



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“EVALUACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE EN LA
MODELACIÓN NUMÉRICA DE FLUJOS DE
INUNDACIÓN EN RÍOS”**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERÍA CIVIL**

**PRESENTA A:
IRVING JUVENAL ALVAREZ CELSO**

DIRECTOR DE TESIS:
DR. ADRIAN PEDROZO ACUÑA

MÉXICO D.F. , CIUDAD UNIVERSITARIA

2011





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

Hoy más que nunca agradezco a Dios por todo, por permitirme concluir cada etapa de mi vida, brindarme su luz y llenarme de bendiciones.

A mis padres (que son también mis ídolos y lo más sagrado que Dios me dio) por sus consejos, sus enseñanzas que han sido la pauta para construir día a día cada grande y pequeño triunfo, que son suyos también. Por su amor incondicional que me motiva para luchar y convertirme en una gran persona.

A mis cinco hermanos, mis confidentes, que con sus ejemplos, vivencias que hemos pasado a lo largo de nuestras vidas y nuestra unión tan fuerte e irrompible, me han ayudado a ser consciente de cada decisión.

A mis primos Carmen y Lupe, que fueron los primeros en recibirme y adoptarme durante un tiempo importante y crucial en el inicio de esta etapa que hoy concluye. Gracias muchas gracias porque aunque estaba lejos de casa, sabía que en ustedes encontraba el apoyo que por la distancia mi papas no podían darme. Por sentir que no estaba solo en esta nueva ciudad y saber que al llegar a mi nuevo refugio encontrar a alguien que de alguna manera se preocupa por mí, me alentaba seguir adelante.

A mi tutor Dr. Adrián Pedrozo Acuña, por permitirme concluir esta etapa ofreciéndome el proyecto de la elaboración de esta tesis y recordarme que uno es dueño de sus decisiones mismas que marcan nuestro destino.

A mi maestra, jefa y amiga M.I. Nikte N. Ocampo Guerrero, por su apoyo a lo largo de mi carrera, consejos y enseñanzas.

A todos mis profesores por sus enseñanzas que forjaron mi educación.

A mis amigos que aunque dicen, “Que amigos los cuentan con los dedos de la mano”, debo decir que a mí me faltan dedos para contarlos, son muchos con los cuales he compartido grandes momentos que hicieron más agradable esta aventura entre ellos: mi bloque: Lalo, Erick, Arman, Mauricio, Alan, Soto y Dianita; bloque 123: Vivar, Armando, Cesar, Hugo, Cuauhtémoc, Moisés Oswaldo y Gabriel; Mis amigas Yuli, Alejandra y Ariadna; Laboratorio de Hidráulica: Alejandro, Claudia y Emiliano; y la más especial e importante a Lalis, gracias niñita por estar a mi lado.

Son muchas personas que han dejado huella y con las cuales me siento más que agradecido.

No me queda más que decir: gracias UNAM, gracias Facultad de Ingeniería por permitirme experimentar la etapa más hermosa de mi vida.

Índice

Lista de Figuras.....	III
Lista de Tablas	V
Introducción	1
Objetivos	3
1. Manejo del riesgo por inundaciones.....	6
1.1 Desarrollo histórico del manejo de riesgos	6
1.1.1 Historia temprana: creencia y los desastres naturales.....	6
1.1.2 Desarrollo en la regulación y manejo de riesgos	7
1.1.3 La comprensión cuantitativa del riesgo.....	7
1.1.4 Siglo XX.....	8
1.1.5 Observaciones finales	9
1.2 Definición y Percepción del riesgo.....	10
1.3 Conceptos fundamentales sobre riesgo	11
1.4 Manejo y evaluación del riesgo de inundaciones.....	13
1.4.1 Administración de riesgos de inundaciones	19
1.5 Incertidumbre	20
1.5.1 Definición	20
1.5.2 Estimación de la incertidumbre.....	22
1.5.3 ¿Cómo se pueden reducir las incertidumbres en el futuro?	24
2. Modelado numérico de inundaciones fluviales.....	26
2.1 Tipos de modelos para flujos en llanuras de inundación.....	26
2.1.1 Nota sobre la integración de modelos con datos geográficos.....	27
2.2 Estimación del área de inundación.....	28
2.3 Modelos hidrodinámicos en una dimensión (1D)	30
2.4 Modelos hidrodinámicos en dos dimensiones (2D).....	31
2.5 Factores a considerar en el desempeño de un modelo hidrodinámico	33
2.5.1 Condiciones de frontera	34
2.5.2 Condiciones iniciales	34
2.5.3 Datos topográficos.....	35
2.5.4 Datos de resistencia hidráulica	35
2.5.5 Calibración, validación e incertidumbre.....	36
3. Campaña de campo.....	38
3.1 Zona de estudio.....	38
3.2 Mediciones	39
3.2.1 Batimetría.....	40

3.2.2	Velocidad del Flujo	42
3.2.3	Caudales.....	46
4.	Modelo hidrodinámico en dos dimensiones	53
4.1	Ecuaciones de gobierno (aguas someras)	53
4.2	Resolución numérica e integración en el tiempo.....	55
4.3	Inundación y secado de celdas	55
4.4	Puesta a punto del modelo numérico.....	56
4.5	Definición de las condiciones de frontera.....	62
4.5.1	Desembocadura del río Tonalá al Golfo de México.....	62
4.5.2	Gasto de entrada en el Río Tonalá	63
4.6	Validación del modelo.....	64
4.7	Evaluación de la incertidumbre en los resultados numéricos.....	64
5.	Análisis de resultados	67
5.1	Discretización espacial de la zona de estudio	68
5.2	Diferentes Mallas.....	69
5.1.1	Hidrograma en la desembocadura del río.....	73
5.1.2	Hidrograma intermedio en el cauce	74
5.3	Diferentes Rugosidades en el cauce	75
5.2.1	Hidrogramas de resultados	75
5.4	Diferentes rugosidades en la Llanura de inundación.	78
	Conclusiones.....	86
	Referencias	88

Lista de Figuras

Figura 1.1 Definición de riesgo	10
Figura 1.2 Esquema de riesgo	11
Figura 1.3 Inundación fluvial en el río Carrizal, Tabasco (panel a) e inundación costera en Nueva Orleans, Estados Unidos (panel b). (Fuente: internet)	15
Figura 1.4 Mapa de inundación generado para la gran inundación del río Panuco en 1955 (Pedrozo-Acuña et al. 2011).....	16
Figura 1.5 Ciclo de prevención.	17
Figura 1.6 Etapas del manejo de riesgo (Eikenberg, 1998).	19
Figura 1.7 Etapas del manejo de riesgo (Eikenberg, 1998).	22
Figura 3.1 Ubicación del Río Tonalá en la costa del Estado de Tabasco, México, con nombres de poblaciones cercanas.	39
Figura 3.2 Panel izquierdo: Localización de los instrumentos anclados en el río Tonalá (©). Panel derecho: Ubicación de los transectos recorridos con el corrientímetro ADP (a) en la desembocadura durante un ciclo de 12 horas, (b) en tributario al este del Río Tonalá, (c) en el tributario Agua Dulcita, y (d) en ubicación del corrientímetro vector. [Imagen obtenida de GoogleEarth].	40
Figura 3.3 Sistema de medición de batimetría. Panel superior: Ecosonda controlada desde una computadora portátil. Panel inferior: antena del GPS diferencial (rover) sujeta a la embarcación y al transductor de la ecosonda por medio de una barra metálica.	41
Figura 3.4 Panel izquierdo: Imagen satelital del área de estudio. Panel derecho: línea de costa digitalizada (en azul) indicando las trayectorias de la embarcación registradas con el GPS diferencial (en rojo).....	42
Figura 3.5 Configuración de la estructura utilizada para anclar el corrientímetro (argonauta) en la desembocadura del río Tonalá.....	43
Figura 3.6 Series temporales de velocidad y dirección de flujo medidas con el argonauta en la desembocadura del río Tonalá.	43
Figura 3.7 Profundidad en la desembocadura del Río Tonalá.	44
Figura 3.8 Corrientímetro vector utilizado para medir flujo y nivel a 12 km de la desembocadura del río Tonalá.	45
Figura 3.9 Series temporales de nivel, velocidad, y dirección de la corriente, medidas con el corrientímetro vector a 12 km de la desembocadura del río Tonalá.	46
Figura 3.10 Perfilador de corrientes (ADP) instalado en la embarcación utilizada para recorrer los 4 transectos señalados.....	47
Figura 3.11 Ejemplo de datos obtenidos con el corrientímetro ADP a lo largo del transecto ubicado en la desembocadura del río Tonalá para una hora (17 hrs) durante el ciclo de 12 h. Se muestran series temporales de flujo, gasto, y profundidad de los 7 recorridos que corresponden a las 17 hrs.....	48
Figura 3.12 Serie temporal de caudal promedio, Q_{prom} , en la desembocadura del Río Tonalá (panel superior), y nivel del mar, η , (panel inferior).	49
Figura 3.13 Serie temporal de caudal máximo, Q_{max} , en la desembocadura del Río Tonalá (panel superior), y nivel del mar, η , (panel inferior).	49
Figura 3.14 Series de tiempo de caudal, Q , en el Río Tonalá, calculado sólo a partir de las velocidades medidas con el vector (Q_v , línea azul), calculado a partir de las mediciones con el ADP en un paso de tiempo (Q_{ADP} , punto negro), aplicando un factor de corrección al Q_v (línea roja con cruces), y en la desembocadura del río (ciclo de 12 horas, línea negra). La variación del nivel del mar se muestra en el panel inferior.	51
Figura 4.1 Equipo tecnológico LIDAR.....	57

Figura 4.2 Funcionamiento del sistema LIDAR.....	57
Figura 4.3 Modelos digitales de elevación para la desembocadura del río Tonalá, Tabasco (panel a) 5m de resolución; panel b) 10m de resolución; panel c) 20m de resolución).....	58
Figura 4.4 Mapa de puntos discretos con Elevaciones/Profundidades resolución de 10m generado a partir del LIDAR de INEGI.....	59
Figura 4.5 Delimitación del dominio de cálculo, sistema del río González, Tabasco.....	60
Figura 4.6 Malla de cálculo del sistema del río Tonalá, Tabasco.....	61
Figura 4.7 Batimetría de cálculo con elevaciones y profundidades obtenidas a partir de la información base para el sistema del río Tonalá, Tabasco.	61
Figura 4.8 Marea astronómica registrada durante el periodo de mediciones en la desembocadura del río Tonalá, Tabasco.....	62
Figura 4.9 Mediciones integradas de gasto en la desembocadura del río Tonalá (máximo y promedio).....	63
Figura 4.10 Comparación de resultados de gasto medio en la desembocadura obtenidos con el modelo numérico (línea continua) vs los datos de campo (línea discontinua)	64
Figura 5.1 Secciones del Cauce.	69
Figura 5.2 Visualización de Mallas en la desembocadura del río Tonalá.	71
Figura 5.3 Secciones transversales en el río Tonalá. a) desembocadura del río, b) sección intermedia.	72
Figura 5.4 Hidrograma en desembocadura río Tonalá.....	73
Figura 5.5 Hidrograma en el río Tonalá.....	74
Figura 5.6 Hidrograma en la desembocadura con variación en la rugosidad.....	76
Figura 5.7 Hidrograma intermedio con variación de rugosidad.....	77
Figura 5.8 Secciones de la llanura de inundación.....	79
Figura 5.9 Rugosidad en la llanura C2.....	80
Figura 5.10 Rugosidad en la llanura C2.....	81
Figura 5.11 Diferentes inundaciones en la llanura, con el efecto a diferentes rugosidades (de menor a mayor rugosidad).	82
Figura 5.12 Ejemplo de la obtención del área de inundación mediante la digitalización y escala de los resultados de inundación con el programa AUTOCAD.	83
Figura 5.13 Gráfico, relación del área inundada contra el número de Manning..	85

Lista de Tablas

Tabla 2.1 Diferentes métodos para el modelado de inundación en llanuras en orden ascendente de complejidad hidráulica.	29
Tabla 2.2 Categorías típicas de datos topográficos requeridos para un modelo unidimensional.....	31
Tabla 5.1 Área de Elemento de Malla para cada sección del cauce.	70
Tabla 5.2 Rugosidades utilizadas en el cauce para su calibración.	75
Tabla 5.3 Rugosidades en la llanura	79
Tabla 5.4 Área inundada a diferentes rugosidades	84

Introducción

Las inundaciones representan la amenaza natural más ampliamente distribuida a nivel mundial, con inundaciones por desbordamiento de ríos, estuarios y la crecida del nivel del mar durante tormentas. Tal y como ha quedado de manifiesto en las recientes inundaciones que se han registrado por el desbordamiento del río Misisipi en Estados Unidos (ver Figura I.1 paneles izquierdos) o la gran inundación del año 2007 registrada en el Estado de Tabasco, México (ver paneles derechos Figura I.1).

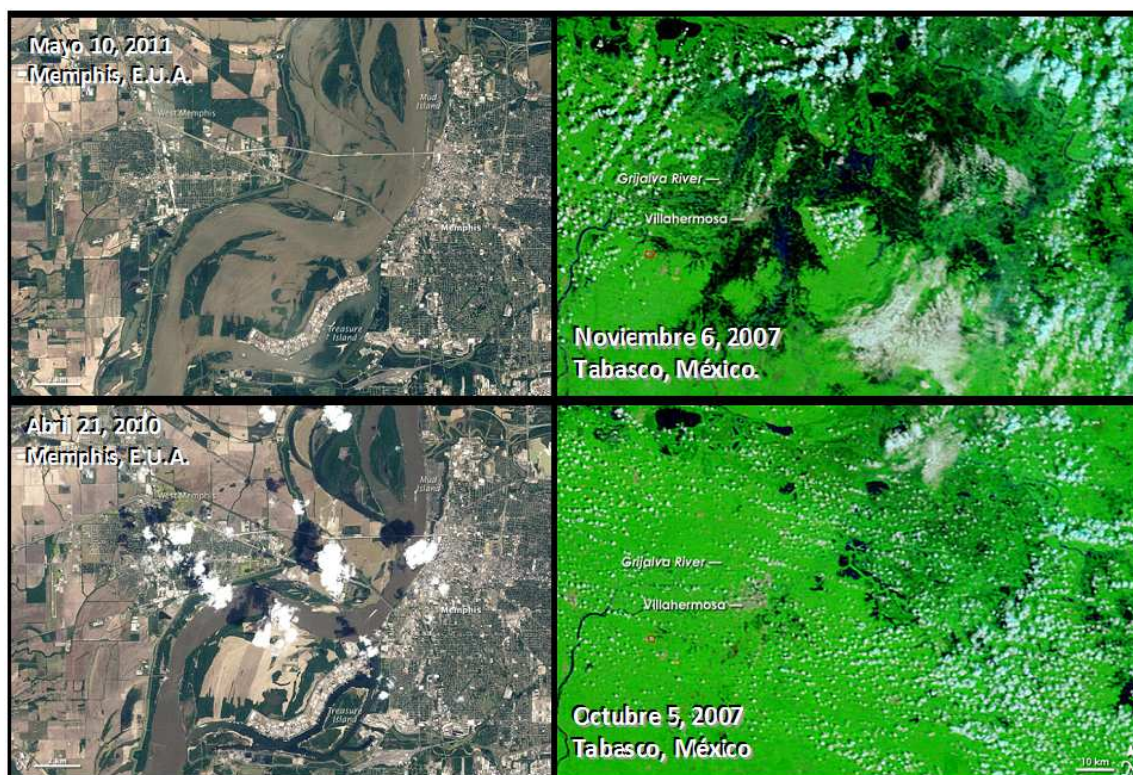


Figura I. 1 Inundación del río Misisipi en Estados Unidos (ver Figura I.1 paneles izquierdos) o la gran inundación del año 2007 registrada en el Estado de Tabasco, México (ver paneles derechos Figura I.1).

El manejo de los riesgos asociados a eventos de inundación representa un proceso compuesto por la prevención (antes del evento), las medidas de mitigación del riesgo de inundación y la capacidad de la población para reaccionar ante estos fenómenos con acciones de manejo durante y después de la incidencia del evento.

Los estudios más recientes sobre el tema, elaborados dentro del marco del proyecto europeo conocido como: Consorcio para la Investigación y el Manejo de Riesgos de Inundación (Flood Risk Management Research Consortium), señalan tres actividades principales sobre las que se tienen que abocar los esfuerzos de investigación a fin de mejorar nuestros esfuerzos de mitigación ante las inundaciones, estas son:

- Evaluación preliminar de los riesgos por inundación;
- Elaboración de mapas de inundación adecuados;
- Preparación e implementación de planes de manejo de riesgo por inundación.

En situaciones de riesgo por inundación, las autoridades locales necesitan tomar decisiones concernientes al manejo y las estrategias de evacuación que se aplicarán. Sin embargo, con el propósito de preparar planes de evacuación, o de evaluar el daño potencial de una forma adecuada, se requiere información sobre los patrones de inundación, incluyendo elevaciones del agua, velocidades de flujo y el tiempo en el que ésta se genera. Dado el avance en el desarrollo de tecnológico de las computadoras, una fuente de información que cobra mayor relevancia es la del uso de modelos numéricos de inundación.

El resultado de este tipo de herramientas es necesario para la planeación en el largo plazo, ya que ésta actividad forma parte del desarrollo de una política sustentable para el manejo de riesgos de inundación y las medidas de mitigación. En particular, permite a los tomadores de decisiones la exploración de estrategias, la selección de objetivos y la determinación de ideas innovadoras para la solución de estos problemas. Estos modelos numéricos representan un elemento esencial en el desarrollo de un marco de trabajo adecuado para la planeación en el largo plazo del manejo de riesgos de inundación.

En nuestro país el uso de este tipo de herramientas es de recién aplicación, tal y como se ha visto en el desarrollo de los trabajos del proyecto “Plan Hídrico Integral de Tabasco”, donde resultados de modelos bidimensionales permitieron la evaluación de posibles consecuencias de la derivación del exceso de agua hacia la zona lagunar del estado (Pedrozo-Acuña et al. 2009; 2010a; 2010b).

Tal y como se verá en el presente trabajo, existen una gran variedad de modelos para la determinación de la inundación en una llanura o zona baja. La selección del modelo depende de la escala del problema, los recursos computacionales a la mano y las necesidades de cada usuario. Sin embargo, cabe hacer notar que incluso los modelos más sofisticados sólo serán tan buenos como las fuentes de información disponible para su parametrización, calibración y validación.

En todos los casos los modelos requieren de un proceso de calibración, esto permite su aplicación para un caso en particular respecto al cauce y el evento que se desea modelar. La calibración se realiza de tal suerte que se identifiquen valores apropiados (“reales”) para los parámetros del modelo (ej. rugosidad) de tal suerte que este sea capaz de reproducir un conjunto de datos observados. El proceso de estimación de los valores para estos parámetros está asociado a una fuente de errores inherentes al proceso de modelado de inundaciones, lo que proyecta una sombra de duda sobre la certidumbre de los parámetros calibrados (Aronica et al., 1998; Horrit, 2000; Bates et al., 2000; 2003).

Estos errores se deben principalmente a lo inadecuado de los datos utilizados para representar cauces totalmente heterogéneos (ej. la integridad geométrica de la topografía de la llanura de inundación y los flujos en las fronteras), extendiéndose a las observaciones contra las que el modelo se compara durante la calibración y a la aproximación numérica utilizada para la solución discreta de las ecuaciones de flujo.

Para que una simulación numérica represente un sistema natural de una forma más apegada a la realidad, es necesario reducir estas incertidumbres. Así, durante la generación de resultados numéricos, surgen preguntas naturales posteriores al uso de estos modelos como: ¿Es cierto nuestro resultado?, ¿Cómo saber si el número limitado de variables utilizadas es suficiente para hacer más certeros los resultados obtenidos?

Una forma de compensar estas incertidumbres en las herramientas numéricas ha sido señalada por diversos autores en la forma de un análisis de sensibilidad de los parámetros utilizados (Romanowicz y Beven, 2003; Reeve et al. 2010).

El caso de estudio seleccionado es el del río Tonalá, que representa la frontera natural entre los estados de Tabasco y Veracruz. La selección de este sistema se hizo dado que en el que en el 2009, este río registró una inundación de consideración.

El objetivo general de este trabajo consiste en aplicar modelos matemáticos y otras herramientas de análisis que permitan la valoración de las incertidumbres asociadas a la generación de mapas de inundación necesarios en el planteamiento de estrategias de mitigación.

El estudio prevé la evaluación de diferentes mallas de modelación y rugosidades en la llanura de inundación del río, a fin de determinar el efecto de estos parámetros en los resultados concernientes a las zonas afectadas.

Objetivos

A partir de lo anterior se plantean los objetivos específicos siguientes:

- Utilizar los resultados de modelos de flujo en llanuras de inundación para la evaluar la incertidumbre en la determinación de la extensión de un área inundada asociada a una avenida dada.
- Evaluar escenarios de operación con diferentes mallas de simulación y rugosidades en la llanura de inundación.
- Mejorar el estado del conocimiento de los procesos involucrados en la inundación costera del Estado.

Lo anterior, permitirá obtener una solución integral al problema de inundaciones en Tabasco, evitando así la transferencia de problemas de la parte alta de la cuenca a la parte baja, donde se encuentran estos sistemas.

Para cumplir con estos objetivos se utiliza la metodología empleada por el equipo de Procesos Costeros del PHIT que comprende la utilización de datos provenientes de una campaña de campo intensa (realizada en Septiembre de 2010) junto con la puesta a punto y validación de un modelo hidrodinámico bidimensional (Pedrozo-Acuña et al. 2009; 2010). De tal forma, que una vez validada la herramienta numérica, se puedan generar escenarios extremos de operación que permitirán predecir las zonas inundables dentro del área de estudio.

El trabajo está integrado por cinco capítulos los cuales han sido estructurados de la siguiente forma:

Capítulo 1. Manejo del riesgo por inundaciones

Presenta los aspectos generales para la comprensión del problema de manejo de riesgo por inundación. Así mismo, se incluye una revisión histórica de cómo el ser humano han sobrellevado y manejado los distintos riesgos naturales, también se introducen los conceptos básicos necesarios para la mitigación y control ante estos fenómenos y por último, se hace una descripción del concepto de incertidumbre y su importancia en la generación de resultados de inundaciones fluviales.

Capítulo 2. Modelado numérico de inundaciones fluviales

Se describen los diferentes tipos de modelos existentes, la importancia de la estimación del área de inundación así como las consideraciones para su correcto desempeño.

Capítulo 3. Campaña de Campo

Se describen las actividades realizadas durante la campaña de campo (Septiembre de 2010) y los datos relevantes para el estudio hidrodinámico de la desembocadura del río Tonalá. Entre las mediciones principales se encuentran la batimetría del sistema y el aforo de caudales en los cuerpos principales del Tonalá.

Capítulo 4. Modelo Hidrodinámico en dos dimensiones

Se introduce el marco teórico sobre el que se fundamenta el modelo hidrodinámico en dos dimensiones y se presenta su puesta a punto y validación con los datos recabados en la campaña de campo.

Capítulo 5. Análisis de Resultados

Se detallan los resultados de la simulación numérica bajo diferentes escenarios tomando en cuenta diferentes resoluciones de malla así como diferentes coeficientes de rugosidad dentro y fuera del cauce. Se cuantifica el área inundada obtenida para cada uno y se discuten las diferencias observadas en los resultados.

CAPÍTULO 1

Manejo del riesgo por inundaciones

1. Manejo del riesgo por inundaciones

En este capítulo se presentan los aspectos generales necesarios para la comprensión del problema de manejo de riesgo por inundaciones. En primer lugar a manera de reseña histórica se hace un breve resumen sobre las diferentes formas en que el ser humano ha sobrellevado y manejado los distintos riesgos a los que se encuentra expuesto. Posteriormente, se introducen los conceptos básicos necesarios para la generación de estrategias de mitigación control y adaptación ante fenómenos extremos y por último, se hace una descripción del concepto de incertidumbre y su importancia en la generación de resultados de inundaciones fluviales.

1.1 Desarrollo histórico del manejo de riesgos

La existencia humana implica la exposición a muchas amenazas. Desde el comienzo de la civilización, los desastres naturales ('actos de Dios') como las inundaciones o los terremotos, han amenazado a la humanidad. Con los avances tecnológicos se introdujeron nuevas herramientas y con ello nuevas amenazas. Como antecedente de este estudio se presenta a continuación una breve reseña histórica de las maneras en que la humanidad ha lidiado con el riesgo y la seguridad. Tomando como base los trabajos presentados por Bernstein (1997), Covello et al (1985) y Ale (2003,2005).

