2	424.2	199.0	149.0	454.6	196.0
3	117.0	194.3	193.6	212.3	93.4	403.0	376.0
4	118.2	143.5	200.5	444.0	130.0	465.8	534.0
5	101.0	249.7	264.1	161.0	173.0	222.5	770.0
6	74.8	125.0	230.1	280.5	188.0	340.0	151.0
7	85.9	84.5	272.7	360.2	125.0	326.5	153.0
8	117.1	199.5	243.0	235.5	117.0	196.4	113.0
9	149.7	129.5	222.8	419.0	242.0	447.0	209.0
10	71.2	78.0	240.8	102.2	288.0	478.0	196.0
11	60.3	196.5	92.5	1004.8	229.0	361.0	358.0
12	54.0	88.6	169.5	402.0	160.0	158.8	328.0
13	96.3	292.5	101.9	360.0	498.9	225.2	507.0
14	146.6	26.4	207.6	231.0	262.5	591.2	1327.0
15	181.8	31.4	321.0	393.3	183.6	444.8	769.0
16	222.4	100.9	191.0	292.0	141.0	162.2	597.0
17	173.7	87.2	170.5	440.2	107.2	283.0	141.0
18	138.6	158.7	163.6	338.4	148.4	451.3	111.0
19	93.7	99.8	184.3	338.8	321.6	327.5	276.0
20	61.7	75.0	267.0	172.2	233.8	156.0	144.7
21	65.0	96.4	78.6	296.0	151.8	449.3	119.0
22	43.1	137.4	120.3	163.8	150.5	287.9	144.7
23	160.0	68.0	105.0	243.5	207.0	73.2	145.0
24	129.0	234.6	479.7	126.9	425.5	290.7	
25	64.3	45.7	165.7	405.6	134.7	229.1	
26	47.6		139.3	108.7	116.0	20.7	
27	52.1		38.2	57.7	88.9	33.8	
28			92.6	99.1	186.5	110.5	
29			45.7	80.1	122.6	253.8	
30			54.8	27.1	118.2	36.0	
31			172.3	70.0	194.9	47.1	
32			70.0		189.0		
33			166.5		168.4		
34					119.8		
35					108.6		
36					283.2		
37					199.9		
38					130.4		
39					117.4		
40					118.9		
Media	112.4	158.5	186.6	279.2	181.6	276.3	340.5
S	59.7	142.5	100.2	193.9	86.5	154.8	297.5

(Tabla 4.1) en las abscisas contra gasto medio anual (final de Tabla 4.2) en las ordenadas de las siete estaciones hidrométricas. Se encontró que la estación San Nicolás no forma parte de la nube de puntos; además se eliminó la estación Pijijapán para mejorar la correlación, con el resto se obtuvo la ecuación siguiente:

Ecuación 4.1

$$Q_{ma} = 3.765 A^{0.7413}$$

cuyo coeficiente de determinación es de 0.828. Con base en la ecuación anterior el gasto medio anual de la estación Cintalapa resultó de 216.2 m<sup>3</sup>/s. En la Tabla 3 se exponen las predicciones obtenidas con este método regional.

*Método de los momentos L ponderados*

La técnica de ajuste de la distribución GVE por momentos *L* se puede consultar en Hosking & Wallis (1997) y Campos (2008a). Para su aplicación como método regional primeramente se calculan los momentos *L* muestrales insesgados *l*<sub>1</sub>, *l*<sub>2</sub> y *l*<sub>3</sub> se estandarizan (*le*<sub>*j*</sub>) a través de *l*<sub>1</sub> y después se ponderan (*le*<sub>*j*</sub>) con base en la amplitud de cada registro (*n*); detalles de esta técnica se pueden consultar en Campos (2008a,c). En la Tabla 4 se tienen los cálculos respectivos.

Posteriormente, a partir de los valores: *le*<sub>1</sub> = 1.00, *le*<sub>2</sub> = 0.3256 y *le*<sub>3</sub> = 0.0851 se ajusta la distribución GVE y sus predicciones se dimensionan con el valor de 216.2 m<sup>3</sup>/s. Los resultados se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Predicciones en el sitio de la estación hidrométrica Cintalaparealizadas con los métodos hidrológicos indicados.