1.1.1 Historia temprana: creencia y los desastres naturales

Nuestros antepasados que pertenecieron a la época de la prehistoria fueron amenazados principalmente por peligros naturales originados por incendios, inundaciones y animales salvajes. Hace mucho tiempo, la gente se protegía con métodos relativamente simples y principalmente intuitivos, por ejemplo a través de la construcción de casas en zonas altas para protegerse contra las inundaciones. Diversas formas de creencia y religión jugaron un papel importante en los intentos para evitar daños. En el siglo V a. C. Los funcionarios del gobierno chino requerían el sacrificio anual de una doncella virgen para ofrecerla en ofrenda a los Dioses del Río Amarillo a fin de evitar las inundaciones. El gobierno Griego por su parte consultó a Pitia, el Oráculo de Delfos, para asesorarse en decisiones difíciles e importantes (Jonkman, 2007).

Dentro de la historia de la humanidad, también existen ejemplos más racionales de manejo de riesgos en relación a aquellos provocados por el hombre. El concepto de responsabilidad es reconocido en el código de Hammurabi, emitido alrededor de 1780 a. C. Donde se asienta que: "Si un constructor hace una casa y no hace una construcción firme y la casa que él ha construido se derrumba causando la muerte del propietario, el constructor se someterá a la muerte" (Corotis, 2003).

1.1.2 Desarrollo en la regulación y manejo de riesgos

Desde la antigüedad, las autoridades gubernamentales han intervenido directamente a reducir, manejar y/o controlar los riesgos asociados con los desastres naturales, epidemias, contaminación de ambiente y la alimentación. Las primeras civilizaciones desarrollaron instrumentos para hacer frente a los riesgos provocados por el hombre, como incendios y accidentes de transporte. Algunos ejemplos son las regulaciones de seguridad de tráfico en la Roma antigua y el ya mencionado código de construcción de Hammurabi. Sin embargo, el nivel de desarrollo de técnicas de manejo de riesgo difiere entre civilizaciones y zonas geográficas correspondientes.

A lo largo del tiempo, la introducción de nuevas tecnologías y la aparición de los desastres condujeron al desarrollo de sistemas de protección y regulación en una especie de proceso de ensayo y error a largo plazo. Ale (2003) describe dos ejemplos de este tipo de situaciones en los Países Bajos. En 1654, una explosión de pólvora en la torre había demolido una gran parte del centro de la ciudad de Delft produciendo la muerte de alrededor de 1500 personas. Después de este desastre, el almacenamiento de pólvora se mudó fuera de la frontera de la ciudad.

En 1807, una explosión similar destruyó parte de la ciudad Centro o Leiden. El evento causó 150 muertos, incluyendo a 50 niños cuya escuela fue demolida por la explosión. La explosión se llevó a un decreto imperial por el emperador Napoleón, en la que se hace una distinción entre: 1) industrias prohibidas en la ciudad, 2) se le permitían a industrias ubicarse en el centro de la ciudad siempre y cuando se ha demostrado son suficientemente seguras. A pesar de la introducción de estas normas en el siglo XIX, hubo una explosión más de un almacenamiento de fuegos artificiales dentro de la ciudad de Enschede que causó 12 muertes en el año 2000.

El desarrollo en la revolución industrial del siglo XIX dio pie a nuevas regulaciones. Muchas personas se trasladaron a la ciudad para trabajar en las fábricas. Vivieron y trabajaban en circunstancias muy insalubres. Estas condiciones, especialmente para los niños trabajadores, condujeron a la introducción de la legislación sobre seguridad en el trabajo y el reconocimiento de la responsabilidad del empresario. Históricamente, la ocurrencia de desastres también ha disparado la mejora de los sistemas de protección. Por ejemplo, el sistema de defensa de inundaciones en los Países Bajos se ha formado principalmente por desastres de inundación.

1.1.3 La comprensión cuantitativa del riesgo

El desarrollo del álgebra comenzó en el antiguo Egipto y Babilonia alrededor de 3000 a. C. Además se desarrolló en el hindú, griego y el mundo Islámico. El sistema numérico Hindú-árabe llegó a Europa hace 700-800 años y sentó las bases para el desarrollo de las matemáticas.

Estos métodos matemáticos más tarde proporcionan las herramientas para la comprensión cuantitativa del riesgo. No fue hasta el Renacimiento que científicos generaron los conceptos de probabilidad y oportunidad. Aunque estos conocimientos se originaron principalmente con el deseo de comprender los problemas de juegos de azar, más tarde proporcionaron las herramientas para el análisis de riesgo cuantitativo. Precedido por las investigaciones de científicos principalmente italianos, los franceses Pascal y Fermat presentaron la teoría de la probabilidad alrededor de 1660. En el siglo XVII y a finales del siglo XVIII mostraron un rápido desarrollo de la teoría de la probabilidad y sus aplicaciones, con contribuciones de, Arbuthnot, Halley y Bernoulli. En el siglo XVIII el cálculo de tablas de expectativa de vida (introducido en los Países Bajos por Johan de Witt) era una práctica común y una floreciente industria de seguro de la Marina desarrollado en Londres. Otra aportación importante fue el trabajo de Bayes en la segunda mitad del siglo XVIII. El cual mostró cómo actualizar o revisar creencias basadas en información nueva. En 1792, Laplace analizó la esperanza de vida con y sin vacunación contra la viruela, proporcionando un primer prototipo de análisis de riesgo comparativo (Simon, 1951). Sin embargo, no fue hasta finales del siglo XX que estas técnicas desarrolladas recientemente se aplicaran sistemáticamente en el manejo y la evaluación de riesgo.

1.1.4 Siglo XX

A principios del siglo XX, se documenta la primera ocasión en que la teoría de la probabilidad se relacionó con las ciencias físicas. Einstein y otros discutieron cómo el comportamiento mecánico de partículas y de los átomos, podría darse bajo una interpretación estadística. Un ejemplo es el llamado movimiento browniano de partículas de gas, que se describe como un proceso estocástico o aleatorio. En ese período la teoría de la probabilidad se desarrolló aún más, por ejemplo con los axiomas de probabilidad de Kolmogórov y las bases filosóficas y matemáticas de la teoría de la probabilidad publicados por el economista J.M. Keynes.

Von Neumann et al (1943) propusieron los fundamentos teóricos para la toma de decisiones en relación con situaciones de incertidumbre y riesgo. Los primeros años del siglo XX también se caracterizó por desastres relacionados con el fracaso de los grandes sistemas de ingeniería, como el hundimiento del *Titanic* en 1912 y la pérdida catastrófica del dirigible alemán *Hindenburg* en 1937.

Corotis (2003) señala que en 1945 se realizó la primera introducción de seguridad por medio de la probabilidad, en una publicación estadounidense llamada National Bureau of Standards en 1945. Posteriormente, en las décadas de los 40's y 50's importantes desarrollos teóricos se alcanzaron en el ámbito de la seguridad estructural, por ejemplo en los artículos presentados por Freudenthal, campo en el que se han utilizado métodos probabilísticos (en los códigos de diseño) desde la década de 1970.

Bedford et al. (2002) describieron las primeras aplicaciones de análisis de riesgo probabilístico en otros sectores. Métodos probabilísticos básicos fueron desarrollados en el sector aeroespacial en la década de 1960 (con el programa Apolo). En 1975 dentro del campo de la energía nuclear, la Comisión Reguladora Nuclear (NRC, 1975) aplicó plenamente estos métodos por primera vez en los Estados Unidos. En ambos campos de aplicación, ingeniería aeroespacial y nuclear, los resultados de riesgo cuantitativo y el análisis fueron duramente criticados y a menudo rechazados por los tomadores de decisiones. Sin embargo, algunos accidentes, como el incidente con el reactor nuclear de Three Mile Island en 1979 y el accidente con el transbordador espacial Challenger en 1986, estimularon el desarrollo y aplicación de análisis de riesgos.

1.1.5 Observaciones finales

La seguridad es una necesidad básica para el desarrollo social y económico. Situaciones que son insuficientemente seguras, requieren inversiones repetidas y extremadamente altas en reparación e indemnización de daños (ej. inundación de 2007 en Tabasco US\$700 Millones). Por lo tanto, estas situaciones limitan las posibilidades de desarrollo social y económico. A lo largo de la historia, se puede observar que escasos recursos son asignados para la reducción de riesgos de amenazas básicas, como la hambruna y la enfermedad, las cuales tienen una gran influencia en la salud pública y la esperanza de vida.

Con el desarrollo de la sociedad se ha incrementado la esperanza de vida, por lo que se prestará más atención eventos de pequeña probabilidad y grandes consecuencias (ej. tsunamis, accidentes nucleares). A pesar de que estos tipos de incidentes, tienen una contribución marginal a la esperanza de vida de la población, generalmente pueden causar grandes daños y perturbaciones sociales.

Es necesario hacer notar que en las sociedades modernas una división absoluta entre riesgos tecnológicos o provocados por el hombre y los riesgos naturales es totalmente inapropiada. Aunque los desastres naturales pueden activarse por causas naturales, la magnitud de los riesgos naturales dependerá de las acciones y decisiones humanas. Por ejemplo, la decisión de vivir cerca de un volcán o construir bordos a lo largo de un río tendrá un efecto sobre la magnitud de estos riesgos naturales.

La historia demuestra que la generación y aplicación de técnicas de análisis de riesgo, han sido motivadas por las consecuencias de diferentes eventos o accidentes. A raíz de la ocurrencia de accidentes la sociedad a menudo exige nuevos y mejores sistemas de defensa y una regulación estricta del riesgo. Así, la aplicación de las técnicas de manejo de riesgo, contribuyen a la generación de un enfoque más proactivo que reactivo ante los desastres sin importar su naturaleza.

1.2 Definición y Percepción del riesgo

En términos cualitativos se entiende por **riesgo** la probabilidad de ocurrencia de daños, pérdidas o efectos indeseables sobre sistemas constituidos por personas, comunidades o sus bienes, como consecuencia del impacto de eventos o fenómenos perturbadores. La probabilidad de ocurrencia de tales eventos en un cierto sitio o región constituye una amenaza, entendida como una condición latente de posible generación de eventos perturbadores (CENAPRED, 2006).

En forma cuantitativa se ha adoptado una de las definiciones más aceptadas del riesgo, entendido como la función de tres factores: la probabilidad de que ocurra un fenómeno potencialmente dañino, es decir el peligro, la vulnerabilidad y el valor de los bienes expuestos. Esta definición se expresa en la ecuación de la figura 1.1. A continuación se analiza brevemente cada uno de estos conceptos y las características que deben tener en el análisis de riesgo.

$$\text{Riesgo} = f(\text{Peligro, Vulnerabilidad, Exposición})$$

$$R = f(P, V, E)$$

Figura 1.1 Definición de riesgo

El concepto de **percepción** puede caracterizarse como "una cuestión subjetiva, personal, presentación de la realidad acorde y concreta o a estímulos" (Pidgeon, 1992). Las dimensiones básicas subyacentes de la percepción de riesgo (o riesgo percibido) han sido investigadas por varios autores (Slovic, 1987; Vlek, 1996). Las dimensiones básicas de percepción del riesgo son las siguientes:

1. Grado potencial de daño o muerte
2. Medida física de los daños (zona afectada)
3. Magnitud de los daños sociales (número de personas involucradas)
4. Distribución del tiempo de los daños (efectos inmediatos y / o diferidos)
5. Probabilidad de consecuencias no deseadas
6. Control de las consecuencias
7. La experiencia y familiaridad con las consecuencias
8. Voluntad a la exposición (la libertad de elección)
9. La claridad, la importancia de los beneficios esperados
10. Distribución social de los riesgos y beneficios

Según Slovic (1987) las actitudes ante el riesgo dependen de dos factores, el terror al riesgo (incluyendo factores tales como la falta de control percibido, el temor, las posibles consecuencias catastróficas, fatales y la distribución no equitativa de riesgos y beneficios) y el riesgo desconocido (que se caracteriza por factores no observables y desconocidos, nuevos peligros).

1.3 Conceptos fundamentales sobre riesgo

Como se ha dicho, la existencia de un riesgo implica la presencia de un agente perturbador (fenómeno natural o generado por el hombre) que tiene la probabilidad de ocasionar daños a un sistema afectable (asentamientos humanos, infraestructura, planta productiva, etc.) en un grado tal, que constituye un desastre (ver Figura 1.2). Así, una inundación provocada por un desbordamiento de un río no constituye un riesgo por sí mismo, en caso de que se produjese en una zona deshabitada. Ya que no afectaría ningún asentamiento humano y por tanto, no produciría un desastre.

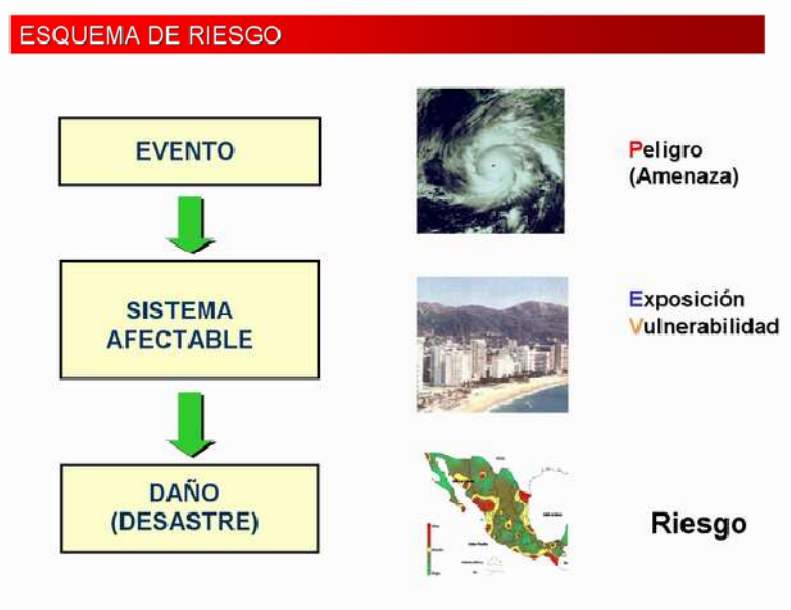


Figura 1.2 Esquema de riesgo

A continuación se presentan algunos conceptos básicos necesarios para entender los esquemas de riesgo en el mundo.

El **Peligro** se define como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino de cierta intensidad, durante un cierto periodo de tiempo y en un sitio dado.

Para el estudio de los peligros, es importante definir los fenómenos perturbadores mediante parámetros cuantitativos con un significado físico preciso que pueda medirse numéricamente y ser asociado mediante relaciones físicas con los efectos del fenómeno sobre los bienes expuestos. En la mayoría de los fenómenos pueden distinguirse dos medidas, una de **magnitud** y otra de **intensidad**. La magnitud es una medida del tamaño del fenómeno, de su potencial destructivo y de la energía que libera. La intensidad es una medida de la fuerza con que se manifiesta el fenómeno en un sitio dado. Por ello un fenómeno tiene una sola magnitud, pero tantas intensidades como son los sitios en que interese determinar sus efectos.

La forma más común de representar el carácter probabilístico del fenómeno es en términos de un **periodo de retorno** (o de recurrencia), que es el lapso que en promedio transcurre entre la ocurrencia de fenómenos de cierta intensidad. El concepto de periodo de retorno, en términos probabilísticos, no implica que el proceso sea cíclico, o sea que deba siempre transcurrir cierto tiempo para que el evento se repita. En ocasiones se utiliza también el inverso del periodo de retorno llamada **tasa de excedencia**, definida como el número medio de veces, en que por unidad de tiempo, ocurre un evento que exceda cierta intensidad. Para muchos de los fenómenos no es posible representar el peligro en términos de periodos de retorno, porque no ha sido posible contar con la información suficiente para este tipo de representación. En estos casos se recurre a escalas cualitativas, buscando las representaciones de uso más común y de más utilidad para las aplicaciones en el tema específico.

La **Vulnerabilidad** se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas. En términos generales pueden distinguirse dos tipos: la vulnerabilidad física y la vulnerabilidad social. La primera es más factible de cuantificarse en términos físicos, por ejemplo la resistencia que ofrece una construcción ante las fuerzas de los vientos producidos por un huracán, a diferencia de la segunda, que puede valorarse cualitativamente y es relativa, ya que está relacionada con aspectos económicos, educativos, culturales, así como el grado de preparación de las personas. Por ejemplo, una ciudad cuyas edificaciones fueron diseñadas y construidas respetando un reglamento de construcción que tiene requisitos severos para proporcionar seguridad ante efectos sísmicos, es mucho menos vulnerable ante la ocurrencia de un terremoto, que otra en la que sus construcciones no están preparadas para resistir dicho fenómeno. En otro aspecto, una población que cuenta con una organización y preparación para responder de manera adecuada ante la inminencia de una erupción volcánica o de la llegada de un huracán, por ejemplo mediante sistemas de alerta y planes operativos de evacuación, presenta menor vulnerabilidad que otra que no está preparada de esa forma.

La vulnerabilidad física se expresa como una probabilidad de daño de un sistema expuesto y es normal expresarla a través de una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores entre cero y uno. Cero implica que el daño sufrido ante un evento de cierta intensidad es nulo, y uno, implica que este daño es igual al valor del bien expuesto. De dos bienes expuestos uno es más vulnerable si, ante la ocurrencia de fenómenos perturbadores con la misma intensidad, sufre mayores daños.

La **Exposición o Grado de Exposición** se refiere a la cantidad de personas, bienes y sistemas que se encuentran en el sitio y que son factibles de ser dañados. Por lo general se le asignan unidades monetarias puesto que es común que así se exprese el valor de los daños, aunque no siempre es traducible a dinero. En ocasiones pueden emplearse valores como porcentajes de determinados tipos de construcción o inclusive el número de personas que son susceptibles a verse afectadas.

El grado de exposición es un parámetro que varía con el tiempo, el cual está íntimamente ligado al crecimiento y desarrollo de la población y su infraestructura. En cuanto mayor sea el valor de lo expuesto, mayor será el riesgo

que se enfrenta. Si el valor de lo expuesto es nulo, el riesgo también será nulo, independientemente del valor del peligro. La exposición puede disminuir con el alerta miento anticipado de la ocurrencia de un fenómeno, ya sea a través de una evacuación o inclusive evitando el asentamiento en el sitio.

Una vez que se han identificado y cuantificado el peligro, la vulnerabilidad y el grado de exposición para los diferentes fenómenos perturbadores y sus diferentes manifestaciones, es necesario completar el análisis a través de escenarios de riesgo, o sea, representaciones geográficas de las intensidades o de los efectos de eventos extremos. Esto resulta de gran utilidad para el establecimiento y priorización de acciones de mitigación y prevención de desastres. Ejemplos de escenarios de peligro son la representación de los alcances de una inundación con los tirantes máximos de agua que puede tener una zona; distribución de caída de ceniza consecuencia de una erupción volcánica; la intensidad máxima del movimiento del terreno en distintos sitios debido a un sismo. Ejemplos de escenarios de riesgos serían el porcentaje de viviendas de adobe dañadas para un sismo de determinada magnitud y epicentro, el costo de reparación de la infraestructura hotelera por el paso de un huracán, el número de personas que podrían verse afectadas por el deslizamiento de una ladera inestable, etc.

1.4 Manejo y evaluación del riesgo de inundaciones

El agua es el recurso natural más valioso de un país por los beneficios sociales y económicos que de ella obtiene. Sin embargo, su mala gestión y la mala planificación del ordenamiento territorial, da lugar a que año con año un número cada vez mayor de personas, sufran las consecuencias de las inundaciones y las sequías (SINAPROC, 1993).

Por su ubicación y naturaleza geográfica, nuestro país, favorece la presencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos, como son los 25 huracanes que en promedio se producen anualmente y que afectan principalmente las zonas costeras en ambos litorales. Así mismo, asociados a estos fenómenos, también se presentan lluvias torrenciales e intensas precipitaciones que a su vez producen inundaciones fluviales y deslaves de tierra

Un punto de partida para este trabajo de investigación, consiste en la definición de la palabra *inundación*, que de acuerdo al último estudio publicado por el Gobierno Británico se presenta cuando el agua de un río, lago o mar, ocupa de forma temporal una porción de tierra que no se encuentra comúnmente cubierta por agua. Esta definición bastante representa una descripción más general que la propuesta por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) que la definen como “una inundación se produce cuando el gasto de avenidas generadas en una cuenca supera la capacidad del cauce. Cuando esto sucede, el exceso de agua escurre fuera de su cauce si control hacia las partes bajas (CENAPRED, 1994).

Una de las causas más frecuentes de las inundaciones son las crecidas que de acuerdo con la UNESCO se definen como la “elevación rápida y habitualmente breve del nivel de aguas en un curso hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad. Este tipo de fenómeno se presenta debido a ciertas

condiciones climatológicas y físicas de la cuenca. Un análisis de estas condiciones permitirá identificar características que favorecen o retardan la ocurrencia de inundaciones en una región.

De las condiciones climatológicas se analiza la intensidad de la lluvia, que es la altura de la precipitación expresada en milímetros para un intervalo de tiempo dado. Lluvias con alta intensidad en periodos cortos incrementan los volúmenes escurridos de agua en una cuenca. De las características físicas se toma en cuenta:

- El tamaño de la cuenca, pues este es directamente proporcional al volumen escurrido y los escurrimientos máximos.
- La forma de la cuenca representa también una característica importante ya que se relaciona con el tiempo de concentración, que define el tiempo necesario desde el inicio de la precipitación para que toda la cuenca contribuya a la corriente en estudio.
- Las pendientes del terreno y la cobertura vegetal en la zona de drenaje también representan características fundamentales para definir el volumen de escurrimiento.

De acuerdo a su origen, las inundaciones se clasifican en pluviales, fluviales y costeras. Las primeras se dan como consecuencia de las precipitaciones que pueden ser en forma de lluvia, nieve o granizo, y éstas pueden ser generadas por huracanes, vientos normales, masas polares y procesos convectivos en la atmósfera. Las inundaciones fluviales se deben únicamente al desbordamiento de ríos (ver Figura 1.3a) y las costeras a la sobre-elevación del nivel medio del mar por la presencia de un huracán en las costas, fenómeno conocido como marea de tormenta (ver Figura 1.3b).



Figura 1.3 Inundación fluvial en el río Carrizal, Tabasco (panel a) e inundación costera en Nueva Orleans, Estados Unidos (panel b). (Fuente: internet)

Por sus efectos, los desastres asociados a inundaciones pueden tener importantes consecuencias en el ámbito económico y social, en el desarrollo de una región e inclusive llegar a comprometer la seguridad nacional. Por tanto, su impacto puede incidir significativamente en el bienestar y calidad de vida de sus habitantes.

A nivel mundial, se ha aceptado que el manejo del riesgo por inundaciones costeras o fluviales, requiere la generación de políticas de largo plazo enfocadas a prevenir y reducir el efecto de estos fenómenos. Esto requiere la coparticipación y corresponsabilidad de los diferentes niveles de gobierno, federal estatal y municipal y los sectores social y privado (CENAPRED, 2006).

En el mundo en general, los instrumentos que han sido identificados como indispensables en el manejo de riesgos por inundación son los mapas de extensión de inundación. Estos mapas ubican geográficamente la extensión de la mancha de inundación en una región dada asociada a una probabilidad de ocurrencia específica, definida en función del periodo de retorno de la avenida (ej. 1/30, 1/100 o 1/1000).

La Figura 1.4 presenta un ejemplo de un mapa de inundación para un caso histórico en la cuenca del río Pánuco (1955, a partir del cual se genera el plan DN3 del Ejército). Los resultados fueron generados por el equipo de ríos y costas del Instituto de Ingeniería de la UNAM y conforman un ejemplo excelente del uso de un modelo hidrodinámico bidimensional para la generación de este tipo de información.