Método hidrológico aplicado:	EEA (m <sup>3</sup> /s)	Periodos de retorno en años								
		2	5	10	25	50	100	500	1,000	10,000
1. Transporte de información de la estación Cacaluta.	28.1	231	352	428	519	585	647	783	837	1,006
2. Transporte de información de la estación Despoblado.	21.6	240	359	418	475	508	534	578	591	618
3. Método de las estaciones-años.	-	188	302	385	501	595	696	961	1,090	1,595
4. Método de los momentos <i>L</i> ponderados.	-	185	299	384	506	607	718	1,018	1,169	1,787



Tabla 4.4. Ponderación de los momentos L en las siete estaciones hidrométricas de la Región Hidrológica No. 23 (Costa de Chiapas).

Estación	$n^1$	$I_1$	$I_2$	$I_3$	$le_2$	$le_3$	$le_2$	$le_3$
San Nicolás	27	112.370	32.215	8.221	0.2867	0.0732	0.0369	0.0094
Tonalá	25	158.532	64.261	25.956	0.4054	0.1637	0.0483	0.0195
Cacaluta	33	186.555	55.153	7.530	0.2956	0.0404	0.0465	0.0063
Pijijiapan	31	279.223	101.116	19.960	0.3621	0.0715	0.0535	0.0106
Cahuacán	40	181.615	43.157	15.904	0.2376	0.0876	0.0453	0.0167
Despoblado	31	276.265	89.916	-1.081	0.3255	-0.0039	0.0480	0.0006
Malpaso	23	340.529	146.569	68.450	0.4304	0.2010	0.0471	0.0220
Promedios y sumas	-	-	-	-	0.3348	0.0905	0.3256	0.0851

<sup>1</sup> número de datos.

### *Métodos regionales no aplicables*

El método del índice de avenidas es quizás la técnica clásica del enfoque regional, pero al utilizar un periodo común de datos no resulta aplicable en la costa de Chiapas, ya que el intervalo común de 1966 a 1992 presenta muchos datos faltantes en Malpaso y está también incompleto en Tonalá, Pijijiapan y Cahuacán. Por otra parte, el método de las regresiones de momentos de probabilidad pesada (Varas, 2000; Campos, 2002), tampoco es aplicable por el número reducido de registros disponibles (siete).

### *Análisis de resultados y otros datos faltantes.*

En la Figura 1 se muestran las cuatro curvas de frecuencias estimadas,

éstas muestran una coincidencia entre los periodos de retorno de 10 y 25 años, hacia periodos de retorno mayores comienza la dispersión. Afortunadamente, hasta el periodo de retorno de 100 años los dos métodos regionales y el de transporte de la información de Cacaluta todavía estiman una creciente del mismo orden de magnitud (700 m<sup>3</sup>/s). Concluir respecto a periodos de retorno mayores resulta incierto, principalmente debido a que para el caso aquí planteado no se dispone de información de campo. Sin embargo, por seguridad se pueden adoptar las estimaciones más grandes correspondientes al método de momentos L ponderados (ver Tabla 4.4).

Burnham (1980) presenta un ejemplo numérico en el cual con base en las estimaciones hidráulicas de

gastos máximos históricos, se construye una curva de frecuencias que presenta la misma pendiente que las otras que fueron estimadas, pero su escalamiento lo definen las estimaciones de campo basadas en las huellas de las crecientes.

#### 4.4. CONCLUSION

El concepto de adopción de la curva de frecuencias es sumamente simple

y presenta como ventaja fundamental el permitir procesar toda la información hidrológica disponible, en un sitio sin hidrometría, para intentar obtener estimaciones más confiables de las crecientes de diseño, ahora que los métodos regionales aportan diversos resultados. Por lo anterior se recomienda su aplicación sistemática en las estimaciones de crecientes en cuencas sin aforos.

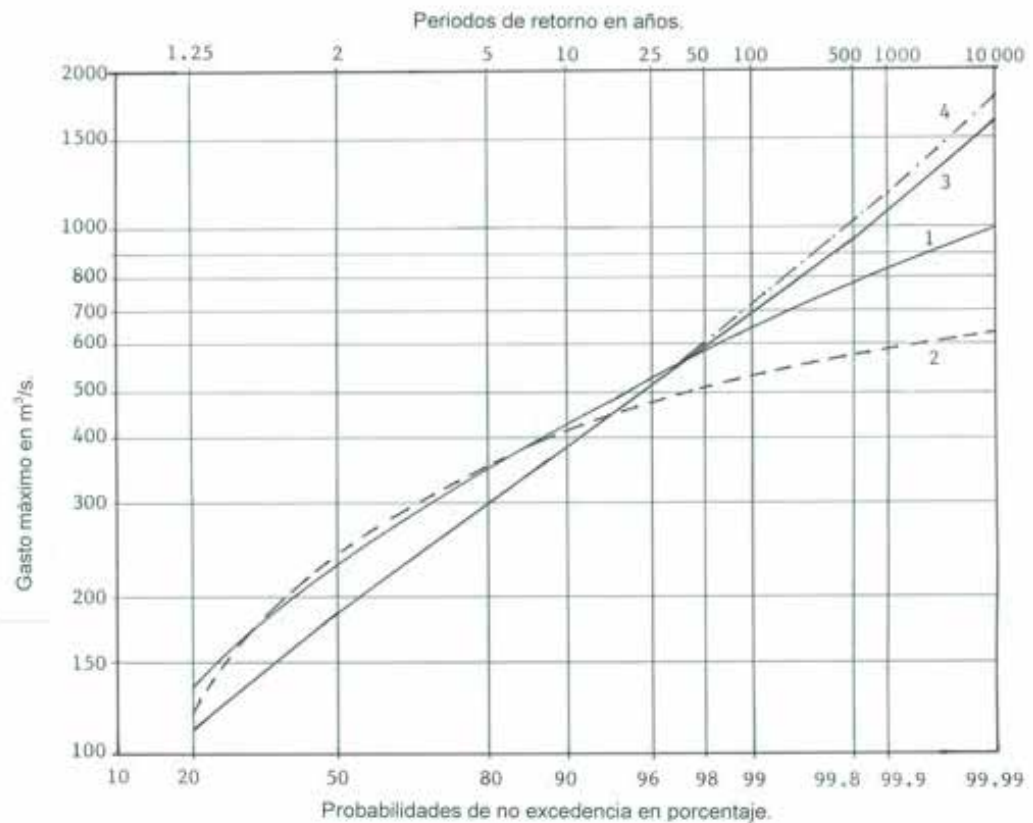


Figura 4.1. Curvas de frecuencias estimadas en el sitio de la estación hidrométrica Cintalapa, de la Región Hidrológica No. 23 (costa de Chiapas)

## 4.5. Referencias

- Burnham, M. W. 1980. *Adoption of flood flow frequency estimates at ungaged locations*. Training Document 11. The Hydrologic Engineering Center. Davis, California, U.S.A. 50 p.
- Campos A., D. F. 2002. Estimación de crecientes en cuencas sin hidrometría en la Región Hidrológica Núm. 10 (Sinaloa). *Tláloc*, número 24, enero-abril, páginas 31-36.
- Campos A., D. F. 2008a. Ajuste regional de la distribución *GVE* en 34 estaciones pluviométricas de la zona Huasteca de San Luis Potosí. *Agrociencia*, Vol. 42, No. 1, pp. 57-70.
- Campos A., D. F. 2008b. Procedimiento para revisión (sin hidrometría) de la seguridad hidrológica de presas pequeñas para riego. *Agrociencia*, Vol. 42, No. 5, pp. 551-563.
- Campos A., D.F. 2008c. Aplicación de la prueba de Discordancias a las crecientes de la costa de Chiapas. *XX Congreso Nacional de Hidráulica*. Ponencia 5 del tema: Hidrología superficial y subterránea. Toluca, Estado de México.
- Campos A., D. F. 2010. Verificación de la homogeneidad regional mediante tres pruebas estadísticas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, Vol. I, número 4, pp. 157-165.
- Hosking, J. R. M. & J. R. Wallis. 1997. *Regional Frequency Analysis. An approach based on L-moments*. Appendix: *L-moments for some specific distributions*, pp. 191-209. Cambridge University Press. Cambridge, United Kingdom. 224 p.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). 2002. *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*, 8 CD's. Comisión Nacional del Agua-Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales-IMTA. Jiutepec, Morelos.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía en Informática (INEGI). 1988. *VILLAHERMOSA. Carta Hidrológica. Aguas Superficiales*. Escala 1:1'000,000. Aguascalientes, Ags. 2a. impresión.
- Varas, E. 2000. Estimación de momentos ponderados regionales de caudales máximos diarios. *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XV, número 1, pp. 51-61.