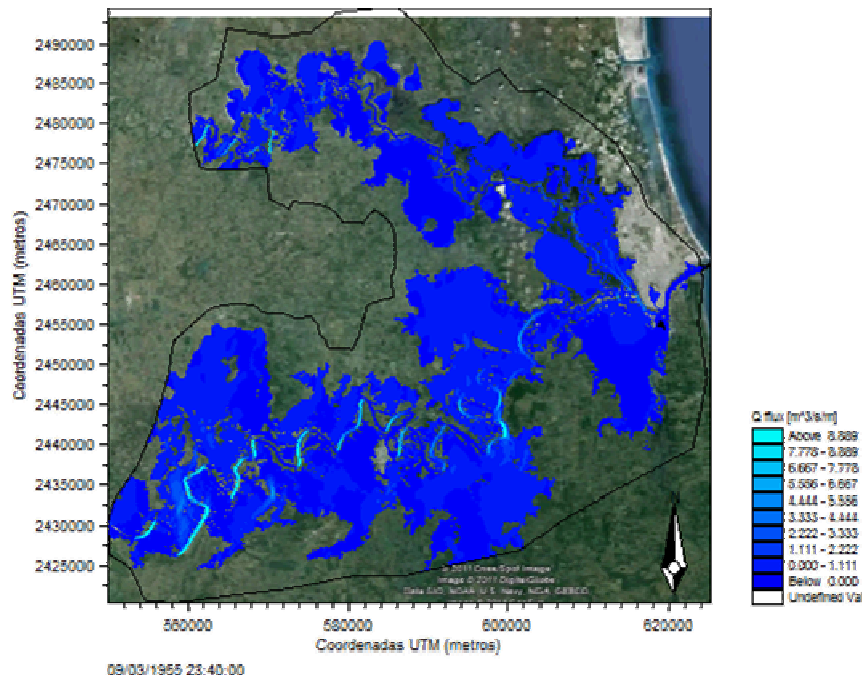


Figura 1.4 Mapa de inundación generado para la gran inundación del río Panuco en 1955 (Pedrozo-Acuña et al. 2011).

Por otra parte, un elemento clave para reducir el impacto destructivo que provocan las inundaciones, es la implementación de una estrategia efectiva de prevención. Para ello es necesario tomar acciones en cada una de las etapas identificadas del ciclo de la prevención mostrado en la Figura 1.5.

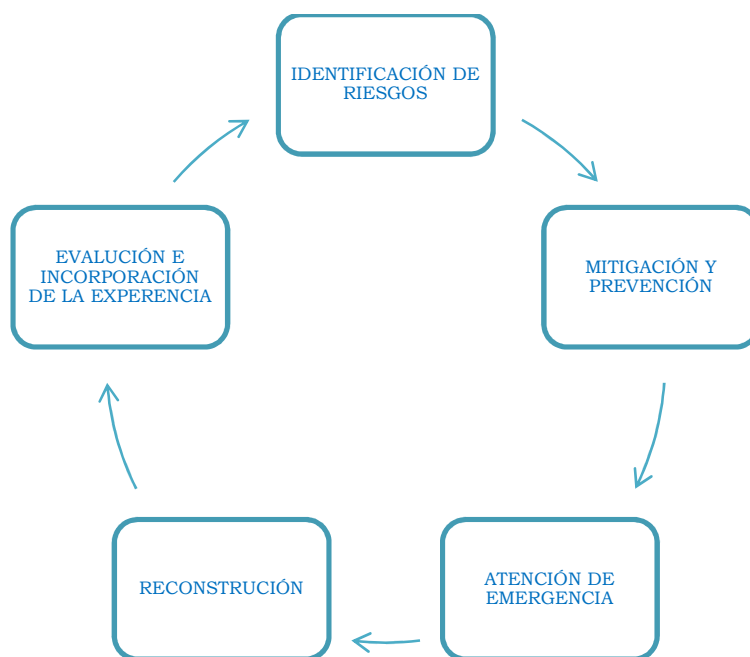


Figura 1.5 Ciclo de prevención.

Estas etapas incluyen:

Identificación de Riesgos: conocer los peligros y amenazas a los que se está expuesto; estudiar y conocer los fenómenos perturbadores identificando dónde, cuándo y cómo afectan. Identificar y establecer, a distintos niveles de escala y detalle, las características y niveles actuales de riesgo, entendiendo el riesgo como el productor del peligro (agente perturbador), la vulnerabilidad (propensión a ser afectado) y la exposición (el valor del sistema afectable).

Mitigación y prevención: basado en la identificación de riesgos, consiste en diseñar acciones y programas para mitigar y reducir el impacto de los desastres antes de que éstos ocurran.

Atención de emergencias: se refiere a acciones que deben tomarse inmediatamente antes, durante y después de un desastre con el fin de minimizar la pérdida de vidas humanas, sus bienes y la planta productiva, así como preservar los servicios públicos y el medio ambiente, sin olvidar la atención prioritaria y apoyo a los damnificados.

Recuperación y reconstrucción: acciones orientadas al restablecimiento y vuelta a la normalidad del sistema afectado (población y entorno). Esta etapa incluye la reconstrucción y mejoramiento de infraestructura y servicios dañados o destruidos.

Evaluación del impacto e incorporación de la experiencia: consiste en valorar el impacto económico y social, incluyendo daños directos e indirectos. Tiene entre otras ventajas: determinar la capacidad del gobierno para enfrentar las tareas de

reconstrucción, fijar las prioridades y determinar los requerimientos de apoyo y financiamiento, retroalimentar el diagnóstico de riesgos con información de las regiones más vulnerables y de mayor impacto histórico y calcular la relación costo-beneficio de inversión en acciones de mitigación.

La experiencia adquirida en las etapas anteriores del ciclo de la prevención debe incorporarse para redefinir políticas de planeación, mitigación y reducción de vulnerabilidades, y evitar la reconstrucción del riesgo, es decir que un mismo fenómeno vuelva a impactar en el futuro de manera semejante.

El manejo del riesgo por inundación como un proceso se ha debatido ampliamente, (UNDRO, 1991; Placa, 1997) con respecto a los actores involucrados en el proceso. Es más útil interpretar el manejo de riesgos como un proceso que consiste en tres diferentes conjuntos de acciones, según los operadores implicados.

El primero es el conjunto de acciones que se necesitan para operación de un sistema existente. Cuando el sistema ya no es suficiente para satisfacer las necesidades de las personas, por ejemplo, debido a cambios en el uso de la tierra, aumento de la población, o el cambio climático, iniciará el siguiente conjunto de acciones: la planificación de un sistema nuevo o revisado, que se adapta a los cambios de las condiciones. El proceso de planificación conduce a una decisión para el nuevo sistema. Este conjunto es el tercero de ellos, el proceso de obtención de un diseño óptimo para y la construcción de un proyecto.

Sin embargo, muchos ingenieros hidráulicos consideran sólo el tercer nivel como parte de su actividad. Para ellos, la solución a problemas de inundaciones es una cadena lógica iniciar con estudios de inundación por métodos hidrológicos, tales como análisis de valores extremos, selección de una descarga de diseño, tomar una decisión sobre el sistema estructural con la aprobación del diseño, y aplicar lo que se ha decidido, en otras palabras, la solución a los problemas de inundación se considera una tarea de ingeniería clásica.

En cierto modo, esto sigue siendo cierto para las tareas de algunos ingenieros hidráulicos, es decir los que están llamados a hacer el diseño y la construcción de un sistema de protección de inundaciones, una vez que se ha decidido que este sistema será construido. En un marco moderno de diseño, esta tarea también puede ser muy exigente, ya que es necesario hacer un trabajo de ingeniería más eficiente e incluyendo una evaluación exhaustiva de la seguridad del sistema ingenieril contra fallas (Placa, 2000; Vrijling, 1998; Vrijling et al., 1995).

En un nivel más alto, sin embargo, el enfoque de ingeniería debe verse como incrustado en el proceso de toma de decisiones de planificación para el manejo de riesgos de inundación. No sólo los ingenieros están involucrados en este proceso, también muchos grupos sociales, políticos y personas que están directamente expuestas a inundaciones. La secuencia de los tres conjuntos de acciones es consecuencia del hecho de que nunca se realiza la tarea de administración de riesgos de inundación. Cada generación debe reconsiderar sus opciones y establecer sus propias prioridades de acuerdo con el sistema social.

1.4.1 Administración de riesgos de inundaciones

La administración de riesgos por inundación en un sentido estricto es el proceso de controlar una situación de riesgo de inundación existente. En un sentido más amplio, incluye la planificación de un sistema, lo que reducirá el riesgo de inundaciones.

Estos dos aspectos del manejo de riesgo por inundación se considerarán por separado, comenzando con la gestión de un sistema que consiste en los procesos indicados en la Figura 1.6.

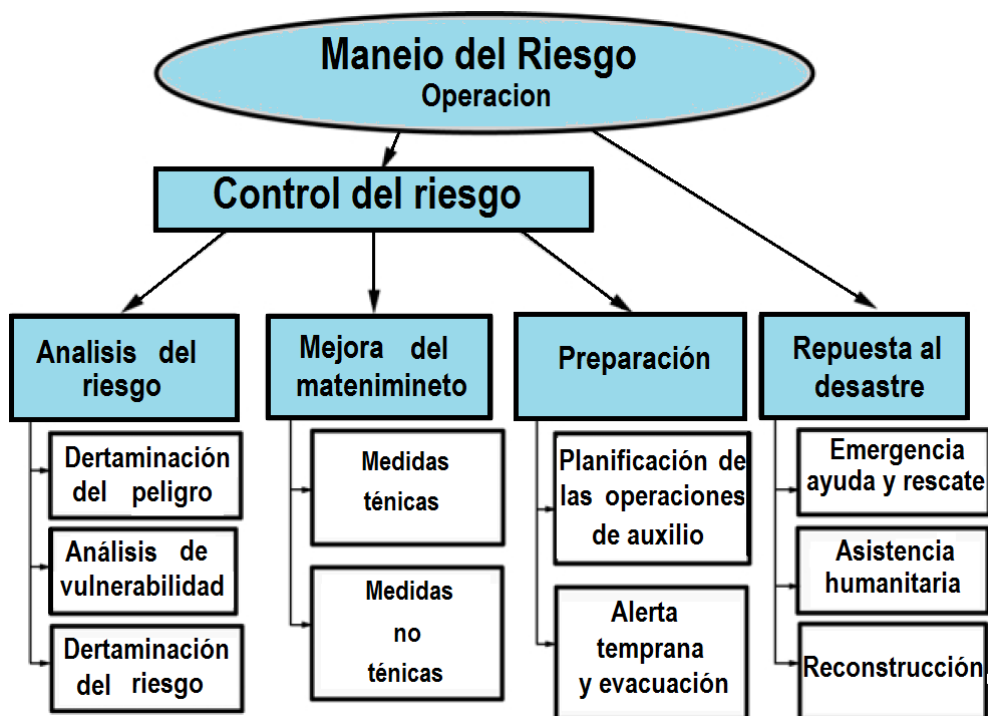


Figura 1.6 Etapas del manejo de riesgo (Eikenberg, 1998).

Administración de riesgos para el funcionamiento de un sistema de protección de inundaciones es la suma de acciones para un enfoque racional para la mitigación de desastres. Su propósito es el control de desastres por inundación, en el sentido que se está preparado para una inundación y minimizar su impacto.

Incluye el proceso de análisis de riesgo, que proporciona la base para las decisiones de manejo a largo plazo para el sistema de protección de inundaciones. La mejora continua del sistema requiere una reevaluación de los riesgos existentes y una evaluación de los riesgos en función de la información disponible más reciente: en nuevos datos, en nuevos desarrollos teóricos o en nuevas condiciones de límite, por ejemplo por cambio climático.

El análisis de riesgo constituye la base para las decisiones de mantener y mejorar el sistema, que es la segunda parte de la operación de un sistema existente. Es obvio que un sistema requiere mantenimiento continuo para siempre estar funcionando como estaba previsto, y que nuevos conceptos de protección pueden requerir mejoras locales del sistema existente. Una tercera parte del manejo es la etapa de preparación, cuya finalidad es proporcionar el sistema de soporte de decisiones necesarias para el caso que ha fallado el sistema. Es evidente que ninguna solución técnica a inundaciones es absolutamente segura. Incluso el sistema no siempre supone que se va hacer, es difícilmente posible ofrecer protección contra cualquier inundación concebible. Siempre existe un riesgo residual, debido a un error de sistemas técnicos, o debido a la inundación extrema que supera la inundación de diseño. Un ejemplo es la inundación del río Oder de 1997 (Bronstert et al 1999; Grünwald et al., 1998).

Un paso importante en la mejora de un sistema de protección de inundaciones es la prestación de mejores sistemas de alerta. Obviamente, la base para un sistema de alerta tiene que ser la prevención, que permite la detección temprana y la cuantificación de una inminente inundación a que está expuesta la población.

El primer paso en la evaluación del riesgo por inundaciones es el diseño de mapas de riesgo. El mismo tipo de mapas para la administración de riesgos operacionales son también la base para la toma de decisiones para casos de desastre.

La evaluación del riesgo, sin embargo, no se detiene a evaluar el riesgo existente. Más bien, analiza cada una de las alternativas estructurales o no estructurales para mitigar los daños por inundaciones. Hasta ahora buenas soluciones técnicas integran la protección de zonas rurales y las zonas urbanas, a través de proyectos de drenaje urbano, regulación de flujo en las zonas rurales y municipales con puentes y alcantarillas diseñados con la inundación de diseño. Estructuras de diques y embalses son opciones técnicas habituales, pero también existen otras posibilidades adaptadas a la situación local, como canales de derivación y pólderes en ríos. La evaluación de riesgos, por ejemplo, también incluye la opción de no hacer nada técnicamente pero se prepara para cuando la inundación aparece, es decir, se prepara para vivir con la situación de las inundaciones.

1.5 Incertidumbre

1.5.1 Definición

El término incertidumbre se refiere a algo que no se conoce con total exactitud, tales como el resultado del lanzamiento de un dado. En general se distinguen dos tipos principales de incertidumbre: inherente y la incertidumbre de conocimiento (Jonkman, 2007).

Incertidumbre inherente o aleatoria surge a través de la variabilidad (natural) o aleatoriedad en los estados de un sistema. En el ejemplo del dado, La probabilidad (teórica) de cada resultado (1, 2...6) es de 1/6 por lanzamiento. De la misma manera, un volado con una moneda puede dar como resultado cara o cruz y el gasto máximo en un río es diferente año con año. En teoría, esta probabilidad puede evaluarse desde un punto de vista de la frecuencia de ocurrencia si se tiene un número infinito de observaciones.

La **incertidumbre en el conocimiento** o incertidumbre epistémica, surge como su nombre lo indica de una falta de conocimiento. En este caso, el cálculo de la probabilidad está basado en un número limitado de datos o en modelos con limitaciones en la descripción física de los procesos, que a su vez hacen el resultado incierto. En un sentido científico, es posible reducir o eliminar por completo las incertidumbres del conocimiento con el uso de mediciones, por medio de la observación y experiencia (Bedford et al. 2002).

Por otra parte, las incertidumbres inherentes representan la aleatoriedad de la naturaleza, por lo que no es imposible reducirlas.

Vrouwenvelder et al. (2000) muestran que la división anterior entre dos tipos principales de incertidumbre se aplica a diferentes sectores, aunque es posible utilizar diferentes palabras para su descripción. Van Gelder (2000) propone otra clasificación de incertidumbres (ver también Apostolakis, 1990), en ella las incertidumbres inherentes existen en espacio y tiempo. Mientras que las incertidumbres del conocimiento se dividen en incertidumbres de modelo y estadísticas.

La incertidumbre de modelo representa el hecho de que los procesos y fenómenos que se describen no son completamente conocidos y comprendidos. Por su parte, la incertidumbre estadística nace de la falta de certeza de que la función estadística elegida proporcione una descripción adecuada del fenómeno. La incertidumbre estadística se subdivide a su vez en incertidumbre debida al tipo de distribución y a la definición de los parámetros de esta distribución.

La Figura 1.7 presenta un resumen de las incertidumbres descritas en esta sección. Cabe señalar que las fronteras entre las sub-categorías de incertidumbre no son totalmente distintas. Sin embargo, se considera que la clasificación propuesta de incertidumbres es un marco de trabajo útil para una identificación estructurada de las incertidumbres y su tratamiento en el manejo de riesgos.

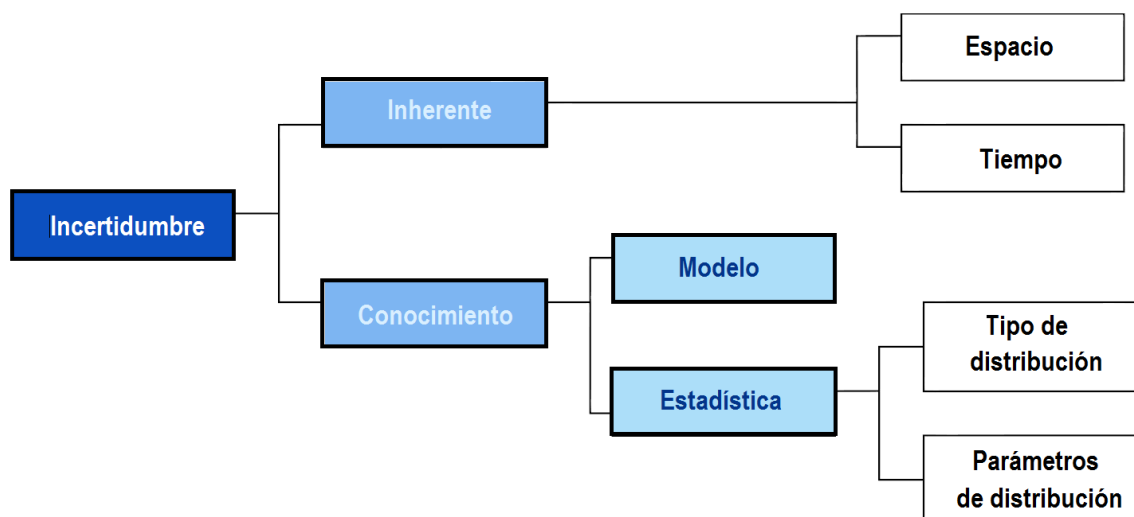


Figura 1.7 Etapas del manejo de riesgo (Eikenberg, 1998).

1.5.2 Estimación de la incertidumbre

A nivel global, existe la impresión de que como hidrólogos o ingenieros hidráulicos no podemos ignorar las incertidumbres inherentes al realizar predicciones. Por el contrario, existen autores que señalan que se ha subestimado gravemente el problema (Andréassian et al., 2007).

Las discusiones se han centrado en dos preguntas, cómo estimar las incertidumbres y cómo presentar los resultados de las investigaciones a la población en general y a los tomadores de decisiones. Entre otros, Hall et al. (2007), Todini et al. (2007) y Montanari (2007), han manifestado que tanto los usuarios como los tomadores de decisiones necesitan entender la base para la estimación de la incertidumbre y su significado. Estos autores sugieren que la mejor forma lograr lo anterior es por medio del uso de métodos de verosimilitud, de tal suerte que las incertidumbres pueden ser interpretadas directamente en términos de la probabilidad de un resultado futuro (observación).

Beven (2008) sugiere que esta sería la mejor forma de hacerlo en la práctica, si estamos seguros de que:

1. Nuestros modelos son representaciones adecuadas de la respuesta del sistema.
2. Que se puede encontrar un modelo de error apropiado para definir una función de probabilidad adecuada y
3. Que estamos seguros de que la estructura de error está basada en la calibración y predicción del modelo.

Por desgracia, es difícil estar seguro de cualquiera de estas condiciones con excepción de los experimentos hipotéticos que se realizan en modelos (ej.

Mantova et al, (2006); mientras que en aplicaciones reales, es de esperarse que todas estas condiciones sean inválidas. Sabemos que:

1. Nuestros modelos son necesariamente aproximaciones de la realidad.
2. Nuestros datos están sujetos a errores no estacionarios y
3. Cuando se procesan datos de entrada con errores por medio de un modelo no lineal, la estructura de los residuos de los resultados será compleja y no estacionaria.

Por lo tanto, todos los métodos de verosimilitud estarán equivocados, dado que sólo simplifican la estructura de los errores. Sin embargo, al igual que en el caso de modelos que ignoran la física pero que a veces pueden ser útiles, no hay ninguna razón que justifique no incluir a los métodos de verosimilitud como aproximaciones útiles, al menos en algunos casos. La utilidad de los resultados dependerá de qué tan bien se satisfacen las hipótesis. Por lo tanto, es necesario aplicar una comprobación cuidadosa de las mismas; algo que no siempre ha sido evidente en el campo de la hidrología (Beven, 2008).

Esto no significa que el uso de cualquier método de verosimilitud [como permite, por ejemplo, la metodología (GLUE, por sus siglas en inglés)] sea necesariamente mejor que estimar correctamente las verdaderas incertidumbres (ej. Smith et al., 2008).

Es difícil estar seguros de qué método es el más apropiado para la estimación de la incertidumbre si antes no se realiza una evaluación adecuada de la información que se considera como verdadera en los datos utilizados. En otras palabras el problema no es sólo estadístico, sino también del conocimiento de la naturaleza de las diferentes fuentes de incertidumbre y en particular de su no carácter no estacionario (Beven, 2008). Además del elemento de lo inesperado, asociado a la imprevisibilidad de la naturaleza y a su incertidumbre (Sivakumar, 2008).

Por lo tanto, es normal diferenciar entre incertidumbres aleatorias (estadísticas) y epistémicas (de conocimiento). Es posible tratar a las primeras en términos de probabilidades y verosimilitudes formales y sus errores deberán tener una estructura clara por definición. Lo anterior no es necesariamente cierto para el concepto de incertidumbres epistémicas, que engloba diferentes factores que afectan la precisión e incertidumbre con las que hacemos predicciones.

Las incertidumbres epistémicas (respecto al modelo, sus condiciones de frontera e iniciales) son importantes en aplicaciones reales. Sin embargo, si se desea representarlas en términos de probabilidades y verosimilitud, se hará necesariamente como una aproximación. En algunas ocasiones, esta aproximación podría ser útil para compensar la falta de conocimiento de las fuentes de incertidumbre (ej. en las estrategias de asimilación de datos para predicciones en tiempo real). En otros casos, podría llevar a una estimación errónea de parámetros y predicciones.

Se debe reconocer que es necesario esperar lo inesperado: resultado de variables desconocidas que todavía no se reconocen como importantes y que más aun no

serán reconocidas hasta que algo inesperado sobre ellas sea observado (y las predicciones de los modelos fallen).

Por supuesto, no hay ninguna forma real para permitir lo inesperado, pero es posible ganar más conocimiento a partir del estudio de las fallas de modelos que si simplemente se les compensa por medio de un error estadístico.

En la actualidad, para el caso de la generación de mapas de inundación, no es posible recomendar un método en específico para la estimación de la incertidumbre asociada a estos resultados. Por el contrario, existen diferentes filosofías sobre cómo estimar las incertidumbres y tenerlas en cuenta en los datos de entrada, las mediciones de campo y los errores inherentes al modelo numérico.

1.5.3 ¿Cómo se pueden reducir las incertidumbres en el futuro?

Las respuestas a esta pregunta es muy evidente: mediante la mejora de los modelos utilizados (con mayor conocimiento de la física), mejorando la caracterización de los sitios de estudio (ej. rugosidades, vegetación, tipo de suelo), y definiendo de una mejor manera las condiciones de frontera y de inicio en los modelos numéricos.

Todos estos factores mejoran la precisión de una predicción numérica, tal y como ha quedado demostrado en el corto plazo con las predicciones del clima, las cuales han sido notablemente mejoradas con la asimilación de observaciones (Beven, 2008).

Los parámetros a definir en un modelo hidrodinámico (ej. rugosidad) pueden ser variables en espacio y tiempo. Si somos capaces de mejorar la descripción de la realidad con un modelo se abre una puerta a la reducción de la incertidumbre. Por otra parte, las relaciones entre caudales y características de una cuenca podrían mejorarse con nuevas técnicas de medición y con la obtención de datos más precisos. Esto permitiría la restricción de las incertidumbres en las predicciones del modelo de flujos de inundación.

La evaluación de la incertidumbre en la generación y modelación de mapas de inundación representan una oportunidad en este sentido. No se puede negar que la ciencia hidrológica y la hidráulica aplicadas a problemas del mundo real representan ciencias altamente inciertas.

Para hacer avanzar ambas ramas del conocimiento se tiene que hacer frente a esas incertidumbres y encontrar formas de restricción. El primer paso en este proceso consiste en encontrar formas de representación realistas de las fuentes de incertidumbre. Esto significa re-examinar las técnicas de recolección de datos y parametrización de modelos (y la forma en la que se presenta este último). En forma más rigurosa no debemos de estar satisfechos con una predicción determinista (Beven, 2008).