# 5

## Los 50 líderes del sector agua en México

Montserrat Hawayek

Marigel Orozco Guzmán

Líderes Mexicanos

Alrededor del agua gira el ciclo vital. Sin este preciado líquido no podríamos vivir más de una semana, y desde la antigüedad, cualquier actividad humana la requiere. Tanto en la industria como en el ámbito doméstico, el agua es un elemento fundamental. Sin embargo, el que hace siglos creamos infinitos, se ha convertido en un reto a nivel mundial, un elemento degradable y escaso que debemos administrar de la mejor manera posible.

el agua en cuerpos naturales, su calidad y las funciones ambientales que ofrece son bienes públicos que exigen la regulación del Estado. La infraestructura y los sistemas de agua son monopolios naturales que también requieren ser regulados por el Estado, aunque sean gestionados por organismos gubernamentales o por empresas privadas, por lo que se podría decir que este preciado bien influye dentro de una cauce institucional entre lo público y lo privado.

En esta edición nos hemos dedicado a bosquejar un panorama del sector del agua en México, y de su gestión integral en las ciudades mexicanas. Además, por primera vez en la historia de Líderes Mexicanos, les presentamos aquí "Los 50 líderes del Sector Agua en México", una lista de los personajes más destacados y de mayor influencia en el tema, según las distintas entidades expertas y con autoridad moral a las que nos acercamos, tanto en lo público como en lo privado. Los integrantes pertenecen a cinco segmentos: autoridades gubernamentales, asociaciones especia-

lizadas, organismos operadores de agua potable y saneamiento, empresarios, instancias de investigación y figuras sobresalientes de la sociedad civil. Todos ellos influyen de alguna manera en la regulación, el desarrollo de la infraestructura, eficiencia y funcionamiento de este ámbito, y todos ellos juegan un papel trascendental para crear una cultura del agua en nuestro país.

El agua en muchas partes del mundo y México, fluye en un cauce institucional entre lo público y lo privado, fluye en un cauce institucional entre lo público y lo privado, que debe someterse a la regulación del estado y a incentivos propios de mercado, para asegurar la eficiencia económica, satisfacer las necesidades humanas y demandas sociales del servicio de manera sostenible y a largo plazo, así como mantener una suficiencia del recurso en ecosistemas acuáticos. El objetivo principal de la gestión integral del agua en zonas urbanas es garantizar su disponibilidad, suministro y calidad, así como incrementar la cobertura de los servicios de alcantarillado y saneamiento, que contribuyen a la disminución de enfermedades por la vía hídrica. Los ámbitos de interés de las políticas a este respecto se centran

en tres puntos básicos: La eficiencia y equidad en el suministro del agua a la población, la industria y las actividades económicas.

La eliminación de los contaminantes de alto riesgo para el ambiente y el mantenimiento de la calidad de los cuerpos de agua, ya sean continentales o costeros.

El abastecimiento que garantice la integridad ecológica de sistemas fluviales lacustres, humedales y estuarios.

Los problemas existentes en estas tres áreas se deben a fallas o deficiencias institucionales más que a cuestiones físicas y geográficas, por lo que resulta vital impulsar los cambios estructurales e institucionales que fomenten el fortalecimiento organizacional, jurídico, financiero y, en general, el desarrollo de capacidades de los sistemas de agua. Para lograrlo, es necesario generar información confiable, como uno de los primeros indicios de la buena gestión del agua en zonas urbanas son León, Tijuana, Monterrey, Cancún, Aguascalientes y Saltillo.

De acuerdo a evaluaciones recientes, los organismos operadores



responsables de la prestación de los servicios de agua potable y saneamiento, enfrentan una demanda creciente de servicios de agua potable y saneamiento, enfrentan una demanda creciente de servicios, una disminución en la disponibilidad de recursos para financiar las obras, y un rezago existente de los sistemas tarifarios que provocan el déficit financiero para operar y dar mantenimiento a los sistemas de agua potable y alcantarillado. La situación crítica de algunos organismos operadores se ve reflejada por la baja capacidad técnica y administrativa para la operación, el mantenimiento y la contratación de servicios que, aunado a la excesiva rotación del personal, agudiza el problema de proveer de manera eficiente los servicios.