CAPÍTULO 2

Modelado numérico de inundaciones fluviales

2. Modelado numérico de inundaciones fluviales

Las llanuras de inundación que conforman los humedales en general, dependen en gran medida de los ciclos de inundación y secado que se generan como resultado de la dinámica en las cuencas hidrológicas. Los humedales pueden ser clasificados de acuerdo a la presencia de agua en ellos, como permanentes, semi-permanentes y perenes. En ciertos periodos de tiempo, el flujo de inundación en estas zonas puede conectar ríos y lagunas. En consecuencia, la importancia ecológica de estos sistemas, es evidente. Para citar un ejemplo, la alteración de la hidrodinámica de estos sistemas tiene claras consecuencias ecológicas sobre su eutrofización y contenido de oxígeno, los cuales son parámetros clave para la sobrevivencia de la diversidad en la vegetación y la fauna nativa.

La administración de los recursos hídricos en todo el mundo (ej. regulación de flujos por estructuras de control), ha producido una alteración significativa de los patrones de flujo en muchos sistemas ribereños (Chauhan et al. 2005; Kingsford, 2000; Sánchez-Carrillo et al. 2004). Estas alteraciones, requieren de un cuidadoso manejo por parte de las autoridades encargadas, a fin de que sea posible delimitar y administrar los efectos que producen. Debido a la presión sobre la disponibilidad y uso del agua en todo el mundo, las prácticas del manejo de este recurso, han sufrido cambios drásticos orientados hacia una distribución más equitativa y sustentable. Es precisamente en este marco de trabajo donde se encuentra el manejo y delimitación de los humedales.

Por otra parte, es bien sabido que la modelación numérica de flujos de inundación sobre llanuras y humedales, es una herramienta de gran utilidad práctica no sólo para determinar los impactos ecológicos de una región sino también para proteger los bienes y/o comunidades aledañas. El presente estudio documenta los modelos bi-dimensionales que son utilizados con mayor frecuencia en la literatura, para determinar los flujos de inundación sobre llanuras (ej. humedales). De tal suerte que sus resultados proveen información vital para la determinación del área, duración, frecuencia y magnitud de la inundación.

2.1 Tipos de modelos para flujos en llanuras de inundación

Los modelos numéricos utilizados para resolver problemas de inundación y flujos en tierras bajas (ej. humedales), en la hidráulica fluvial y la hidrología, cubren un amplio espectro de metodologías. Con objeto de clasificar las hipótesis a las que se ajustan las diversas aproximaciones existentes, Chow et al. (1998) dividieron los modelos en diversas categorías con base en tres parámetros clave: aleatoriedad, espacio y tiempo. Una división alternativa, frecuentemente utilizada por los modeladores, es la que se define a través de los conceptos aplicados en el modelo para describir el comportamiento del sistema. Con lo que se definen tres categorías:

- **Modelos de caja negra.** Este tipo de modelos son aquellos que se basan en el comportamiento de datos, en los que se adopta una relación entre dos variables de interés (entrada-salida). Ejemplos de este tipo de modelos están representados por los métodos de redes-neuronales (Cameron et al. 2002), y correlaciones entre bases de datos (Young et al. 1997; Lees 2000). Para utilizar este tipo de aproximación, se requiere una gran cantidad de información (ej. gastos en los ríos, niveles, elevaciones, clima etc.) de tal suerte que se pueda establecer cierta correlación entre la causa y el efecto que se desea investigar. Usualmente, las funciones desarrolladas bajo este tipo método no reflejan la física del problema en estudio. Por lo que en México, su uso está limitado dada la poca cultura de medición que existe.
- **Modelos basados en la física.** Este tipo de modelos, también conocidos como modelos de procesos, son los más complejos de todos. Tienen su base en los principios fundamentales de la física del problema hidráulico, y se requiere de una adecuada adaptación mediante condiciones de frontera apegadas a la realidad. En su aplicación para la simulación de flujos en ríos y grandes dominios de inundación (ej. llanuras), se requiere de un proceso de calibración que a su vez necesita mediciones de campo a fin de validar la herramienta numérica (Madsen, 2003).
- **Modelos conceptuales.** Se refieren a aquellos que ofrecen cierto compromiso práctico entre los modelos de procesos y los modelos de caja negra (Viney et al., 2000). Estos modelos utilizan ecuaciones empíricas de los procesos considerados como dominantes en un sistema, en lugar de resolver las ecuaciones fundamentales de la física. No requieren de una considerable cantidad de datos de campo como en el caso de los modelos de procesos, pero tienen una clara desventaja en el hecho de que estos modelos requieren pasar por un arduo y largo proceso de calibración (con un conjunto ideal de datos, que no siempre está disponible).

2.1.1 Nota sobre la integración de modelos con datos geográficos

Antes de seleccionar un modelo numérico para describir el flujo en llanuras de inundación, se debe poner particular atención en los datos geográficos disponibles (ej. topografía, batimetría, rugosidad del suelo etc.). En primer lugar, la escala disponible de los datos geográficos determinará en gran medida la precisión y confiabilidad de los resultados numéricos. Es muy probable que las bases de datos existentes, no contengan la información a la escala requerida por un modelo, por lo que se requiere cierta experiencia para seleccionar la escala apropiada de resolución (Beven, 2001).

2.2 Estimación del área de inundación

La estimación del área de inundación en llanuras y humedales es fundamental para la evaluación de la vulnerabilidad de una zona y la administración de los riesgos asociados. La vulnerabilidad se establece por medio del análisis de los mapas de inundación en ciertas áreas dado un cierto periodo de retorno. A pesar de que el público en general puede considerar que toda inundación es inaceptable, es claro para la comunidad científica internacional que este objetivo es inalcanzable. El grado de aceptación de inundación para un periodo de retorno, se establece a través de una evaluación de costo-beneficio comparando las pérdidas potenciales en la zona, con el costo de construcción de obras de defensa para la misma (Dutta et al., 2003). Una vez definida la vulnerabilidad espacial de una zona, el problema estriba en determinar el peligro de inundación. Para ello, se requiere de un mapa que defina la extensión de la inundación y las velocidades de flujo asociadas para los periodos de retorno. El problema entonces consiste en cómo definir mapas confiables que determinen el área de inundación para un periodo de retorno dado.

La Tabla 1 proporciona una revisión de la variedad de modelos disponibles para la determinación de la extensión de inundación en llanuras. El método más simple, consiste en estimar un nivel plano de superficie libre del agua por medio de niveles de agua observados en estaciones hidrométricas. Esta superficie plana se intersecta con datos de elevación provenientes de un modelo digital de terreno (MDE) (Priestnall et al., 2000). Esta metodología no toma en cuenta la hidráulica de la llanura ni el río, y su extrema simplicidad se refleja en la deficiencia de sus resultados (Horrit y Bates, 2001). En consecuencia, se considera que su aplicación para la delimitación de humedales y áreas de inundación es inviable.

Por otra parte, el método de la celda de almacenamiento desarrollado por Cunge (1975) ha sido ampliamente aplicado en la determinación del área de inundación (Cunge et al. 1980; Jonge et al. 1996; Romanowicz y Beven 1998). En este método, la llanura o humedal es dividido en grandes celdas de almacenamiento, con agua fluyendo de los ríos hacia estas celdas y con intercambio de flujo entre celdas. El nivel del agua en las celdas es constante y se determina por medio del balance entre flujos de entrada y salida, similar a un volumen de control, y los flujos se determinan por medio de ecuaciones de flujo uniforme. En este tipo de aproximaciones, la extensión de la inundación y en consecuencia la confiabilidad del modelo está determinada por la forma en la que se definen las celdas (ej. tamaño, elevación).

Además se incluyen los modelos hidrodinámicos que resuelven las ecuaciones de continuidad de flujo en una dimensión y en dos dimensiones. En la Tabla 1 se incluyen, ejemplos de aplicación de estos modelos que están disponibles en la literatura junto con los códigos disponibles para su utilización.

Método	Descripción	Código (ejemplos)	Aplicaciones
Superficie libre del agua	Se define una superficie libre del agua (plana) a través de los valores de nivel obtenidos de estaciones hidrométricas en los ríos. Esta superficie se superpone a un MDE para obtener la inundación.	Ninguno	Priestnall et al. (2000)
Celda de almacenamiento (grande)	El río y la llanura se modelan de forma independiente, la llanura se discretiza como celdas de inundación y el flujo en el río se describe a través de ecuaciones basadas en el flujo uniforme (ej. Manning).	Ninguno	Cunge (1975); Jonge et al. (1996)
Celda de almacenamiento (pequeña)	Similar a la anterior, pero en lugar de discretizar la llanura en celdas asignadas, éstas se determinan en función del MDE. El río es modelado de forma unidimensional.	FLOODSIM, LISFLOOD-FP	Bechteler et al. (1994); Bates and de Roo (2000)
Modelos hidrodinámicos de una dimensión (1D)	Resuelven las ecuaciones de Saint-Venant (1D) por medio de una serie de secciones transversales del río y llanura de inundación, perpendiculares al flujo del río. Los niveles de agua resultantes en puntos 1D, pueden ser dibujados en 2D por medio de una interpolación espacial de los resultados.	HEC-RAS, ISIS, MIKE11, SOBEK	Tate y Maidment (1999); Penning Rowsell y Tunstall (1996); Gourbesville (1998); Werner (2001)
Modelos hidrodinámicos de dos dimensiones (2D)	Resuelven las ecuaciones de aguas someras en 2D, en algunos casos con modelos de cierre de turbulencia. Es posible discretizar la llanura de inundación por medio de mallas regulares (rectángulos) o adaptables (triángulos).	TELEMAC-2D, MIKE21, DELFT-FLS, DELFT3D, TUFLOW, DIVAST, TRENT	Hervouet (2000); Mc- Cowan y Collins (1999); Beffa y Connell (2001); Stelling y Duinmeijer (2003)

Tabla 2.1 Diferentes métodos para el modelado de inundación en llanuras en orden ascendente de complejidad hidráulica.

2.3 Modelos hidrodinámicos en una dimensión (1D)

Los modelos hidrodinámicos en una dimensión (1D) han sido aplicados con cierto éxito para el estudio de los niveles de inundación y descargas en sistemas ribereños a escalas que incluyen las decenas y centenas de kilómetros (Wijbenga et al. 1994; Lammersen et al. 2002; Yoshida y Dittrich 2002). Este tipo de modelos, permiten una evaluación rápida de la distribución del nivel del agua y los gastos en un río considerando efectos de advección y difusión.

Este tipo de códigos se basan en la hipótesis de que el flujo es unidimensional, siendo la dimensión relevante la longitud del problema, a lo largo de la cual se evalúan el gasto y los niveles de agua en el río. Se considera flujo gradualmente variado, de tal suerte que se asume presión hidrostática. La topología del río se define como una serie de ramas interconectadas en nodos, mientras que la geometría se define a través de secciones transversales perpendiculares a la dirección de flujo, con los niveles de agua en cada sección considerada como constante a lo largo de la misma.

Existen una variedad de códigos comerciales y no-comerciales disponibles (ver Tabla 1) y éstos varían dependiendo del objetivo de aplicación y su solución matemática y numérica, aunque la todos se basan en los principios descritos por las ecuaciones de continuidad y momento en su versión de 1D. Además, utilizan la rugosidad de Manning para definir la fricción del fondo tal que:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat}$$
$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} = 0 \quad (2.1)$$

Dado que no existe solución analítica para las ecuaciones descritas en (1), los códigos resuelven el sistema de ecuaciones de forma numérica, principalmente por medio de la técnica de diferencias finitas. Se utilizan dos tipos de discretización espacial, (1) el esquema de caja o Preissmen, donde el nivel del agua y el gasto son definidos de forma conjunta en puntos a lo largo de la malla; ó (2) se utilizan esquemas anidados donde el nivel del agua y el gasto se definen de forma alternada en los nodos de la malla (Cunge et al. 1980).

La Tabla 2 presenta un resumen de los tipos de datos típicos que se necesitan para la puesta a punto de los modelos unidimensionales. Cabe resaltar, que los datos más importantes para la fiabilidad de los resultados obtenidos con este tipo de modelos, son las secciones transversales que determinan la forma del cauce del río.

Datos	Descripción	Fuente posible
Configuración del río.	Disposición del sistema de ríos.	Mapa, fotos aéreas y de satélite.
Nodos.	Ubicación de condiciones de contorno y confluencias.	Mapas, fotos aéreas y de satélite.
Canal principal.	Determinación del canal principal (cauce del río).	Mapas, fotos aéreas y de satélite.
Planicie de inundación.	Elevaciones en la llanura de inundación	Cartografía o levantamiento topográfico de campo
Ubicación/Descripción de estructuras de control	Ubicación, dimensiones y operación de las estructuras.	Levantamiento topobatemétrico en campo
Secciones transversales (ubicación y configuración)	Ubicación y elevación de las estructuras de control	Levantamiento topobatemétrico en campo

Tabla 2.2 Categorías típicas de datos topográficos requeridos para un modelo unidimensional.

Cabe mencionar que es posible obtener mapas de inundación en 2 dimensiones a partir de los resultados de un modelo unidimensional, bajo la hipótesis de que los niveles de agua modelados en 1D permanecen constantes a lo largo de la sección transversal modelada. Dado que, esta sección no representa sólo un punto sino una línea sobre el mapa de la llanura. Haciendo uso de esta hipótesis se pueden proyectar mapas de inundación en 2D, a través de una interpolación entre los niveles de agua descritos en cada nodo (ej. Marche et al. 1990; Werner 2001).

A pesar de que estos métodos de interpolación otorgan una poderosa representación visual de los resultados de un modelo 1D, los resultados obtenidos de esta forma son solamente eso, por lo que no hay una explícita representación hidráulica detallada entre las secciones utilizadas (Bates y de Roo, 2000).

2.4 Modelos hidrodinámicos en dos dimensiones (2D)

Dado que la aplicación de modelos hidrodinámicos unidimensionales está basada en la determinación de niveles de aguas horizontales (ej. constantes) lo largo de la sección transversal, es muy probable que no se les pueda utilizaren situaciones donde las condiciones de flujo son más complejas. Este puede ser el caso tanto de un desbordamiento de un río (Hesselink et al. 2003), como el de un flujo sobre una planicie o humedal con baja pendiente en el terreno (Aronica et al., 1999). A pesar de que es posible emplear modelos 1D representando una red de canales intercomunicados (ej. Doull y Bright, 1996), la dirección del flujo en cualquier punto del dominio estará restringida por la delineación de dichos canales, proporcionando resultados no satisfactorios en donde la dirección del flujo pueda cambiar significativamente, dependiendo de la condición de forzamiento (ej. Beffa y Connell, 2001). En estas condiciones, se requiere como mínimo, el empleo de un modelo hidrodinámico bidimensional (2D).

Este tipo de modelos fueron primeramente desarrollados y aplicados a estuarios y para el modelado de flujos costeros (Li y Falconer, 1995). Bates et al. (1996) enumeraron una lista de requisitos que un modelo bidimensional deberá cubrir para ser utilizado en la descripción de flujos de inundación en llanuras, estos son:

- El campo de flujo debe ser representado en al menos 2 dimensiones de tal suerte que se representen procesos dinámicos conocidos.
- Se debe utilizar un algoritmo numérico eficiente que haga tratable el problema desde el punto de vista computacional.
- El modelo deberá representar la topografía del terreno y la forma arbitraria de los ríos en la planicie (ej. meandros).
- El esquema numérico deberá ser capaz de manejar fronteras movibles en la planicie de inundación, asociadas con el mojado y secado de elementos.

La aplicación de modelos hidrodinámicos en dos dimensiones (2D) para la evaluación del comportamiento del flujo en llanuras de inundación, es hoy por hoy un tópico que ha sido abordado con mucha frecuencia por la comunidad científica internacional. En las últimas dos décadas, se han documentado diversas investigaciones abocadas al flujos extremos (ej. inundación) en ambientes rurales y urbanos (ej. Gee et al., 1990; Bates et al., 1998; Horrit, 2000; Nicholas y Mitchell, 2003; Romanowicz y Beven, 2003; Neelz et al. 2006; Patro et al., 2009).

En consecuencia, se han desarrollado una gran cantidad de códigos que satisfacen los requerimientos por Bates et al. (1996). Estos resuelven las ecuaciones de aguas someras en dos dimensiones, las cuales sin considerar la fricción de viento, se pueden escribir como:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + u \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0$$

(2.2)

Los códigos difieren en el método numérico utilizado para resolver estas ecuaciones y en la discretización empleada para la topografía. Existen tres principios fundamentales: (i) mallas estructuradas o regulares; (ii) mallas no estructuradas; y (iii) mallas curvilíneas. De las cuales, la primera y la segunda representan las más utilizadas para el modelado numérico de inundación en llanuras.

Cuando se utilizan este tipo de modelos, se debe tener cuidado en el balance que representa el costo computacional de la solución del problema y la escala espacio-temporal que se desea resolver.

La creciente disponibilidad de datos de elevación a una resolución adecuada, por ejemplo, altimetría laser o de radar, ha provocado que la aplicación de este tipo de códigos, sea práctica común alrededor del mundo. Desafortunadamente, todavía hay escasez de datos batimétricos para determinar, con la misma precisión, la batimetría de los cauces principales de los ríos, por lo que existe el requerimiento de campañas de campo para obtener datos de precisión adecuada. Esto se debe a que el cauce principal es el forzador dominante y de no contar con una batimetría adecuada en este tipo de modelos, es posible que se añada una incertidumbre adicional a pesar de contar con datos de elevación confiables.

A pesar de la limitación mencionada respecto a la información disponible, es claro que la más completa representación de flujos hidrodinámicos complejos sobre planicies o llanuras de inundación, está dada por los modelos bidimensionales.

2.5 Factores a considerar en el desempeño de un modelo hidrodinámico

Sorooshian y Gupta (1998) notaron que la confiabilidad de los resultados de cualquier modelo hidrodinámico está limitada por las hipótesis, datos de entrada y parámetros utilizados durante su ejecución. Esto conlleva a dos dificultades, la primera de ellas concierne a la selección de la estructura del modelo y la segunda, a la estimación de los parámetros asociados, de tal suerte que el modelo reproduzca el comportamiento del sistema en estudio (Sorooshian y Gupta 1995). El proceso por el cual se seleccionan parámetros adecuados para el modelo y se comparan los resultados con datos independientes (idealmente provenientes de campo) a fin de demostrar su capacidad para describir el sistema, es conocido como calibración y validación.

Investigaciones recientes han demostrado que a pesar del considerable mejoramiento en los recursos computacionales disponibles, la calibración de los modelos numéricos usados de forma cotidiana en la ingeniería hidráulica es un proceso complicado (Sorooshian y Gupta, 1983). La mayoría de los modelos

hidráulicos y notablemente aquellos clasificados como de procesos y conceptuales, contienen alguna descripción de los flujos dinámicos que se consideran más importantes, ya sea a través del uso de ecuaciones con sustento físico (ej. continuidad y momento) o por medio del empleo de relaciones empíricas entre datos de entrada y salida. Evidentemente, entre más procesos son incorporados en la descripción de un sistema, se mejora la capacidad del modelo para reproducir su respuesta real. Sin embargo, cada una de las funciones utilizadas para describir un proceso físico requerirá de proceso de calibración, para lo que se requiere contar con datos de campo que permitan identificar los valores adecuados para caracterizar al sistema. El problema estriba en que es muy común que no se cuente con los datos necesarios para caracterizar todos los procesos de forma individual, lo que introduce cierta incertidumbre en los resultados numéricos. La selección de un modelo sobre otro, depende de la escala espacial del problema a resolver, los recursos computacionales disponibles y las necesidades de cada usuario. Sin embargo, cabe resaltar que un modelo puede ser considerado tan bueno como los datos utilizados para la definición de parámetros, su calibración y validación. La información necesaria para la correcta aplicación de un modelo hidráulico se centra en 4 categorías: (1) Condiciones de frontera; (2) Condiciones iniciales; (3) Datos topográficos; (4) Datos de fricción o rugosidad del terreno; (5) Datos hidráulicos (ej. descargas, niveles en los ríos, etc.).

2.5.1 Condiciones de frontera

La definición de cada condición de frontera depende de cada modelo y generalmente están asociadas a las condiciones que determinan el comportamiento físico de un sistema. Por ejemplo, el caudal de un río, el tránsito de un hidrograma, o la serie de tiempo del nivel medio del mar en una desembocadura. Estos datos, son generalmente determinados a partir de mediciones en campo y permiten que el modelo numérico esté limitado por condiciones de flujo asociadas a la realidad del sistema.

2.5.2 Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales que se requieren para modelo hidráulico, son diferentes para cada modelo utilizado y se utilizan para otorgar un valor a las variables en todos los nodos de cómputo para el tiempo $t=0$. En la práctica, es imposible conocer las condiciones iniciales en todo el sistema que se va a modelar, por lo que se requiere hacer ciertas suposiciones adicionales. Para simulaciones en estado estacionario (ej. flujo uniforme), la simulación se inicia considerando los primeros pasos de simulación como un periodo de calentamiento, considerando los resultados válidos una vez que la solución muestra cierto equilibrio con las condiciones de frontera que se han especificado.

2.5.3 Datos topográficos

La topografía o elevación del terreno es considerada como el dato clave para el modelado de flujos de inundación. Las pendientes naturales del terreno determinan la ruta del flujo, por lo que se necesitan datos de gran precisión y resolución espacial. Tradicionalmente, los modelos hidrodinámicos se ponían a punto con secciones transversales de los ríos tomadas con un espaciamiento de entre 100m y 1000m. Este tipo de información tiene una precisión de milímetros y puede ser considerada en modelos hidrodinámicos 1D. Por otra parte, los datos provenientes de levantamientos topográficos son costosos y tampoco proveen información con una resolución espacial adecuada. En consecuencia, la ingeniería ha visto un aumento considerable en el uso de herramientas de percepción remota.

Existen tres alternativas que han mostrado un potencial razonable para adquirir datos útiles en el modelado hidrodinámico de inundaciones. La estereofotogrametría (Baltasvias, 1999; Lane, 2000; Westaway et al., 2003), la altimetría láser o LIDAR (Krabill et al. 1984; Gomes-Pereira y Wicherson, 1999)

y la interferometría de radares de apertura sintética (Hodgson et al., 2003). Dentro de estas tres opciones, desde el punto de vista económico se destaca la tercera de ellas por la disponibilidad gratuita de los datos provenientes de la Misión Topográfica de Radar (SRTM, por sus siglas en inglés, Rabus et al. 2003).

2.5.4 Datos de resistencia hidráulica

La resistencia hidráulica es un parámetro que representa la suma de una variedad de efectos: la fricción, el arrastre, y el impacto de la aceleración/desaceleración del flujo. Estos se combinan para determinar un coeficiente de arrastre general C_d , que en hidráulica se expresa en términos de los coeficientes de resistencia al flujo como la n de Manning y la C de Chezy, los cuales se determinan a partir de la teoría de flujos uniformes. Esto implica la hipótesis de que la tasa de disipación de energía para flujos no uniformes es igual que la que se presenta para flujos uniformes con la misma pendiente en la superficie libre. Los efectos precisos representados por el coeficiente de fricción para un modelo en particular dependen de su dimensión, ya que la parametrización compensa las pérdidas de energía debidas a procesos no representados en el modelo. Por lo tanto, la buena o mala representación del arrastre en el modelo numérico depende de la discretización seleccionada para representar las secciones transversales del río y sus meandros. Por ejemplo, una discretización con una alta resolución espacial (Δx pequeño), representará de forma explícita una mayor proporción del arrastre en el sistema que una baja resolución (Δx grande) para el mismo modelo.

Sin embargo, existen algunos componentes de la resistencia hidráulica que son más fáciles de abordar. Por ejemplo, la fricción es un parámetro que para el flujo en ríos y canales principales está determinado en función del tamaño medio de grano d_{50} (ej. Hey, 1979). De igual forma, en llanuras de inundación donde dominan los procesos de flujo más que de almacenamiento, se debe determinar un coeficiente de arrastre debido a la vegetación presente en la zona. Sin embargo, la determinación de este coeficiente es bastante complicada dado que las pérdidas de fricción se generan como resultado de la interacción entre las propiedades biofísicas de las plantas y el flujo (Kowen, 1988).

La determinación en campo de este tipo de parámetros en campo es, al igual que la topografía, muy complicada y consume bastantes recursos económicos y tiempo. Por lo que en años recientes, se han empezado a desarrollar técnicas de percepción remota para su definición. Ejemplos de este tipo técnicas están representados por la fotogrametría (Butler et al., 2001) y análisis detallado de información de LIDAR (Mason et al. 2003).

2.5.5 Calibración, validación e incertidumbre

En todos los casos de modelación de flujos sobre llanuras de inundación, se requiere algún tipo de calibración de la herramienta numérica, a fin de que esta reproduzca las condiciones reales en un sistema. Este proceso consiste en identificar valores adecuados para los parámetros y condiciones de frontera (asociados a la realidad), que determinan el comportamiento del modelo numérico. Lo ideal, sin duda es determinar los valores de dichos parámetros (ej. gastos, rugosidades, variaciones en el nivel medio) por medio de campañas de campo intensas (ej. Pedrozo-Acuña et al., 2009).

Sin embargo, en la mayoría de los casos este proceso de calibración se realiza a través de un ciclo de iteraciones sobre valores estimados hasta aproximar el evento que se desea reproducir. Los valores definidos a través de este último proceso, no tienen ninguna interpretación física y deben ser tomados como valores efectivos desde el punto de vista numérico, el cual posee una serie de errores inherentes que añaden cierta duda o incertidumbre a los resultados numéricos. Principalmente, los errores se relacionan a la falta de datos de campo, la representación topográfica del sistema y los gastos en las condiciones de frontera.

CAPÍTULO 3

Campaña de campo

3. Campaña de campo

La zona de estudio seleccionada para este análisis, contiene la desembocadura del río Tonalá y su llanura de inundación asociada. Sin embargo, antes de realizar la conceptualización del área de estudio en el modelo numérico, es necesario entender el funcionamiento hidráulico de este sistema en condiciones normales de operación. Para ello, como parte de los trabajos asociados a la Tercera Fase del Plan Hídrico Integral de Tabasco, se diseñó una campaña de mediciones intensa con el propósito de caracterizar los flujos, las mareas, y la salinidad en la desembocadura del río (Pedrozo-Acuña et al. 2010). Adicionalmente, se utilizará esta información para la adquisición de un valioso conjunto de datos necesarios para la validación de la herramienta numérica seleccionada.

Las mediciones que se describen en este trabajo incluyen la batimetría y los caudales en puntos clave a lo largo del río. El conocer los gastos y niveles de agua en la desembocadura permiten definir las condiciones iniciales y de frontera en el modelo hidrodinámico. A continuación, se describen brevemente las mediciones realizadas durante dicha campaña.

3.1 Zona de estudio.

El área de estudio contiene la desembocadura del río Tonalá al Golfo de México, tal y como se presenta en la Figura 3.1. El área comprende una laguna litoral al este de la desembocadura, con la presencia del arroyo Chicozapote y amplias zonas de manglares y llanuras de inundación. Dado que el río Tonalá define la frontera natural entre los Estados de Veracruz y Tabasco, existen zonas urbanas de ambos estados localizadas en la región. En Veracruz, estas son Tonalá, Agua dulce y la población de Gavilán norte. Mientras que en Tabasco se encuentran Cuauhtemoczin y Villa la Venta. La región representa un área de aproximadamente 350km². (Pedrozo-Acuña et al., 2010)

Como se observa en la Figura 3.1, el río Tonalá recibe aportes del río Agua dulcita en Veracruz, que cruza la población del mismo nombre y descarga escurrimientos de este estado a través del río Tonalá. A pesar de que en el pasado se han registrado inundaciones en la población de Agua dulce, estas están asociadas a la poca capacidad hidráulica del río Agua dulcita y no a eventos extraordinarios en el río Tonalá.

Sin embargo, es claro que entre ambos sistemas existe interacción, la cual será considerada a través de la definición de un gasto promedio para el río Agua dulcita.



Figura 3.1 Ubicación del Río Tonalá en la costa del Estado de Tabasco, México, con nombres de poblaciones cercanas.

3.2 Mediciones

Es sabido que la correcta modelación de flujos de inundación, requiere de información topográfica y batimétrica precisa y de buena resolución espacial, dado que la calidad de la información condiciona en gran medida los resultados numéricos asociados a la hidrodinámica. Evidentemente, una mayor resolución y precisión de la información reduce la incertidumbre en la identificación de zonas vulnerables ante inundaciones.

Dentro de las mediciones puntuales de flujo y nivel obtenidas, se incluyen aquellas recabadas por medio del anclaje de dos instrumentos distintos (Figura 3.2, panel izquierdo) en los sitios identificados por: 1) la desembocadura y 2) un punto ubicado 12 km aguas arriba de la desembocadura.

Además de estas mediciones estáticas, se realizaron mediciones dinámicas del flujo (caudal) en 4 secciones transversales dentro del sistema (ver Figura 3.2, panel derecho) a fin de evaluar el comportamiento hidráulico del mismo durante condiciones normales de operación.



Figura 3.2 Panel izquierdo: Localización de los instrumentos anclados en el río Tonalá (○). Panel derecho: Ubicación de los transectos recorridos con el corrientímetro ADP (a) en la desembocadura durante un ciclo de 12 horas, (b) en tributario al este del Río Tonalá, (c) en el tributario Agua Dulcita, y (d) en ubicación del corrientímetro vector. [Imagen obtenida de GoogleEarth].

3.2.1 Batimetría

Las mediciones de batimetría en el sistema del Río Tonalá son de suma importancia para lograr una correcta representación numérica de los flujos en este sistema.

Para la adquisición de esta información se utilizó una ecosonda de doble frecuencia sincronizada a un sistema de GPS diferencial (base y móvil) sobre una embarcación. La antena del GPS móvil se colocó en el extremo superior de una varilla de 2m de longitud fijada a la embarcación (Figura 3.3). En el extremo inferior de la varilla se colocó el transductor de la ecosonda, el cual se ubicó algunos centímetros bajo el agua. Los datos que proporcionan la ecosonda y el GPS son complementarios. La ecosonda nos aporta datos de profundidad relativos a la posición del transductor (distancia entre el transductor y el lecho del río/laguna), y el GPS diferencial nos aporta datos de la posición geográfica del transductor respecto al elipsoide. Los datos de elevación resultantes pueden ser referidos posteriormente a distintos niveles de referencia (ej. nivel medio del mar, etc.).



Figura 3.3 Sistema de medición de batimetría. Panel superior: Ecosonda controlada desde una computadora portátil. Panel inferior: antena del GPS diferencial (rover) sujeta a la embarcación y al transductor de la ecosonda por medio de una barra metálica.

En consecuencia, es necesario contar con un nivel de referencia que sea independiente de las variaciones del nivel del agua, debido a que esta puede verse modificada por la crecida de ríos, mareas y gradientes de presión por viento. De tal modo, que los datos obtenidos por la ecosonda, representan la distancia entre el transductor y el fondo de lacustre o marino, según sea el caso.

Para referir los datos de elevación al nivel medio del mar (nmm) se utilizó la información de nivel del agua registrada con el sensor de presión del *CTD diver* que se instaló en la boca del río Tonalá, corregida con presión atmosférica registrada con el baro-diver afuera del agua. El valor promedio de profundidad durante el periodo correspondiente a la campaña de campo en el sitio donde se ancló el *CTD diver* (Figura 3.2) es de 8.12 m. El punto más cercano de batimetría tiene un valor de -20.53 m respecto al elipsoide. Por lo tanto el nivel medio del mar se encuentra 12.41 m por debajo del elipsoide (para el periodo correspondiente a la campaña de campo). De esta manera, los datos batimétricos referidos al elipsoide pueden ser referidos al nivel medio del mar.

Por otra parte es esencial contar con datos de la línea de costa, ya que ésta es la que delimita los cuerpos de agua. La línea de costa se digitalizó a partir de una imagen satelital georeferenciada de la NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration). En la Figura 3.4 se puede observar la imagen satelital y la línea de costa digitalizada, junto con las trayectorias de la embarcación durante el levantamiento batimétrico.

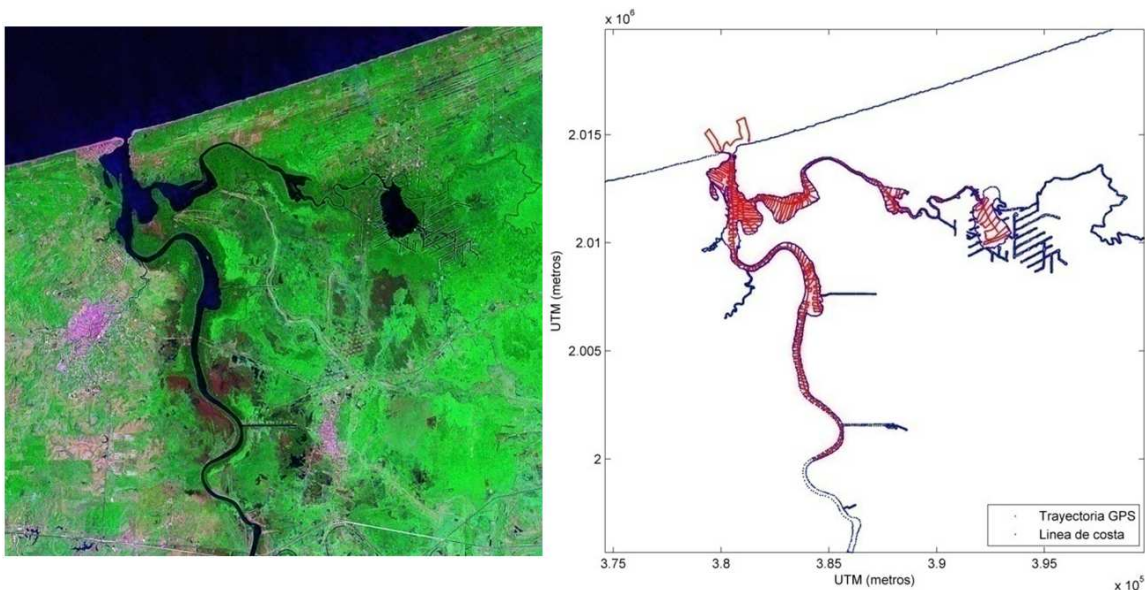


Figura 3.4 Panel izquierdo: Imagen satelital del área de estudio. Panel derecho: línea de costa digitalizada (en azul) indicando las trayectorias de la embarcación registradas con el GPS diferencial (en rojo).

3.2.2 Velocidad del Flujo

3.2.2.1 Flujo en la desembocadura del Río Tonalá (argonauta)

El argonauta es un corrientímetro monostático Doppler, el cual mide la velocidad de la corriente en toda la columna de agua y posee además un sensor giro compás para registrar la dirección de la corriente. Para la instalación del argonauta se utilizó una pirámide metálica (Figura 3.5), en la cual se colocó además un CTD diver. Los instrumentos se anclaron en la desembocadura (Figura 3.2), a una profundidad de aproximadamente 8.12 m.

El CTD diver es un pequeño instrumento (aprox. 15 cm de largo) que mide conductividad, temperatura, y profundidad (**C**onductivity-**T**emperature-**D**epth). Los datos de profundidad CTD diver deben ser corregidos por la presión atmosférica, ya este instrumento mide la presión total (presión atmosférica + presión de la columna de agua). Estos datos, especialmente los de variación en el nivel del agua, son de gran utilidad para calibrar y validar el modelo.

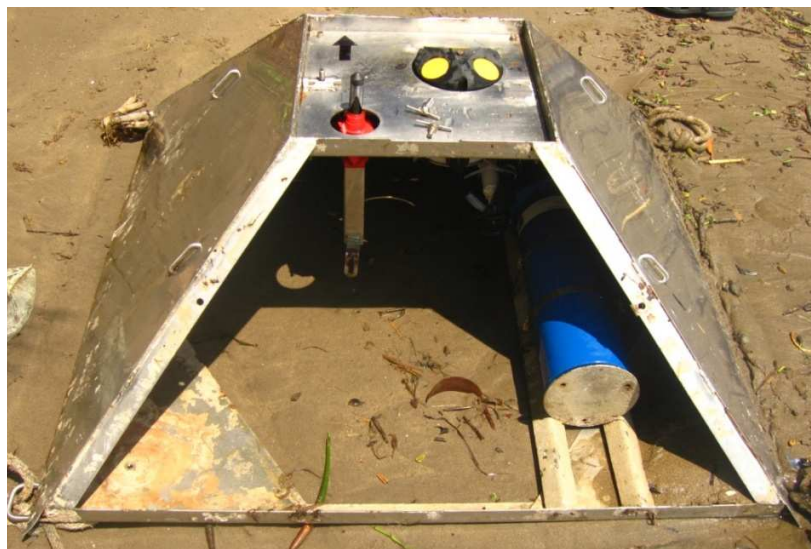


Figura 3.5 Configuración de la estructura utilizada para anclar el corrientímetro (argonauta) en la desembocadura del río Tonalá.

Se obtuvieron series temporales de velocidad y dirección de flujo con el argonauta (Figura 3.6).

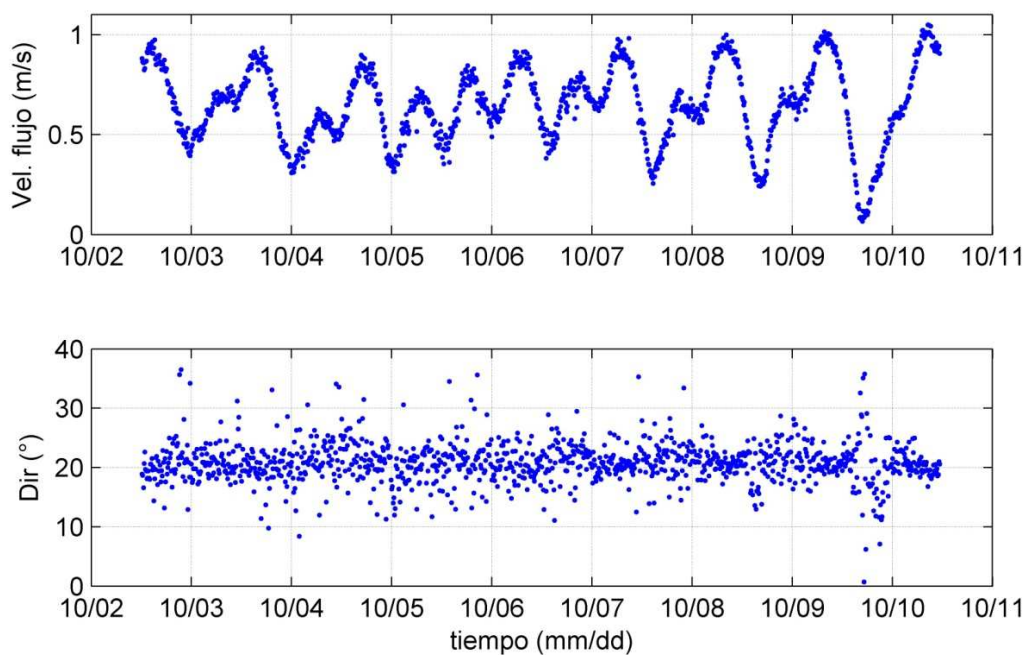


Figura 3.6 Series temporales de velocidad y dirección de flujo medidas con el argonauta en la desembocadura del río Tonalá.

Se observa que la velocidad del flujo (Figura 3.6, panel superior) depende en gran medida de la variación del nivel del mar (Figura 3.7), siendo éstas inversamente proporcionales. Es decir, al aumentar el nivel del mar, disminuye la velocidad de la corriente y viceversa. En algunas ocasiones el flujo disminuye notablemente, llegando incluso a detenerse al final del día 10/09. Durante el periodo correspondiente a la campaña de campo, se observó un valor medio de velocidad de la corriente de 0.65 m/s, un valor mínimo de 0.06 m/s, y un valor máximo de 1.05 m/s.

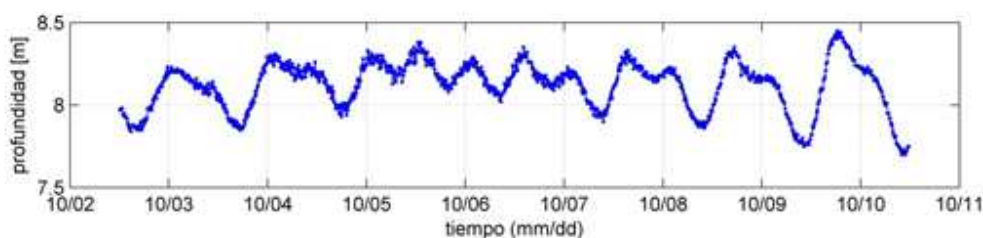


Figura 3.7 Profundidad en la desembocadura del Río Tonalá.

En cuanto a la dirección de la corriente, ésta se mantiene más o menos constante alrededor de los 20° azimutal, lo que corresponde a una dirección persistente hacia el NNE (Figura 3.7, panel inferior).

3.2.2.2 Flujo a 12 km de la desembocadura del Río Tonalá (vector)

Para las mediciones de flujo a 12 km de la desembocadura se utilizó un corrientímetro tridimensional en forma de tripié conocido como *vector* (Figura 3.8). Este instrumento, además de aportar datos de la velocidad del flujo en las tres dimensiones, aporta datos del nivel del agua, ya que cuenta con un sensor de presión. Estos datos son de gran utilidad tanto para forzar el modelo (condiciones iniciales y de frontera) como para calibrarlo.

El instrumento se configuró para realizar mediciones cada 10 minutos y durante 1 minuto (a 1 Hz). Las 60 mediciones realizadas cada 10 minutos, se promedian para obtener un solo valor de velocidad cada 10 minutos. El instrumento mide la dirección y magnitud del flujo en u (W-E), v (N-S), y w (\uparrow - \downarrow).



Figura 3.8 Corrientímetro vector utilizado para medir flujo y nivel a 12 km de la desembocadura del río Tonalá.

El instrumento se colocó a una profundidad de aproximadamente 4.8 m y a 12 km de la desembocadura. El instrumento proporciona información del flujo en tres dimensiones, además de datos de nivel del agua a partir de datos de presión. Los datos de presión están dados en decibares (db), y un db equivale aproximadamente a un metro de columna de agua (m.c.a.), por lo que la presión se presenta en unidades de metros. Por otro lado, a partir de las tres componentes de velocidad de flujo, se puede calcular la dirección y magnitud del flujo a cada paso de tiempo.

En la Figura 3.9 se muestran las series temporales de profundidad (variación del nivel, velocidad y dirección de flujo). Se observa que la velocidad de la corriente depende claramente de la variación de nivel del mar aún a 12 km de la desembocadura, siendo estas inversamente proporcionales. La amplitud de la variación de ambas variables aumenta hacia el final del periodo correspondiente a la campaña de campo (mareas vivas). El valor medio observado de velocidad de la corriente fue de 0.53 m/s, el valor mínimo de 0.35 m/s, y el máximo de 0.69 m/s.

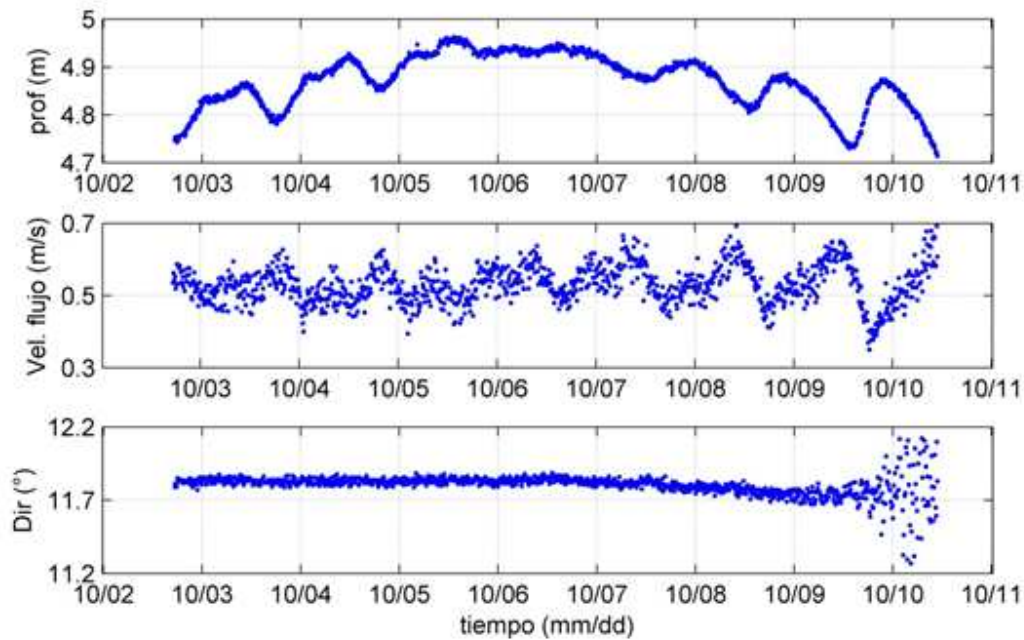


Figura 3.9 Series temporales de nivel, velocidad, y dirección de la corriente, medidas con el corrientímetro vector a 12 km de la desembocadura del río Tonalá.

3.2.3 Caudales

Es de suma importancia el conocer la cantidad de agua que entra y sale por la desembocadura en cuestión y su interacción con las corrientes generadas por los cambios en el nivel del mar. En este caso se analiza el caudal en 4 transectos del sistema del río Tonalá (Figura 3.2): (a) en la desembocadura del Río Tonalá, (b) en tributario al este del canal principal (c) en Agua Dulcita, y (d) a 12 km de la desembocadura del río Tonalá coincidente con la ubicación del corrientímetro *vector*.

Sistema de medición

Se utilizó un correntómetro acústico ADP (Acoustic Doppler Profiler) de la marca Sontek con el propósito de obtener perfiles de velocidad a lo largo de la columna de agua y a través de cada transecto. La ubicación de los transectos recorridos se señala en la Figura 3.2. El ADP se instaló en una embarcación (Figura 3.10) con la cual se recorrió los transectos señalados.



Figura 3.10 Perfilador de corrientes (ADP) instalado en la embarcación utilizada para recorrer los 4 transectos señalados.

A partir de los datos de velocidad medidos con el ADP, es posible conocer la magnitud y dirección del caudal en la sección transversal indicada en cada caso. Estos datos son de gran utilidad para validar el modelo numérico y garantizar la obtención de buenos resultados a partir de las simulaciones.

Los transectos mencionados se recorrieron varias veces seguidas por hora (Figura 3.11), para así obtener varios valores de caudal por hora. A partir de estos datos es posible contar con un valor de caudal más confiable al poder calcular un caudal promedio y máximo por cada hora durante el ciclo de 12 hrs en el transecto de la desembocadura del canal principal, lo que se traduce en una serie temporal de caudal promedio (Figura 3.12) y otra de caudal máximo (Figura 3.13). En el resto de los transectos se cuenta con un solo valor de caudal promedio y caudal máximo.

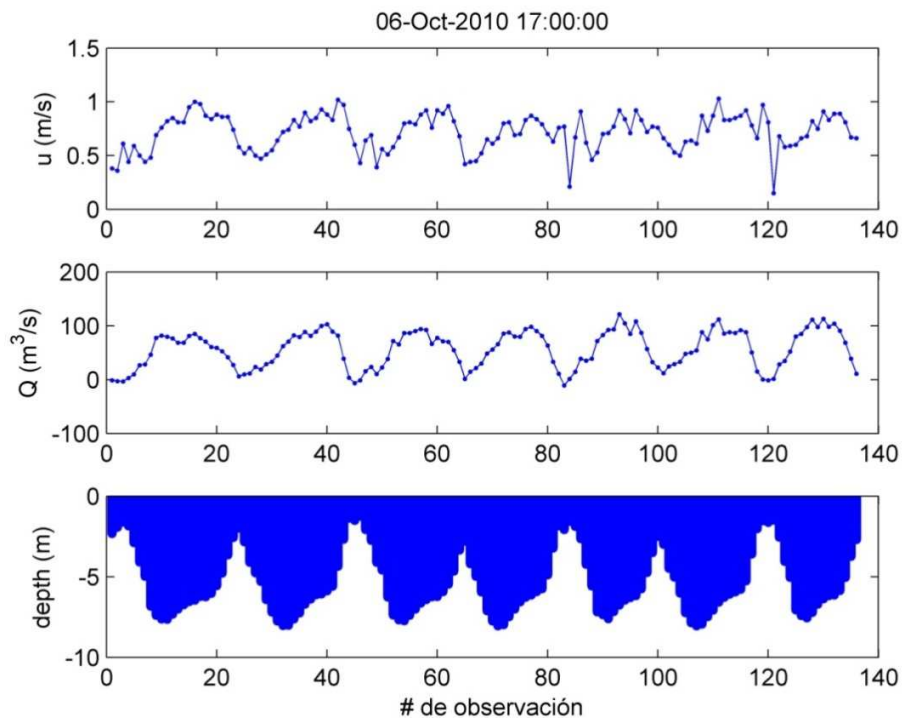


Figura 3.11 Ejemplo de datos obtenidos con el corrientímetro ADP a lo largo del transecto ubicado en la desembocadura del río Tonalá para una hora (17 hrs) durante el ciclo de 12 h. Se muestran series temporales de flujo, gasto, y profundidad de los 7 recorridos que corresponden a las 17 hrs.