### 5.1. Hacia una gestión integral del agua en zonas urbanas

El marco institucional del agua para uso urbano debe cimentarse en la autonomía de los organismos operadores, con autosuficiencia financiera, gobierno corporativo transparente y rendición de cuentas, constituidos como empresas modernas públicas o privadas.

### 5.2. El pago, un imperativo

Hay grandes divergencias sobre el derecho de acceder al agua de manera gratuita o sobre las tarifas que se deben cobrar por ella. Si bien es un derecho humano, también es una realidad que el desarrollo, mantenimiento y renovación de la infraestructura, así como la gestión integral del recurso en zonas urbanas y rurales tienen un costo bastante alto. Partiendo de una tarifa con un “piso de dignidad” debajo del cual no se puede negar agua a ningún ciudadano, se pueden definir responsabilidades de los consumidores para usar el agua de manera responsable y pagar de acuerdo con los costos que implican su administración y la solidaridad social.

Según investigadores sobre este tema, se afirma que habría una gran disposición de pago por parte de la población si el servicio fuese aceptable; también, es ampliamente de los rezagos en los cobros para el servicio del agua y el alcantarillado está entre los consumidores de nivel medio, alto y los industriales. Es necesaria una reforma de las estructuras tarifarias, pero sería iluso creer que ésta resolvería los problemas funda-

mentales del sector. Los organismos operadores responsables del manejo del recurso en México no tienen incentivos u otros mecanismos para alentarles en la gestión eficiente o socialmente responsable del agua.

Por otro lado, todos los usuarios domésticos, industriales y de servicios ubicados en áreas urbanas deberían ser conectados obligatoriamente a las redes municipales y metropolitanas que gestionan los organismos operadores, para evitar tratos de excepción y mermas en la capacidad de facturación y cobro; incluso, las entidades de gobierno deberían estar obligadas a las mismas políticas tarifarias y pagos correspondientes, dejando de ser un lastre financiero significativo para

los organismos operadores, y para la sociedad en general.

Para garantizar su disponibilidad, suministro y calidad, es necesario crear una cultura sobre el manejo del agua circunscrita en los términos más amplios de una cultura ambiental; fomentar la ampliación de la cobertura y calidad de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento; lograr el manejo integral y sustentable del agua en las cuencas y acuíferos; consolidar la participación de los usuarios y la sociedad organizada en el manejo del agua; y promover la cultura de su buen uso.

Fuente: "Políticas de gestión del agua urbana en México. Tendencias y alcances en la segunda mitad del siglo XX",



# Los 50 líderes del sector agua en México

1

**Luis Aboites Aguilar**  
Investigador.

El Colegio de México

2

**Ramón Aguirre Díaz.**  
Director General.

Sistema de Aguas de la  
Ciudad de México (SACM)

3

**Javier Aparicio**  
Mijares

Profesor de posgrado.  
UNAM-IMTA

4

**José Ramón Ardavín**  
Ituarte

Subdirector General de  
Agua Potable, Drenaje  
y Saneamiento.

Comisión Nacional del  
Agua (CONAGUA).

5

**Felipe Arreguín**  
Cortés

Presidente.

Asociación Mexicana  
Hidráulica

6

**Humberto Blancarte**  
Alvarado

Gerente General.

Proactiva Medio  
Ambiente CAASA,  
S.A. de C.V

7

**César L. Coll Carabias**  
Director General.

Comisión Estatal del  
Agua de Jalisco.

8

**Claudia Sofía Corichi**  
García

Presidente.

Comisión de Recursos  
Hidráulicos del Senado  
de la República.

9

**Enrique Dau Flores**  
Presidente.

Grupo Napresa, S.A. de  
C.V.

10

**Carlos Díaz Delgado**  
Investigador.

Universidad Autónoma  
del Estado de México

11

**Hernando Durán**  
Cabrera

Director General.

Comisión Estatal de  
Servicios Públicos de  
Tijuana (CESPT)

12

**Juan Rafael Elvira**  
Quesada.

Secretario.

Secretaría de Medio  
Ambiente y Recursos  
Naturales (SEMARNAT).

# Los 50 líderes del sector agua en México

13

**Carlos Fernández  
González**

**Presidente**

Consejo Consultivo del  
Agua.

14

**Mario Gallegos  
Acosta**

**Presidente.**

Asociación Nacional  
de Usuarios de Riego  
(ANUR)

15

**Roberto Gómez-  
Morodo Suárez**

**Director General.**

Proactiva Medio  
Ambiente México,  
S.A. de C.V.