3.2.3.1 Caudal en la desembocadura del Río Tonalá

El comportamiento del caudal medio, Q_{prom} , y el caudal máximo, Q_{max} , en la desembocadura del Río Tonalá en relación con la variación del nivel del mar se ilustra en las Figuras 3.13 y 3.14. En la parte superior de cada figura se muestra la magnitud del caudal cada hora durante medio ciclo de marea (12 hrs aproximadamente), y en la parte inferior de la figura se muestra la variación del nivel del mar para el mismo periodo. Tanto para Q_{prom} como para Q_{max} se observa que la magnitud y dirección del flujo que pasa por la desembocadura está condicionada en gran medida por la variación de nivel del mar, η , medida con el CTD diver en la desembocadura.

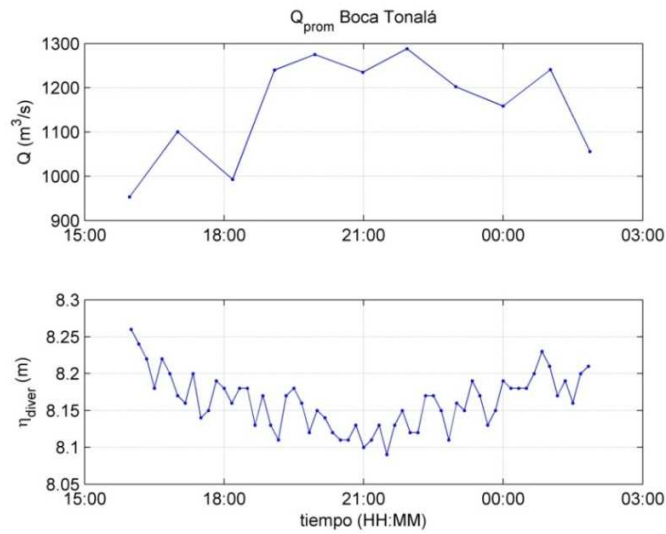


Figura 3.12 Serie temporal de caudal promedio, Q_{prom} , en la desembocadura del Río Tonalá (panel superior), y nivel del mar, η , (panel inferior).

El valor del caudal en la desembocadura del río (Q_{prom} y Q_{max}) es siempre positivo, es decir, el flujo dominante es siempre en dirección hacia el mar. En cuanto a la magnitud del caudal, ésta es máxima durante la bajamar, cuando el flujo del río es dominante y encuentra menor resistencia. Asimismo, durante la pleamar, el valor del caudal disminuye, cuando las corrientes del río y de la marea se oponen.

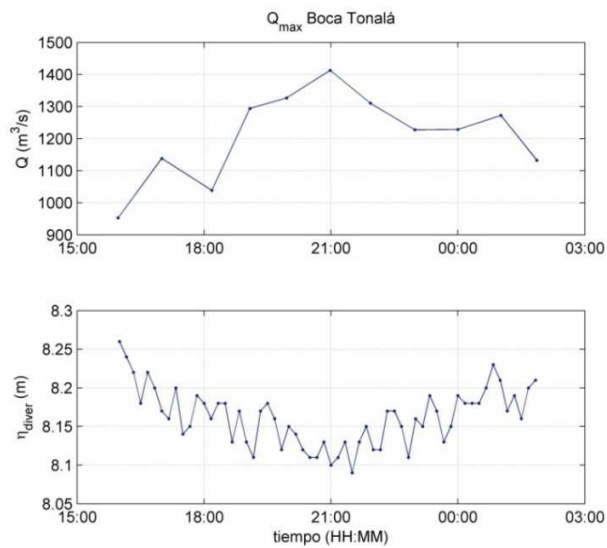


Figura 3.13 Serie temporal de caudal máximo, Q_{max} , en la desembocadura del Río Tonalá (panel superior), y nivel del mar, η , (panel inferior).

El valor máximo de caudal promedio medido durante el ciclo de 12 horas fue de 1288 m³/s, el mínimo de 953.1 m³/s, y el valor medio de 1158.4 m³/s (Figura 3.14). Para la serie temporal del caudal máximo registrado cada hora, se encontró un valor máximo de 1413 m³/s, mínimo de 953.1 m³/s y medio de 1212.3 m³/s (Figura 3.13).

3.2.3.2 Caudal en pequeños tributarios

Se realizaron mediciones de flujo a lo largo de dos transectos en tributarios del Río Tonalá, uno ubicado al este del canal principal del río y otro al suroeste denominado Agua Dulcita (Figura 3.2, panel derecho, (b) y (c)).

En el tributario al este del canal principal el caudal promedio es de 112.24 m³/s, y el caudal máximo es de 199.2524 m³/s. Mientras que en el tribuario Agua Dulcita los caudales son mucho menores, siendo el caudal promedio de 22.46 m³/s, y el caudal máximo de 33.91 m³/s.

3.2.3.3 Caudal a 12 km de la desembocadura del Río Tonalá

Adicionalmente, se realizó un transecto de mediciones con el ADP coincidente a la ubicación del vector, señalado con una línea amarilla en la Figura 3.3. El valor promedio de caudal en este punto resultó de 894.65 m³/s y el valor máximo de 939.71 m³/s. El valor promedio (Q_{ADP} de aquí en adelante) se utilizará posteriormente para obtener una serie temporal de Q en el transecto ubicado a 12 km de la desembocadura.

El ADP también registra datos de profundidad y distancia entre los perfiles de velocidad. A partir de esta información se puede calcular el área total de la sección transversal de la cuenca del río frente a la ubicación del vector, A . Conociendo ese dato, es posible hacer un cálculo aproximado del caudal a partir de la serie temporal de velocidad medida con el vector, Q_v . Ya que el vector se encuentra cerca del lecho y de la margen del río, la velocidad medida es menor que la que existe cerca de la superficie. En consecuencia, el cálculo de Q estará subestimado. Este error podría disminuir al utilizar un factor de corrección, $f_c = Q_{ADP}/Q_v$, en base al cálculo de caudal a partir de las mediciones con el ADP frente a la posición del vector, Q_{ADP} . El valor de Q_{ADP} corresponde a una sola medición del vector.

En la Figura 3.14 se muestra la serie temporal de Q calculada en base a la velocidad del vector ($Q_v = U_v \cdot A$), el cálculo de Q con las mediciones del ADP (Q_{ADP}), el cual es mayor que Q_v en ese paso de tiempo, indicando que Q_v subestima el valor de caudal. Por último se muestra la serie temporal de Q una vez aplicado el factor de corrección ($Q = Q_v \cdot f_c$). Adicionalmente, se muestra la serie temporal de caudal observada en la desembocadura del río durante el ciclo de 12 horas. Se observa que la magnitud de Q en la desembocadura es mayor al estimado con el factor de corrección, lo que tiene sentido ya que se suman otros caudales al caudal principal del río antes de llegar a la desembocadura.

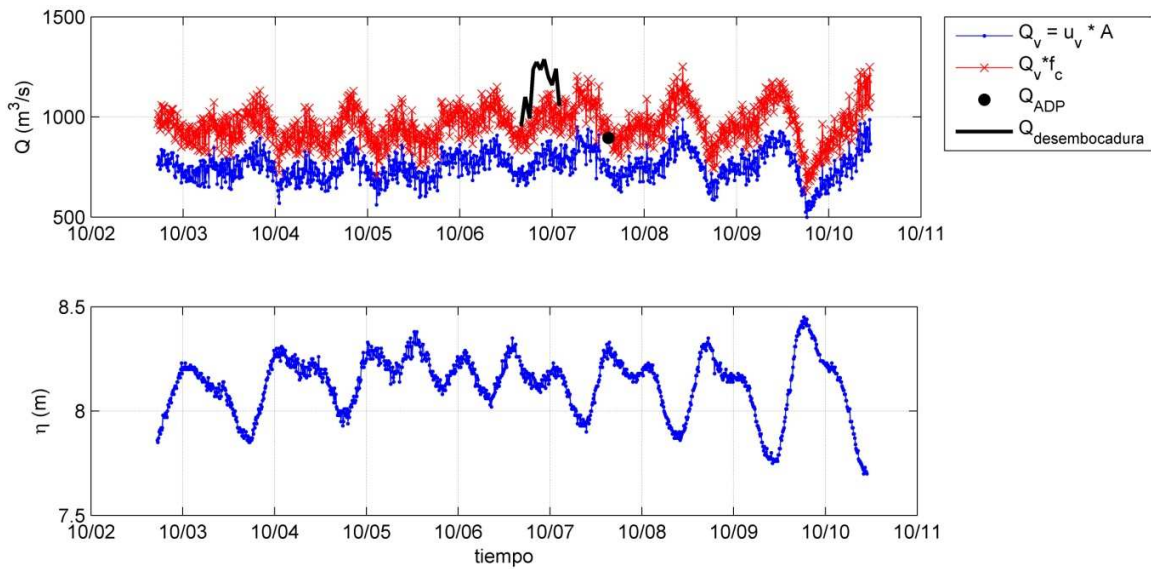


Figura 3.14 Series de tiempo de caudal, Q , en el Río Tonalá, calculado sólo a partir de las velocidades medidas con el vector (Q_v , línea azul), calculado a partir de las mediciones con el ADP en un paso de tiempo (Q_{ADP} , punto negro), aplicando un factor de corrección al Q_v (línea roja con cruces), y en la desembocadura del río (ciclo de 12 horas, línea negra). La variación del nivel del mar se muestra en el panel inferior.

Esta información resulta muy valiosa, tanto para calibrar/validar el modelo en ese punto del río con la serie temporal de nivel, como para obtener un valor de caudal medio ($\approx 957.77 \text{ m}^3/\text{s}$) durante toda la campaña de campo que sirva como forzamiento para las modelaciones.

CAPÍTULO 4

Modelo hidrodinámico en dos dimensiones

4. Modelo hidrodinámico en dos dimensiones

El modelo utilizado para hacer las simulaciones numéricas en esta tesis, es el conocido como MIKE21 desarrollado por el DHI (Danish Hydraulic Institute). Este modelo utiliza un mallado flexible y ha sido desarrollado para ambientes oceanográficos, costeros, y estuarinos. El sistema de modelado ha sido aplicado con éxito en estudios de inundación durante la Segunda Fase y Tercera Fase del PHIT a cargo de la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Pedrozo-Acuña et al. 2009; Pedrozo-Acuña et al. 2010).

El sistema está basado en la solución numérica de las ecuaciones promediadas de Reynolds (Reynolds averaged Navier-Stokes equations) en dos dimensiones e incompresibles, implicando suposiciones de Boussinesq y de presión hidrostática. Por lo tanto, el modelo consiste de ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento, temperatura, salinidad, y densidad, y está tiene un esquema de cierre de turbulencia.

La discretización espacial de las ecuaciones primitivas se realiza utilizando un método de volumen finito de celda centrada. El dominio espacial es discretizado por subdivisión del continuo en elementos/celdas que no se traslapan. En el plano horizontal se utiliza una malla no estructurada, cuyos elementos pueden ser triángulos o cuadriláteros.

Este capítulo tiene como propósito, la presentación del marco teórico en el que se circunscribe el modelo utilizado en este trabajo de investigación. Además se presenta su puesta a punto para la representación de la zona de estudio y la validación de sus resultados por medio de la comparación con datos provenientes de la campaña de campo.

4.1 Ecuaciones de gobierno (aguas someras)

El modelo está basado en la solución de las ecuaciones incompresibles promediadas de Reynolds (RANS - Reynolds averaged Navier-Stokes equations) incompresibles, sujetas a suposiciones de Boussinesq y de presión hidrostática.

La ecuación local de continuidad está dada por

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = S \quad (4.1)$$

Y las dos ecuaciones horizontales de momentum para la componente x y y , respectivamente

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial vu}{\partial y} + \frac{\partial wv}{\partial z} = fv - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \rho_a}{\partial x} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial \rho}{\partial x} dz - \frac{1}{\rho_0 h} \left(\frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} \right) + E_u + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) + u_x S \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v^2}{\partial y} + \frac{\partial vu}{\partial x} + \frac{\partial wv}{\partial z} = fv - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{l}{\rho_0} \frac{\partial \rho_a}{\partial y} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial \rho}{\partial y} dz - \frac{l}{\rho_0 h} \left(\frac{\partial s_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} \right) + F_v + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) + v_x S$$

(4.3)

Donde t es el tiempo; x , y y z son las coordenadas cartesianas; η es la elevación de la superficie; d es la profundidad de reposo; h es la profundidad total; u , v y w son las componentes de velocidad en la dirección x , y y z ; $f=2\Omega \sin\varphi$ es el parámetro de Coriolis; (Ω es la tasa de revolución angular y φ la latitud geográfica); g es la aceleración por la gravedad; ρ es la densidad del agua; S es la magnitud de la descarga de los puntos de referencia; s_{xx} , s_{yx} y s_{yy} son las componentes del tensor radiación; v_t es la viscosidad turbulenta vertical; ρ_a es la presión atmosférica; ρ_0 es la densidad de referencia del agua y (u_s , v_s) es la velocidad a la cual el agua es descargada al medio ambiente.

Los términos del esfuerzo horizontal se obtienen de la relación de gradiente de esfuerzo:

$$F_u = \frac{\partial}{\partial x} \left(2A \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right)$$

(4.4)

$$F_v = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(2A \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) \right)$$

(4.5)

Así las variables se determinan:

$$H = \eta + h$$

(4.6)

$$S_{xx} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^\eta (\rho u^2 + p) dz dt - \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^0 p_0 dz dt$$

(4.7)

$$S_{yy} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^\eta (\rho v^2 + p) dz dt - \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^0 p_0 dz dt$$

(4.8)

$$S_{xy} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^0 \rho uv dz dt$$

(4.9)

4.2 Resolución numérica e integración en el tiempo

La discretización espacial de las ecuaciones está basada en el método de volumen finito. En el caso bidimensional los elementos pueden ser polígonos de forma arbitraria. Sin embargo, en este caso consideramos elementos triangulares únicamente.

Considerando la forma general de las ecuaciones

$$\frac{\partial U}{\partial t} = G(U) \quad (4.10)$$

Para simulaciones 2D, hay dos métodos de integración en el tiempo. El primero consiste en un método de orden inferior y el segundo en un método de orden superior. El método de orden inferior, utilizado en este trabajo corresponde al método explícito de Euler de primer orden

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G(U_n) \quad (4.11)$$

donde Δt es el intervalo de paso de tiempo. El método de orden superior utiliza un método Runge Kutta de segundo orden de la forma

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G(U_n) \quad (4.12)$$

$$U_{n+\frac{1}{2}} = U_n + \frac{1}{2} \Delta t G(U_n) \quad (4.13)$$

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G\left(U_{n+\frac{1}{2}}\right) \quad (4.14)$$

4.3 Inundación y secado de celdas

El enfoque para el tratamiento del problema de las fronteras en movimiento (frentes de inundación y desecación) está basado en el trabajo de Zhao et al. (1994) y Sleigh et al (1998). Cuando las profundidades son pequeñas, el problema es reformulado, y sólo cuando las profundidades son muy pequeñas, los elementos/celdas son eliminados de los cálculos. La reformulación se realiza fijando los flujos de momentum a cero y tomando únicamente los flujos de masa en consideración.

La profundidad de cada elemento/celda es monitoreado y los elementos son clasificados como secos, parcialmente secos, o mojados. Además las caras de los elementos son monitoreados para identificar las fronteras inundadas.

- Una cara de un elemento se define como inundada si los siguientes dos criterios se satisfacen: Primero, la profundidad del agua a un lado de la cara debe ser menor que la profundidad de tolerancia, h_{dry} , y la profundidad del agua en el otro lado de la cara debe ser mayor a la profundidad de tolerancia, h_{flood} . Segundo, la suma de la profundidad en reposo en el lado por el cual la profundidad del agua es menor que h_{dry} y la elevación de la superficie en el otro lado debe ser mayor a cero.

- Un elemento está seco si la profundidad del agua es menor que la profundidad de tolerancia, h_{dry} , y ninguna de las caras de elemento son fronteras de inundación. El elemento es eliminado de los cálculos.
- Un elemento está parcialmente seco si la profundidad del agua es mayor que h_{dry} y menor que una profundidad de tolerancia, h_{wet} , o cuando la profundidad es menor que h_{dry} y una de las caras del elemento es una frontera de inundación. Los flujos de momentum se fijan a cero y únicamente los flujos de masa son calculados.
- Un elemento está mojado si la profundidad del agua es mayor que h_{wet} . Tanto los flujos de momentum como los flujos de masa son calculados.

La profundidad de mojado, h_{wet} , debe ser mayor que la profundidad de secado, h_{dry} , y la profundidad de inundación, h_{flood} , debe satisfacer

$$h_{dry} < h_{flood} < h_{wet}$$

Los valores por defecto son $h_{dry} = 0.005$ m, $h_{flood} = 0.05$ m, y $h_{wet} = 0.1$ m. Cabe notar que para valores muy pequeños de la profundidad de tolerancia, h_{wet} , pueden ocurrir altas velocidades de flujo poco realistas en la simulación y causar problemas de estabilidad.

4.4 Puesta a punto del modelo numérico.

El primer paso en la puesta a punto del modelo numérico consiste en la asimilación de la información de campo, a fin de obtener una malla numérica lo suficientemente detallada y estable para la correcta simulación numérica de flujos de inundación dentro del sistema en estudio. (Pedrozo Acuña et al. 2010)

Esta malla comprende la discretización numérica de la información de elevaciones y profundidades para la región seleccionada. La asimilación de ambos tipos de información se obtiene por medio de la combinación de la información recabada en la campaña de campo (Capítulo 3), junto con información de elevación con una resolución adecuada para la zona de estudio.

Con el propósito de tener la mejor resolución para el problema en estudio, se utilizaron los datos LIDAR del INEGI.

La tecnología LIDAR es resultado de la integración las tecnologías GPS, Unidad de Medición Inercial y sensor láser, se utiliza para la colecta de datos de altitud. Estos datos sirven para definir la superficie del terreno y generar Modelos Digitales de Elevación (MDE). El levantamiento LIDAR tiene ventajas sobre la captura con métodos convencionales: requiere de mínimo control geodésico en tierra, los datos tienen una mayor densidad y una mayor precisión. Para recolecta de datos el equipo LIDAR es colocado en un avión o helicóptero este proceso se le conoce como LIDAR aerotransportado. (INEGI 2011)



Figura 4.1 Equipo tecnológico LIDAR.

El LIDAR aerotransportado, es un sensor activo que consta de un telémetro emisor de luz láser y de un espejo que desvía el haz perpendicularmente a la trayectoria del avión, generando una serie de pulsos de luz que al entrar en contacto con los objetos o el terreno refleja al sensor parte de la energía del pulso emitido. Una característica distintiva de los retornos en zonas de vegetación es que éstos se pueden producir a diferentes niveles, siendo posible que el último retorno se produzca al nivel del terreno.

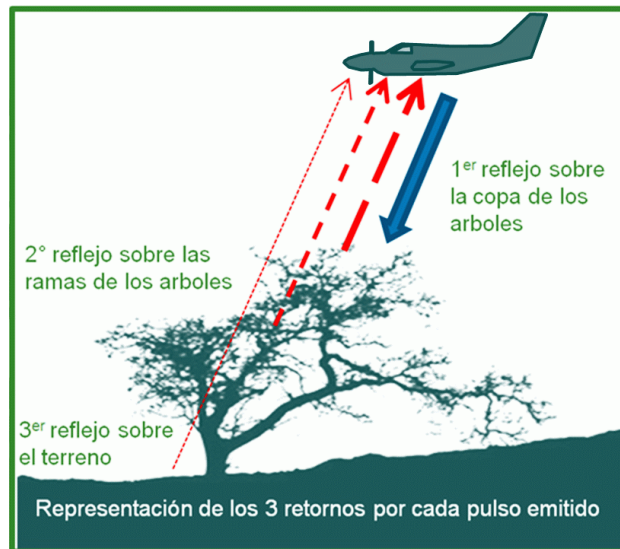


Figura 4.2 Funcionamiento del sistema LIDAR

Para la generación de la nube de puntos, se eliminan los retornos que presentan anomalías altimétricas (puntos altos y bajos); enseguida los puntos de la nube se comparan con puntos de control terrestre con el objeto de reducir errores sistemáticos en altura; finalmente, se aplica un proceso de ajuste entre líneas que

permite reducir otros errores a fin de procurar la redundancia en áreas de sobre posición

A partir de la nube de puntos proveniente del sistema LiDAR se elaboraron 3 diferentes Modelos Digitales de Elevación (MDE) de la zona. El primero de ellos con una resolución espacial de 5m, el segundo de 10m y el último de 20m. La generación de estos MDEs permitió la selección de un modelo de elevaciones con resolución adecuada para la simulación de flujos de inundación en la zona de estudio.

En este sentido, la mejor resolución para la determinación de los flujos de inundación en la llanura del río Tonalá, correspondió al MDE de 10m, dado que contenía el nivel de detalle necesario para la correcta simulación de este fenómeno.

Con el propósito de ilustrar las diferencias entre el nivel de resolución que se obtiene con cada MDE procesado, la Figura 4.3 presenta el resultado de los tres MDEs obtenidos por el equipo de Procesos Costeros del PHIT. La comparación de las tres imágenes en esta figura, permite identificar el nivel de detalle que se logra con una resolución de 5m (panel a), sin embargo en un intento por hacer un uso eficiente de la información (igual detalle con menos información) se determinó utilizar el MDE que aparece en el panel b y que corresponde a una resolución de 10m.

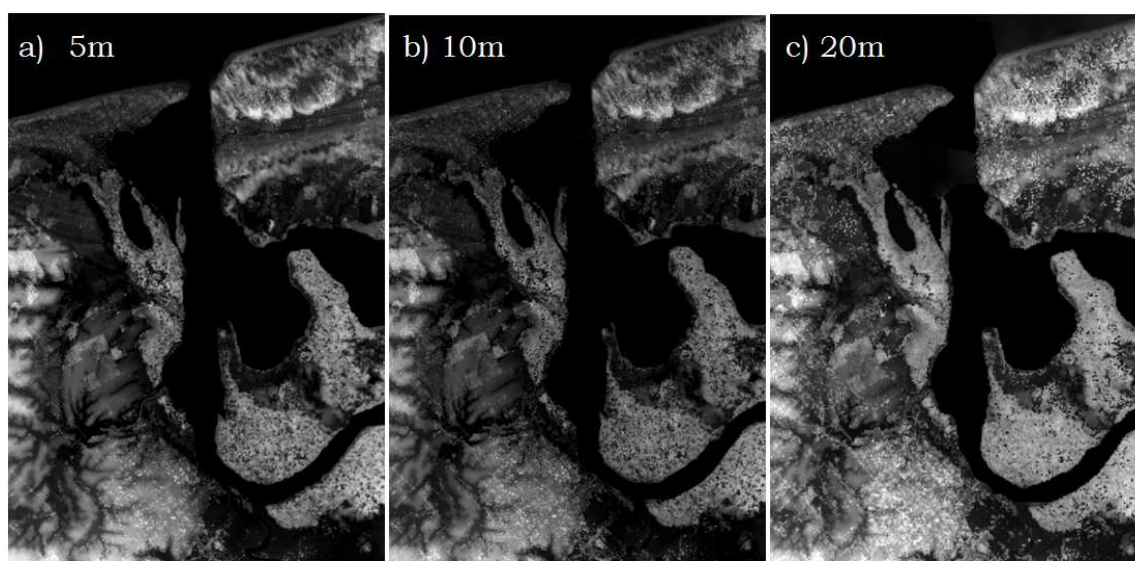


Figura 4.3 Modelos digitales de elevación para la desembocadura del río Tonalá, Tabasco (panel a) 5m de resolución; panel b) 10m de resolución; panel c) 20m de resolución)

El acoplamiento de la información de elevaciones y batimetría, requirió un proceso exhaustivo. Una vez seleccionado el MDE, se transformó esta información a puntos discretos georeferenciados, tal y como se presenta en la Figura 4.4, en la que las elevaciones por debajo del nivel medio del mar aparecen en tonos verdes, mientras que elevaciones por encima del nivel medio aparecen en tonos amarillos y cafés.

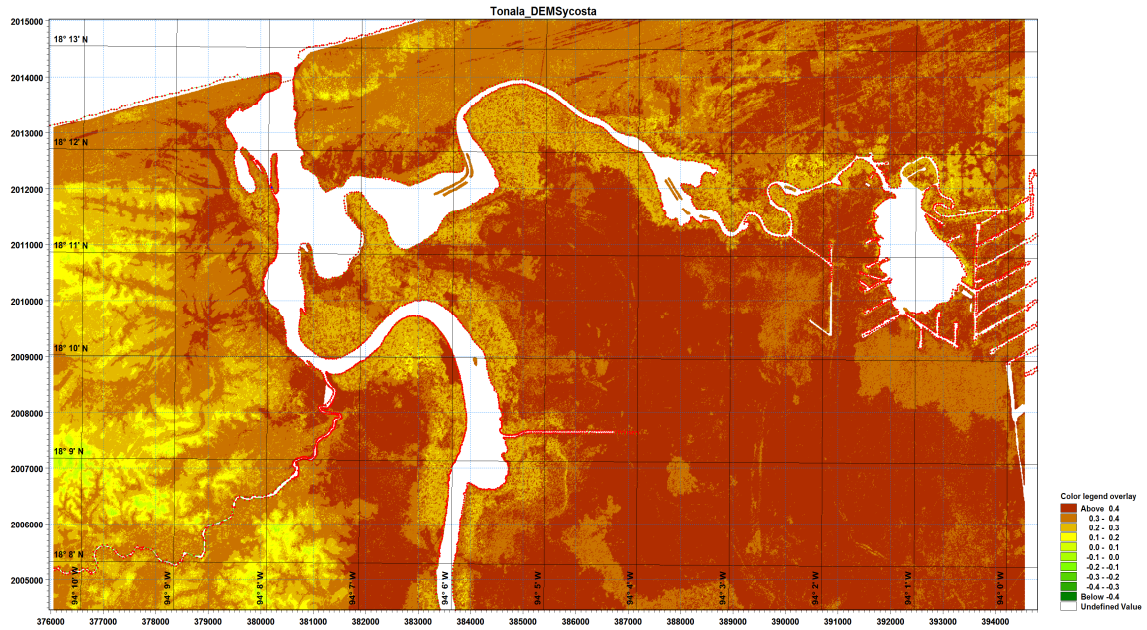


Figura 4.4 Mapa de puntos discretos con Elevaciones/Profundidades resolución de 10m generado a partir del LIDAR de INEGI.

Una vez seleccionada la información base, se delimitó el área de cálculo para la modelación de escenarios de inundación. El área definida para el sistema del río Tonalá comprende todo el cauce desde la división artificial definida por la autopista Federal hasta la desembocadura del río al Golfo de México. Con el propósito de modelar el comportamiento del flujo de inundación en la llanura, se consideraron valores de elevaciones que se encuentran dentro de una franja de 2.5km en colindancia con el cauce. Esta delimitación se realizó con el objetivo de minimizar el área de cálculo, a fin de tener ejecuciones del modelo más eficientes y rápidas. La Figura 4.5, presenta la sección de la batimetría utilizada para la definición de la malla y el cálculo hidrodinámico del sistema.

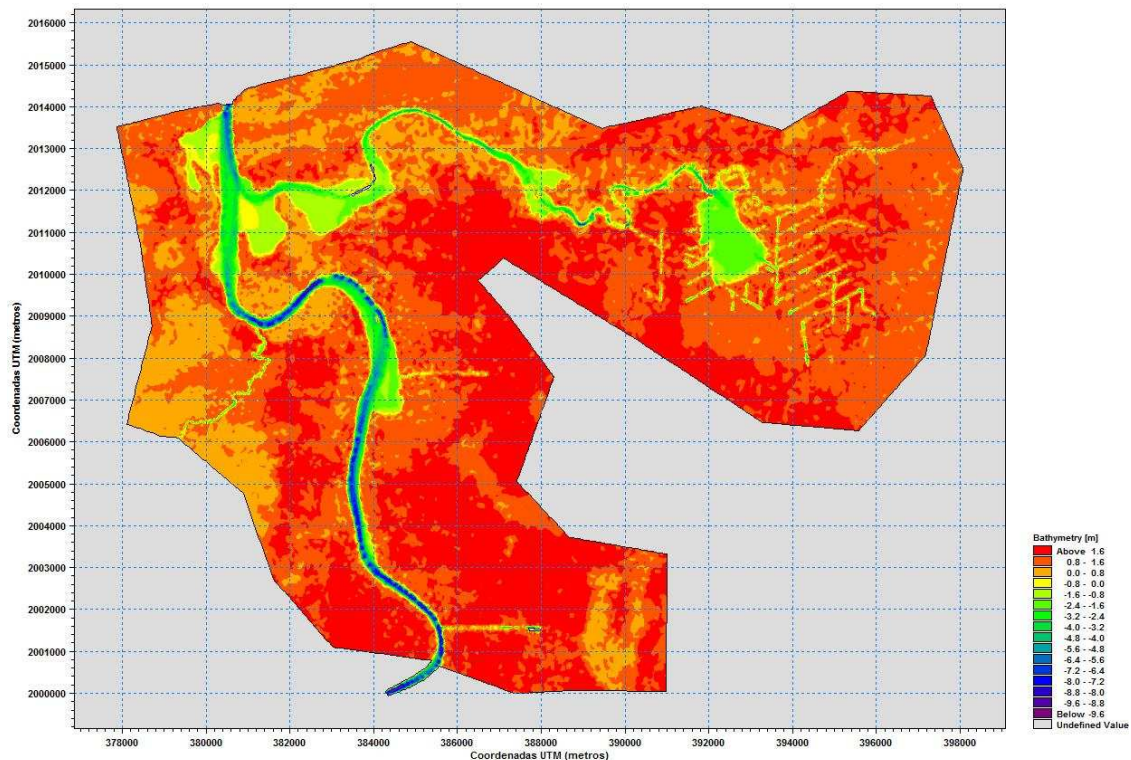


Figura 4.5 Delimitación del dominio de cálculo, sistema del río González, Tabasco.

Por otra parte, la Figura 4.6 ilustra la malla definida para la delimitación elegida. En esta figura se pueden apreciar las diferentes resoluciones seleccionadas para la malla flexible general, compuesta por elementos triangulares de diferentes tamaños para cauce, lagunas y elevaciones. La resolución seleccionada es como sigue: para la sección principal del cauce del río se eligió la malla más detallada, conteniendo elementos con una superficie máxima de 400m^2 , mientras que para las lagunas se utilizaron elementos de máximo 900m^2 y para las elevaciones 1600m^2 . Este tipo de arreglo en las mallas flexibles, es el que más se aconseja para este tipo de modelaciones numéricas. Esto se debe a que en condiciones normales de operación, el flujo seguirá el cauce natural del río, mientras que en aquellas condiciones extremas se emplearán los elementos que representan elevación del terreno (mojado y secado de celdas/desbordamiento del río). De igual forma, se presentan los tipos de frontera utilizada en el modelo numérico. Con tres fronteras abiertas, una en la desembocadura del río hacia el mar y otra en la parte sur del cauce donde se definirá el gasto de drenaje a circular por el río y una más en la entrada del río Agua dulcita. Las fronteras donde se terminan los elementos triangulares se definen cerradas a fin de conservar la masa en el sistema.

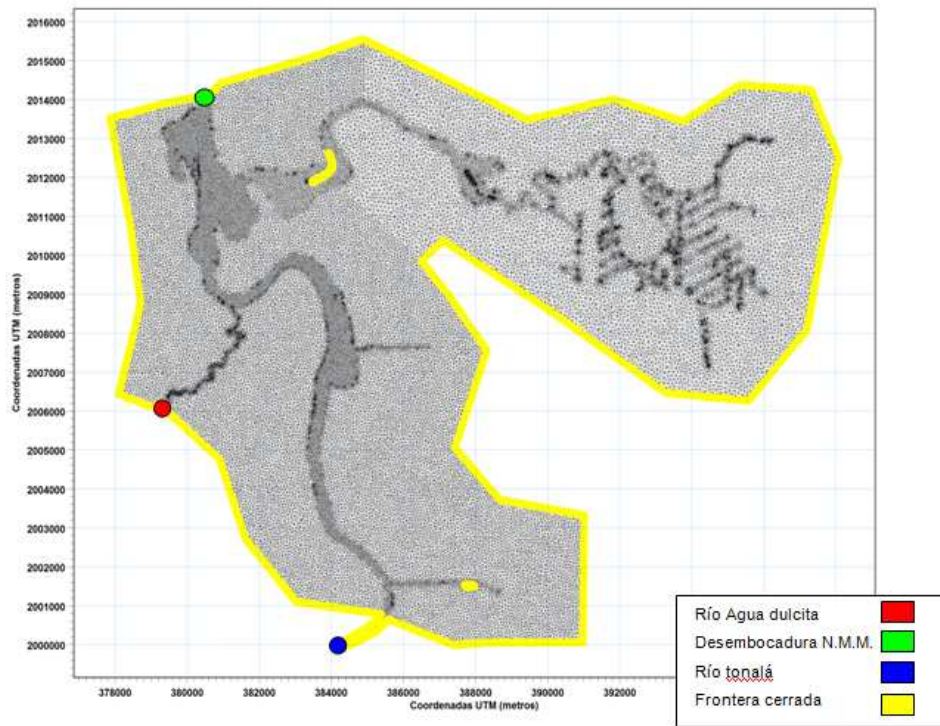


Figura 4.6 Malla de cálculo del sistema del río Tonalá, Tabasco.

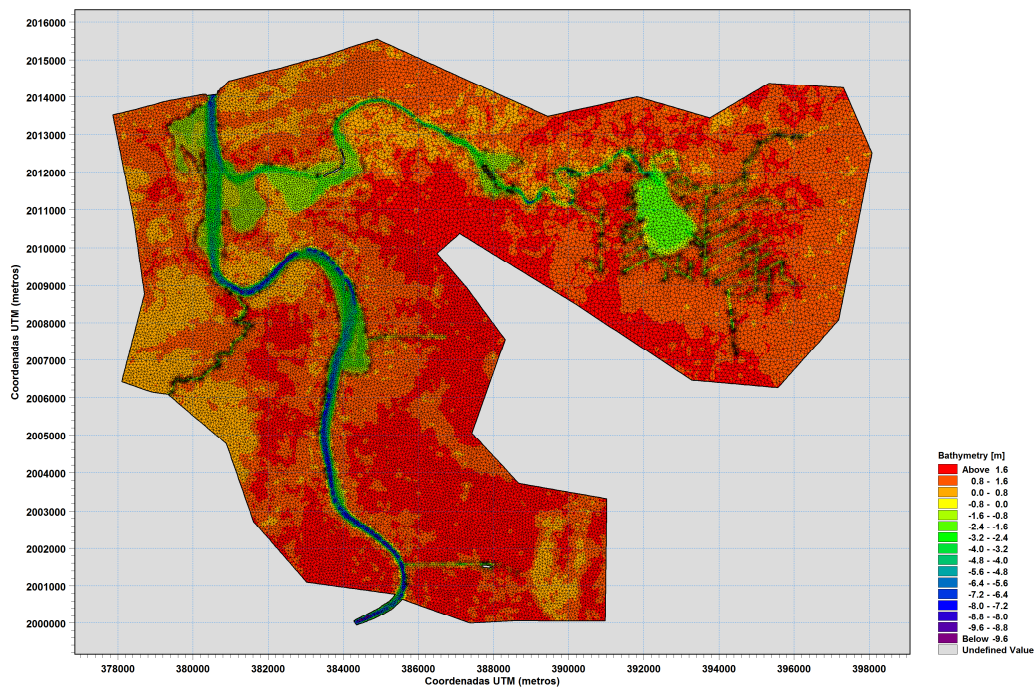


Figura 4.7 Batimetría de cálculo con elevaciones y profundidades obtenidas a partir de la información base para el sistema del río Tonalá, Tabasco.

La Figura 4.7 ilustra una composición y detalle de la malla con los niveles de elevación y profundidad asociados a cada elemento.

4.5 Definición de las condiciones de frontera

Una vez realizada la definición de la malla y la localización de las fronteras de forzamiento (ver Figura 4.4), es necesario establecer las condiciones físicas de frontera para el sistema de modelación de la desembocadura del río Tonalá. Para este caso, se tienen tres condiciones de contorno físicas que son claramente identificables:

1. La desembocadura del río Tonalá al Golfo de México.
2. El caudal de entrada que lleva el río Tonalá.
3. El caudal de entrada que lleva el río Agua dulcita.

Para la puesta a punto del modelo, las condiciones de frontera son definidas a partir de las mediciones recabadas en la campaña de campo (Capítulo 3).

4.5.1 Desembocadura del río Tonalá al Golfo de México

El funcionamiento hidráulico de la desembocadura del río está determinado por las variaciones en el nivel medio del mar. Estas pueden ser inducidas tanto por la marea astronómica, como por la marea de tormenta inducida por frentes fríos o tormentas tropicales. Para la puesta a punto del modelo, se utiliza la marea registrada en el mes de Octubre (durante el periodo de mediciones), a fin de corroborar las condiciones hidráulicas que se midieron durante la campaña de campo (27 de Septiembre al 10 de Octubre 2010).

La marea registrada se ilustra en la Figura 4.6, en la que es posible apreciar que para los últimos días del periodo de medición se presentaron las mareas vivas, con lo que el forzamiento del sistema debido a marea astronómica será máximo para esos días del mes.

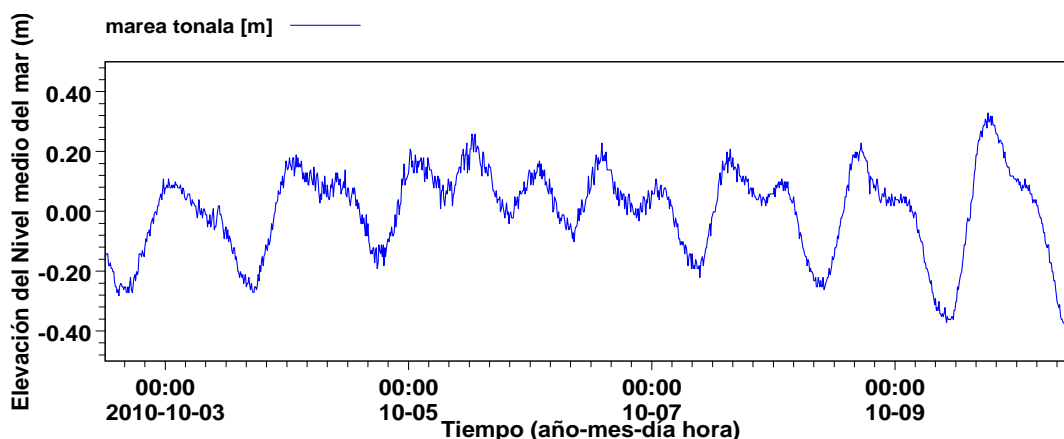


Figura 4.8 Marea astronómica registrada durante el periodo de mediciones en la desembocadura del río Tonalá, Tabasco.

4.5.2 Gasto de entrada en el Río Tonalá

Para la definición del caudal de entrada al sistema, se emplean las mediciones correspondientes al ciclo de marea que se llevó a cabo en la desembocadura del río Tonalá (ver Capítulo 3).

Esto requirió el post-procesamiento de información recabada a través del mini-perfilador acústico que se montó en una moto acuática. Las mediciones consisten en varios transectos medidos con una frecuencia de una hora y comprenden datos de profundidad, velocidad y gasto en toda la sección transversal del río.

La Figura 4.7, ilustra el resultado de la integración de toda la información para el ciclo de 12 horas realizado en la desembocadura del río Tonalá. En los paneles superiores se presentan los gastos máximos (izquierda) y medios (derecha) registrados en las 12hrs que duró el ciclo de medición. Mientras que por claridad, los paneles inferiores presentan la variación del nivel medio del mar por la influencia de la marea astronómica incidente sobre el sistema.

En los paneles superiores de esta figura (Figura 4.7) se observa un claro remanso en el gasto de descarga del río Tonalá. Este comportamiento demuestra la interacción río-marea en la desembocadura. Los cambios de magnitud que sufre el caudal medido, se presentan como consecuencia del forzamiento de la marea en la desembocadura del río. Así, cuando la marea entra al sistema se registra una correspondiente disminución en la magnitud del caudal ($\sim 1000\text{m}^3/\text{s}$), mientras que cuando la marea sale del mismo, se aprecia un claro incremento de la descarga llegando a valores cerca de los $1300\text{ m}^3/\text{s}$.

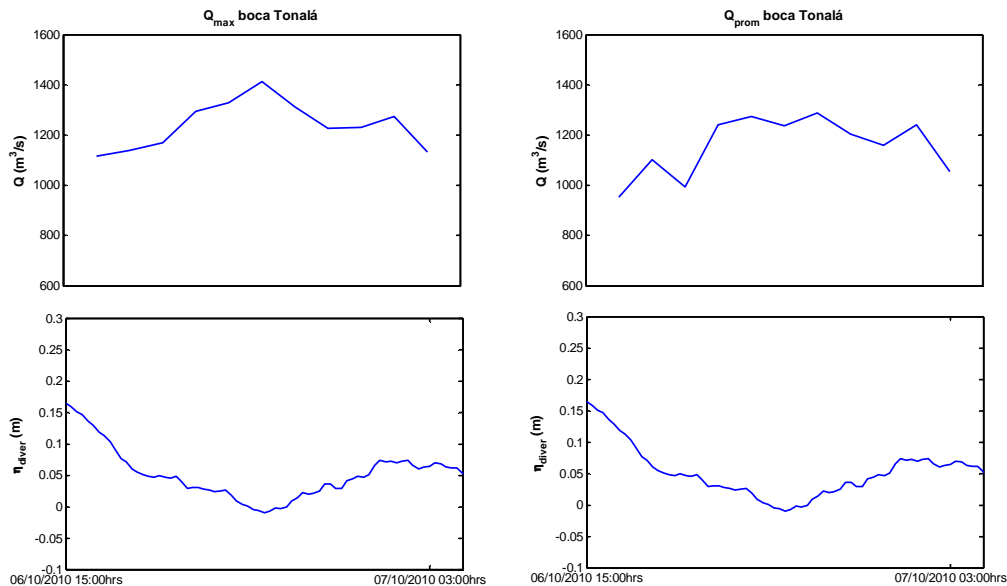


Figura 4.9 Mediciones integradas de gasto en la desembocadura del río Tonalá (máximo y promedio).

4.6 Validación del modelo

Para la validación del modelo numérico, se utilizan los datos recabados durante la campaña de campo, junto con la información batimétrica adquirida y las mediciones de corriente realizadas.

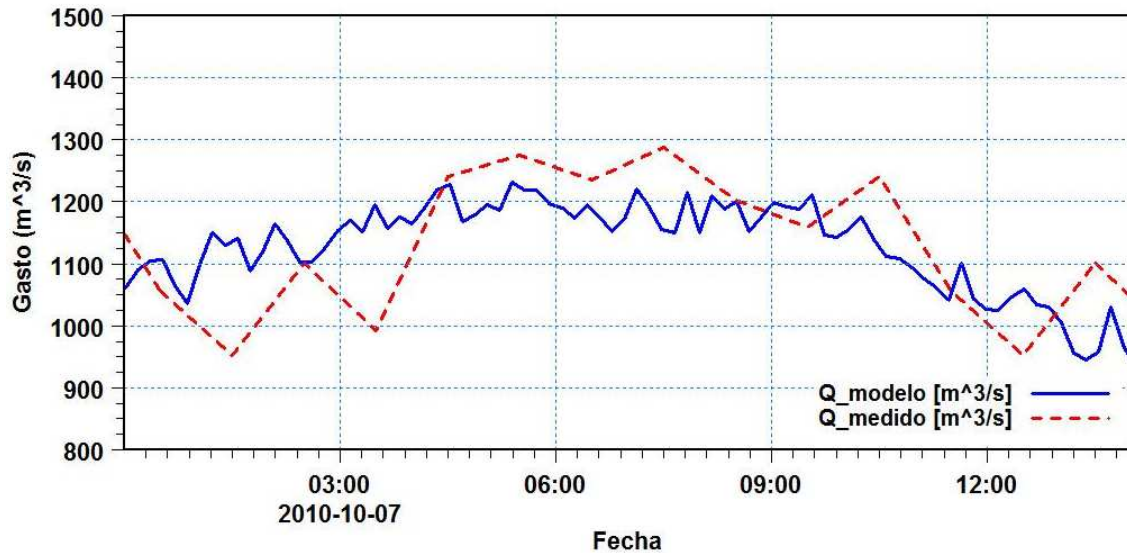


Figura 4.10 Comparación de resultados de gasto medio en la desembocadura obtenidos con el modelo numérico (línea continua) vs los datos de campo (línea discontinua)

Con este objeto los resultados numéricos para esta condición de flujo (normales durante la campaña de campo) La Figura 4.8 presenta la comparación del gasto medio obtenido con el modelo numérico, con los datos medidos durante el ciclo de 12 horas en la desembocadura del río Tonalá. En general, se observa buena correspondencia entre los datos medidos y calculados durante el ciclo de 12 horas. En consecuencia, se puede afirmar que el modelo está correctamente reproduciendo las condiciones en campo. Las pequeñas diferencias que se aprecian en esta figura, están asociadas a lo esporádico de las mediciones de campo (1 por hora). Sin embargo, cabe mencionar que los resultados obtenidos son considerados lo suficientemente satisfactorios para realizar los diagnósticos de operación del sistema y evaluación de incertidumbre de los resultados.

4.7 Evaluación de la incertidumbre en los resultados numéricos

La evaluación y el manejo de los riesgos por inundación comprenden labores altamente complicadas debido a la alta no-linealidad en el respuesta de los sistemas ribereños ante la incidencia de lluvias y gastos extremos, las diferentes escalas espaciales involucradas (metros a kilómetros) y la carencia de un conocimiento certero sobre las incertidumbres asociadas a los modelos numéricos y las observaciones de campo.

Una forma de abordar el problema de la incertidumbre, consiste en la utilización de ensambles como aquellos que se emplean en modelos de pronóstico meteorológico (ej. Du et al., 1997, Hamill y Colucci, 1997) e hidrológico (ej. De Roo et al., 2003). Generalmente, esta metodología asume que la incertidumbre en las predicciones del flujo está asociada, en principio, a la incertidumbre de los datos de entrada (ej. precipitación en un modelo hidrológico). Sin embargo, cabe señalar que recientemente diversos investigadores han puntualizado la necesidad de revisar la incertidumbre relacionada con la estimación de los parámetros en un modelo numérico (ej. calibración y discretización espacial Lamb and Kay, 2004 o Reeve et al., 2010; condiciones de frontera Pappenberg et al., 2006; valores de rugosidad Mason et al., 2003).

En esta tesis el propósito consiste en evaluar la incertidumbre asociada a la definición de parámetros en un modelo numérico. En particular, se presentan resultados considerando diferentes valores en los parámetros numéricos que determinan al sistema. Estos comprenden la exploración de la variación de los resultados numéricos en caso de utilizar: diferentes resoluciones para malla de modelación, diferentes rugosidades dentro del cauce y la llanura de inundación.

Los resultados presentados consideran así las mismas condiciones de frontera, batimetría y MDE en la simulación de los distintos escenarios propuestos.