16

**Miguel Ángel  
González Barriga**

**Director General.**

Comisión Estatal de  
Servicios Públicos de  
Mexicali

17

**Nicolás González  
Flores**

**Director de Ingeniería.**

Servicios de Agua y  
Drenaje de Monterrey

18

**Enrique González  
Haas**

**Director General.**

Schneider Electric México.

19

**Fernando González  
Villareal**

**Investigador titular.**

Instituto Ingeniería  
UNAM.

20

**Guillermo Guerrero  
Villalobos**

**Consultor.**

21

**Raúl Hernández  
Garcadiago**

**Director General.**

Agua para Siempre.

22

**Ricardo Hernández  
Morales**

**Director General.**

Comisión Ciudadana de  
Agua Potable y Alcantari-  
llado de Aguascalientes.

23

**César A. Herrera  
Toledo**

**Coordinador del  
Programa Conjunto de  
Agua y Saneamiento**

Organización de Naciones  
Unidas en México.



# Los 50 líderes del sector agua en México

24

**Blanca Jiménez Cisneros**  
Presidente.

International  
Water Association (IWA) México

25

**David Korenfeld  
Federman**  
Presidente.

Asociación Nacional de  
Empresas de Agua y  
Saneamiento A.C. (ANEAS).

26

**Oscar Javier Lara  
Aréchiga.**

Presidente. Comisión de  
Recursos Hidráulicos de la  
Cámara de Diputados.

27

**Eugenio Laris Alanis.**  
Comisión Federal de  
Electricidad (CFE).

28

**José Luis Luege  
Tamargo.**

Director General.  
Comisión Nacional del Agua  
(CONAGUA)

29

**Humberto Marengo  
Mogollón**  
Coordinador de Proyectos  
Hidroeléctricos.

Comisión Federal de Electrici-  
dad (CFE).

30

**Poliopro Martínez  
Austria.**

Director General.  
Instituto Mexicano de  
Tecnología del Agua  
(IMTA).

31

**Fernando Milanés  
García Moreno.**

Director General.  
Cicasa, S.A. de C.V.

32

**Rogelio Mora López.**  
Director General

Nabohi

33

**Francisco José  
Muñiz Pereyra.**

Director General  
INTERAPAS, San Luis  
Potosí

34

**Efraín Muñoz Martín**  
Director General.

Comisión Estatal del  
Agua de Baja California

35

**Roberto Olivares**  
Gobernador.

Consejo Mundial del  
Agua (WWC)

# Los 50 líderes del sector agua en México

36

**Alejandro Osuna Ruiz-Povedo**

**Gerente General.**

Aguas de Saltillo, S.A. de C.V.

37

**Ramón Pérez Gil Salcido**

**Director del Programa Agua. Fundación Gonzalo Río Arronte**

38

**Juan Raigosa Valadez**  
**Director General. ADS MEXICANA**

39

**Emilio Rangel Woodyard.**

**Director General.**

Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey

40

**Tuomas Rinne**  
**Director General.**

Kemire, México

41

**Luis Robledo Cabello**  
**Consultor.**

Fideicomiso

42

**Emiliano Rodríguez Briceño**

**Director General. Sistema de Agua Potable y Alcantarillado**

43

**Clisceria Rodríguez Alvarado**

**Directora General.**

Comisión Estatal de Agua y Saneamiento, Villahermosa, Tabasco (CEAS).

44

**Carlos Rojas Mota Velasco**

**Director General.**

Rotoplas, S.A. de C.V.

45

**Gonzalo Sales Casamadrid**

**Director General.**

Productora Metálica.

46

**Roberto Salmón Castelo**

**Comisionado.**

Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México y EUA (CILA).

47

**Ricardo Sandoval Minero**

**Consultor.**

World Bank.

48

**Sergio Soto Priante**  
**Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola.**

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).



# Los 50 líderes del sector agua en México

49

**Rolando Springall  
Galindo**

**Presidente.**

Consejo del Sistema Vera-  
cruzano del Agua

50

**María Luisa  
Torregrosa.**

**Investigadora.**

Facultad Latinoamerica-  
na de Ciencias Sociales,  
México.



**AMH**

Asociación Mexicana  
de Hidráulica

REVISTA DIGITAL  
**TLÁLOC AMH**