CAPÍTULO 5

Análisis de resultados

5. Análisis de resultados

Una vez que se ha realizado la calibración y validación de un modelo numérico bidimensional, es práctica común utilizarlo para generar escenarios extremos de operación. A partir de los resultados numéricos, se pueden evaluar posibles consecuencias en la zona baja o llanura de inundación, lo que permite el desarrollo de planes para manejar o mitigar los riesgos asociados. Sin embargo, esta labor es altamente complicada, debido a la alta no-linealidad de la respuesta de los sistemas hidráulicos ante variaciones del clima (ej. gastos, precipitaciones) y las diferentes escalas espaciales involucradas (metros a kilómetros).

Por otra parte, estudios recientes han señalado la importancia de la evaluación de la incertidumbre asociada tanto a los datos históricos, como a la discretización y resultados de cualquier modelo numérico (Asselman et al., 2009). En consecuencia, diversos investigadores han puntualizado la necesidad de revisar la incertidumbre relacionada con la estimación de los parámetros en un modelo numérico (ej. calibración y discretización espacial Lamb y Kay, 2004 o Reeve et al., 2010; condiciones de frontera Pappenberg et al., 2006; valores de rugosidad Mason et al., 2003). En particular, se buscan respuestas respecto a la variabilidad de un posible resultado numérico, si se cambian ciertos parámetros empíricos en el modelo (ej. rugosidad) o se utiliza información topográfica de diferente resolución (ej. MDEs de 10 o 20m).

En nuestro país no existen estudios abocados a la evaluación de la incertidumbre en los resultados provenientes de herramientas numéricas calibradas, sea el modelo uni o bidimensional. Por tanto, este capítulo presenta la evaluación de incertidumbre en los resultados provenientes de un modelo numérico bidimensional validado en el capítulo anterior. Se otorga un énfasis en las diferencias observadas en la determinación del área de inundación asociada a un evento extraordinario en la zona baja del río Tonalá, límite natural entre los estados de Tabasco y Veracruz. Adicionalmente, se estudia el empleo de diferente resolución en la discretización espacial de la región (tamaño de la malla), distintos valores de rugosidad en el cauce y llanura de inundación y se observan los efectos que estos tienen sobre el cálculo de las variables hidrodinámicas clave, como son gastos en el río y área inundada.

Estos resultados forman parte de los estudios integrales realizados por el equipo de procesos costeros del “Plan Hídrico Integral de Tabasco – Tercera Etapa”, abocada, entre otras cosas, a evaluar los efectos del tránsito de avenidas extraordinarias hacia las desembocaduras de los ríos principales en el estado.

5.1 Discretización espacial de la zona de estudio

Un primer paso en la definición de un modelo numérico bidimensional, consiste en la definición de la malla que representa la zona de estudio. En general, no existen reglas en la construcción de mallas para la representación de flujos de inundación, por lo que la definición de la representación numérica de una región depende en gran medida de la experiencia del modelador y el tipo de problema que se aborda. Así la resolución de malla en un modelo numérico hidráulico representa el único parámetro sin rangos de valores óptimos límites definidos.

Los estudios sobre los efectos de la resolución espacial que se han llevado a cabo en materia de hidrología e hidráulica (ej. Bathurst, 1986; Farajalla y Vieux, 1955; Bruneau et al, 1955; Bates et al, 1966) demuestran la sensibilidad de respuesta. Si bien podemos suponer que una resolución más alta nos proporciona mejores resultados, se llega a comprobar que esto no siempre es así.

Debido a la heterogeneidad de los sistemas naturales (ej. ríos, estuarios, playas, lagunas, etc), existe la tendencia de asumir que un aumento en el número de elementos (ej. mayor resolución en la malla) mejora el realismo de predicción del modelo, tal y como fue señalado por Farajalla y Vieux (1995). En este trabajo se define la resolución de malla como el tamaño del elemento de cálculo o celda y siempre se hace en referencia a la escala del terreno (en metros cuadrados). Se entiende entonces que el aumento en la resolución de la malla o cuadrícula dará lugar a un incremento en el número de elementos (celdas) y viceversa. La hipótesis de que la capacidad predictiva del modelo aumenta a medida que la resolución de malla mejora se deriva de tres pensamientos:

1. Estabilidad de la solución dado que el espaciado de malla tiende a aproximarse a la realidad.
2. La capacidad de los modelos de alta resolución para facilitar la parametrización, y por lo tanto crear un código más realista (Beven, 1989).
3. Correspondencia más estrecha entre la medición de campo y las escalas del modelo (Bathurst y Wicks, 1991).

Hasta la fecha se han realizado un número limitado de trabajos que tengan por objetivo evaluar estos argumentos (ej. Hardy et al., 2003).

Cabe señalar que no hay reglas para la construcción de mallas, por lo que incluso con los mejores conocimientos disponibles en cuanto a escalas de longitud, no permitirían definir la malla óptima. Cada discretización podría dar una respuesta satisfactoria a un problema definido (de muchos otros a los que no podría). Esto entra en contraste con los parámetros de calibración, como son: la rugosidad, la batimetría del río y los datos topográficos de la llanura de inundación.

Esta sección presenta un análisis exhaustivo de los efectos en la variación de los resultados hidrodinámicos (ej. gastos en el río) al utilizar mallas de diferente resolución. Para ello se utilizó un modelo numérico bidimensional que resuelve las ecuaciones de aguas someras, conocido como MIKE 21, introducido en el capítulo anterior.

5.2 Diferentes Mallas.

Con el propósito de estudiar el efecto de mallas de diferente resolución en los resultados provenientes del modelo numérico, se generaron siete mallas distintas que representan al cauce de la parte baja del río Tonalá hasta su desembocadura, incluyendo el estuario anexo a la desembocadura (ver Figura 5.1).

La Figura 5.1, presenta la división del dominio en cuatro sub regiones: río Tonalá, laguna río costado, laguna Pozos y pozos Tonalá. Esta división se propuso con la intención de hacer más eficiente la solución numérica del problema (ej. menos tiempo de cómputo) por lo que a cada una se le asignó una resolución diferente. Por ejemplo, se definió que a la sección identificada como río Tonalá, se le otorgaría la mayor resolución en todos los casos, dado que es a través de esta región que se realiza el tránsito principal del gasto hacia el Golfo de México. Cabe señalar que en este caso, sólo se hace énfasis en la reproducción de condiciones normales de operación, por lo que no se considera la inundación alrededor del cauce. Las condiciones de frontera utilizadas son las mismas en todos los experimentos numéricos a saber, nivel medio del mar (marea astronómica) y gasto medidos durante la campaña de campo ($Q \sim 800 \text{m}^3/\text{s}$).

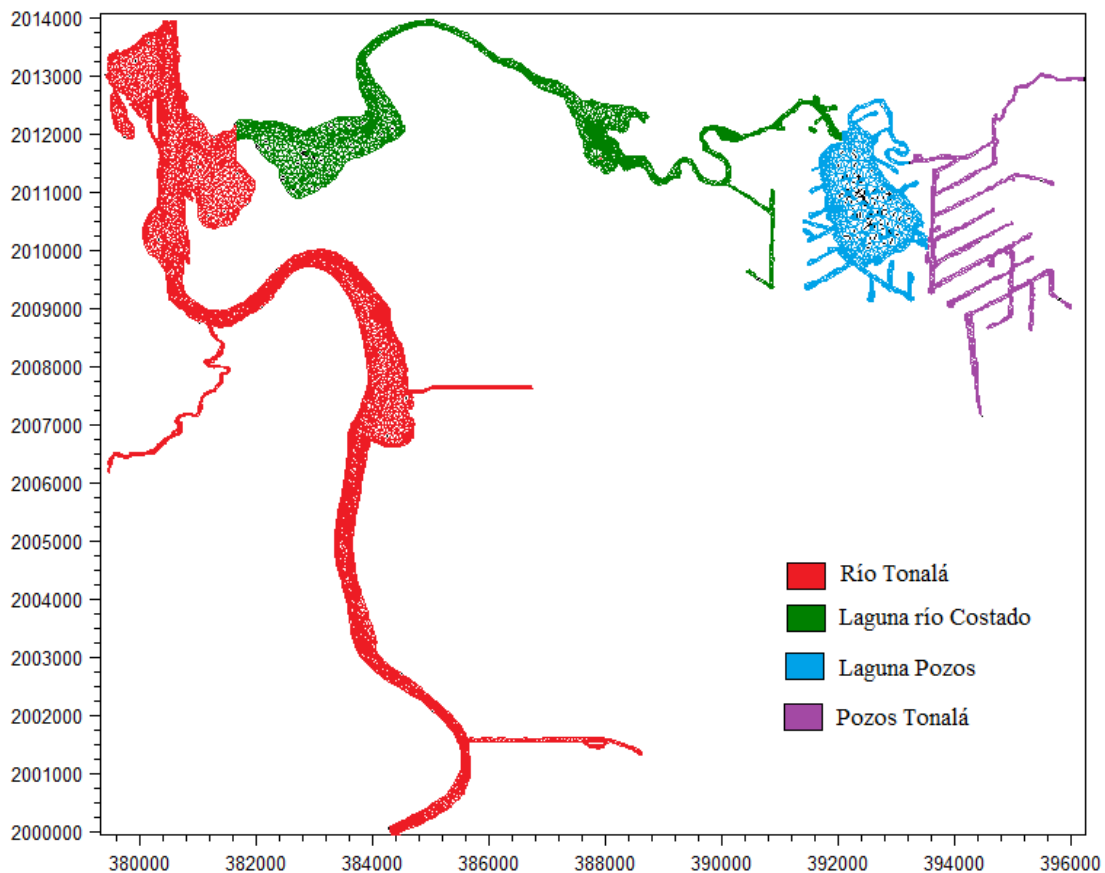


Figura 5.1 Secciones del Cauce.

La Tabla 5.1 presenta las siete mallas generadas para la obtención de resultados en función del área máxima permisible para cada elemento triangular que compone las diferentes subregiones definidas. Así, la malla 4 representa la discretización del dominio con la mayor resolución escogida, identificada por los 22,428 nodos que la componen, mientras que la malla 7 considera la malla de menor resolución (elementos más grandes) con sólo 9,874 nodos.

Q_{medido}	Malla 1	Malla 2	Malla 3	Malla 4	Malla 5	Malla 6	Malla 7
Río Tonalá	1600 (40*40)	1225 (35*35)	900 (30*30)	625 (25*25)	2500 (50*50)	3600 (60*60)	6400 (80*80)
Laguna río Costado	2500 (50*50)	2025 (45*45)	1600 (40*40)	1225 (35*35)	3600 (60*60)	4900 (70*70)	8100 (90*90)
Laguna Pozos	6400 (80*80)	5625 (75*75)	4900 (70*70)	4225 (65*65)	8100 (90*90)	10000 (100*100)	14400 (120*120)
Pozos Tonalá	4900 (70*70)	4225 (65*65)	3600 (60*60)	3025 (55*55)	6400 (80*80)	8100 (90*90)	12100 (110*110)
N° de Nodos	13,365	15,146	17,826	22,428	11,498	10,594	9,874

Tabla 5.1 Área de Elemento de Malla para cada sección del cauce.

Con el propósito de mostrar de forma gráfica las diferentes resoluciones seleccionadas, la Figura 5.2 presenta un acercamiento a la zona de la desembocadura para todas las mallas, en la que es evidente que la malla 7 contiene los elementos de mayor tamaño.

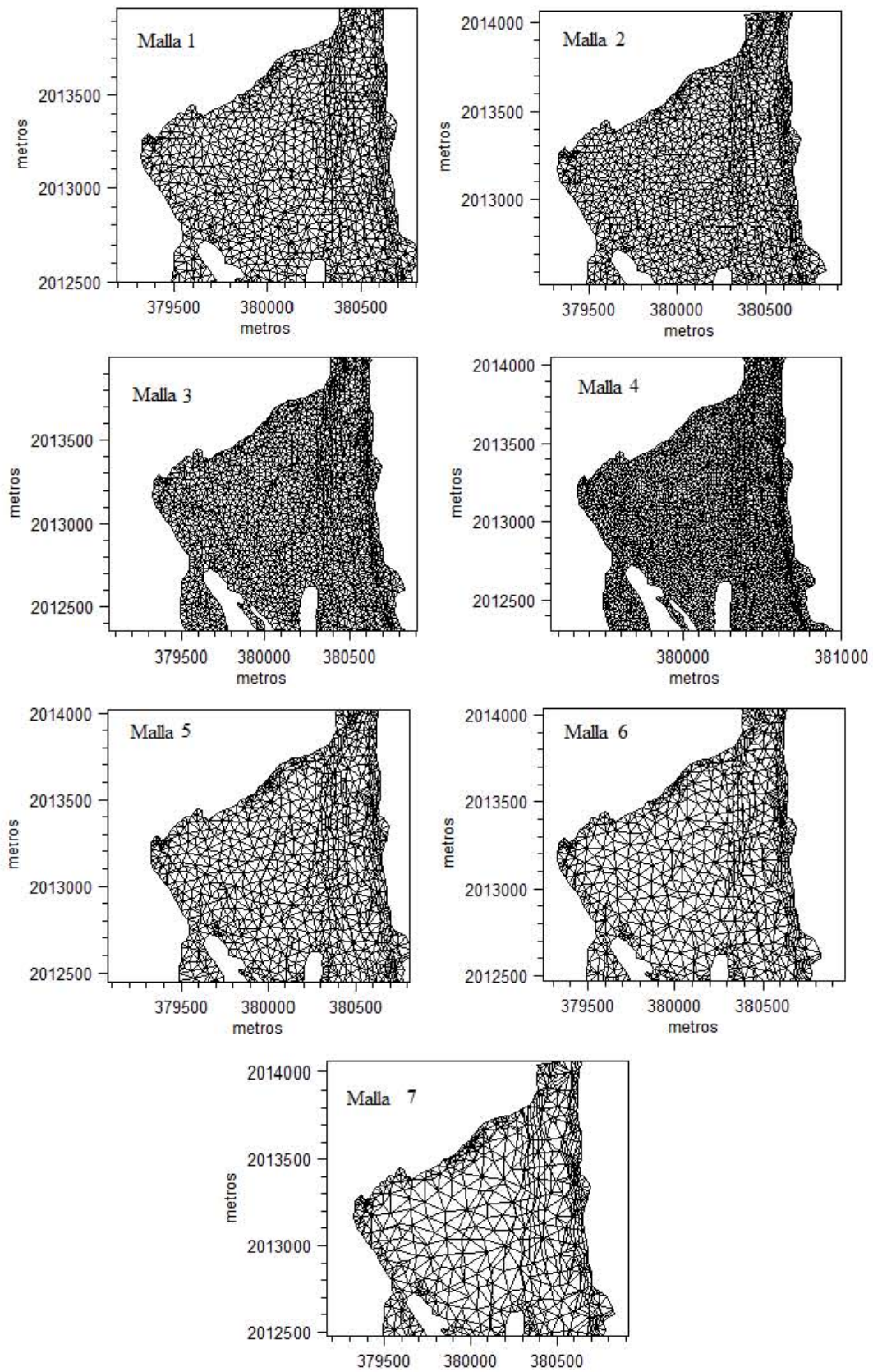


Figura 5.2 Visualización de Mallas en la desembocadura del río Tonalá.

La comparación de las diferentes mallas se realizó por medio de los resultados numéricos obtenidos respecto al gasto en dos secciones clave del río Tonalá. Una representada por la descarga en la desembocadura, para su comparación con los datos de la campaña de campo (referencia a la realidad) y una curva de gasto en una sección intermedia del cauce lejos de las condiciones de frontera. La Figura 5.3 presenta un mapa con la localización de ambas secciones transversales en el río.

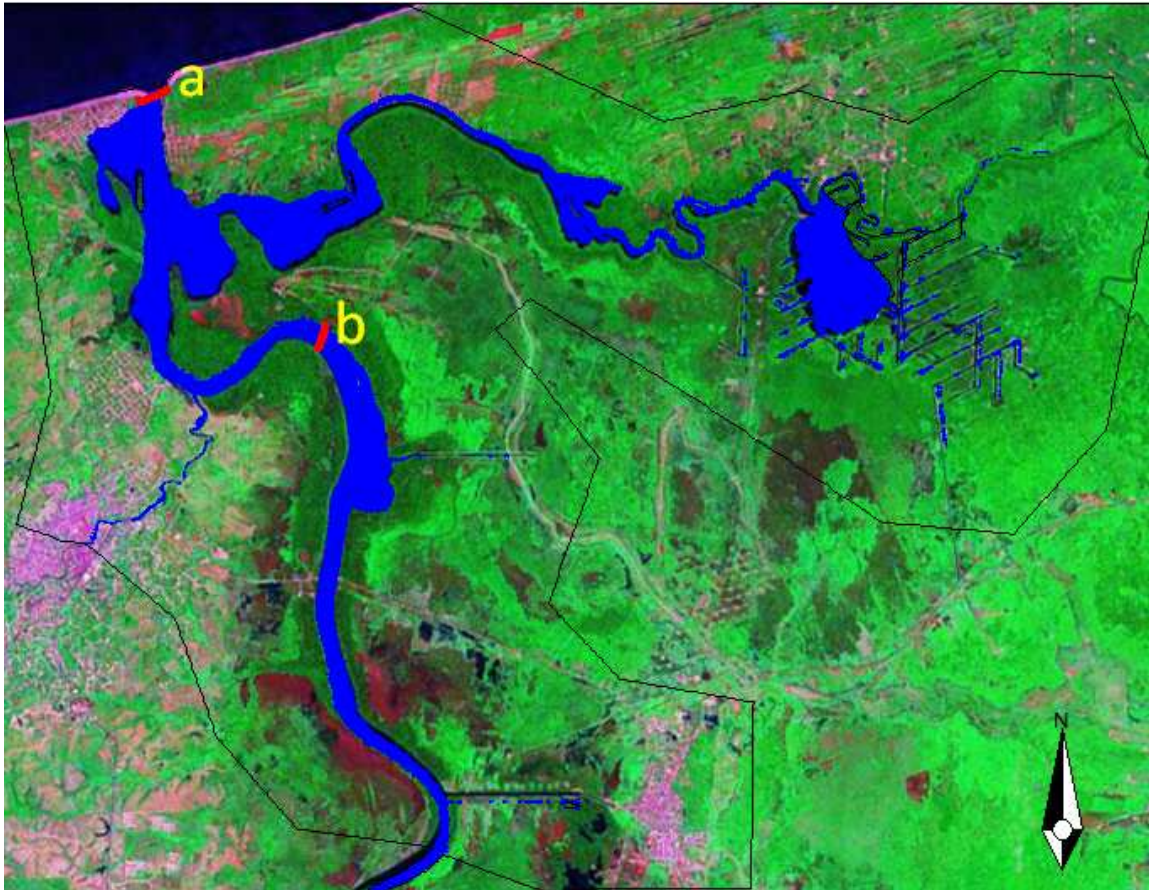


Figura 5.3 Secciones transversales en el río Tonalá. a) desembocadura del río, b) sección intermedia.

5.1.1 Hidrograma en la desembocadura del río

Los resultados del hidrograma en la desembocadura, indican una pequeña variabilidad en los resultados obtenidos con el modelo numérico. La Figura 5.4 presenta el resumen de resultados para cada malla, en conjunto con los datos obtenidos durante la campaña de campo (línea con puntos). Se aprecia que si se tiene una alta resolución espacial (mallas 3 y 4) el volumen del flujo disminuye, mientras que para el resto de casos (mallas 1, 2, 5, 6 y 7) se observa un gasto comparable en el orden de magnitud obtenido. La agrupación de los resultados para estas 5 mallas indica que es probable que la resolución óptima se encuentre cercana a alguno de estos casos, ya que todas ellas se aproximan a los datos medidos en campo. Sin embargo, dada la dispersión observada en los datos de campo no es muy evidente cual de las mallas está haciendo una mejor labor en la reproducción de las condiciones medidas.

En este caso, no es tan evidente cual de las mallas se aproxima con mayor precisión a los datos medidos. Esto se debe a la alta variabilidad de las mediciones. A pesar de ello, se puede concluir que este segundo grupo de discretizaciones, produce resultados sensatos respecto a las mediciones.

En este caso y para la simulación de las condiciones hidrodinámicas en el cauce del río Tonalá, se puede afirmar que la malla óptima corresponde a la número 1, dado que se aproxima a los valores del gasto medido (haciendo una buena representación de la realidad) sin sobre representar la región de estudio.

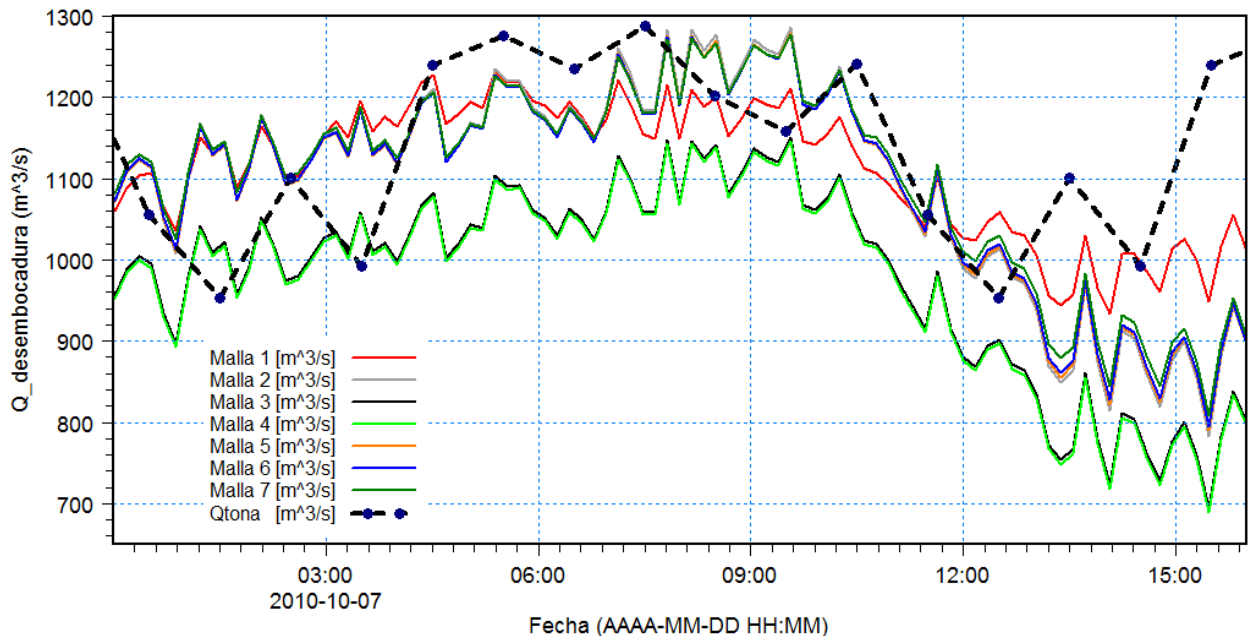


Figura 5.4 Hidrograma en desembocadura río Tonalá.

Está claro que no siempre la mejora en las predicciones del modelo se da cuando disminuye el tamaño del elemento (modelo de alta resolución) para la representación de las características hidráulicas. El modelo ha demostrado que produce resultados que son razonablemente sensibles a la resolución de malla. Por ello es conveniente hacer un proceso de calibración que pueda garantizar que la malla a utilizar es óptima para el modelado numérico.

Para la simulación del río Tonalá, el modelo numérico señaló que la malla óptima resulta ser la número uno, ya que los resultados se aproximan a los valores del gasto medido, se comprueba también que no necesariamente la malla con mayor resolución (mas número de elementos) es la que más se acerca a la realidad.

5.1.2 Hidrograma intermedio en el cauce

Para evaluar de mejor manera la operación de las distintas mallas seleccionadas, se considera la comparación de los resultados numéricos en una sección intermedia del cauce del río Tonalá (alejada de las condiciones de frontera).

La Figura 5.5 presenta los resultados obtenidos para el gasto determinado en esta sección transversal. Las curvas de gasto en la figura indican que los efectos de resolución de malla en este punto, no modifica la solución del problema. De hecho, la variación de los resultados numéricos entre todas las mallas seleccionadas es mínima, en consecuencia, se puede afirmar que la resolución de la malla no altera los resultados en la parte intermedia del cauce lejos de las condiciones de frontera.

Estos resultados, en combinación con los resultados de gasto en la desembocadura, confirman la selección de la malla número 1 como la malla óptima para la reproducción de escenarios en el cauce del río.

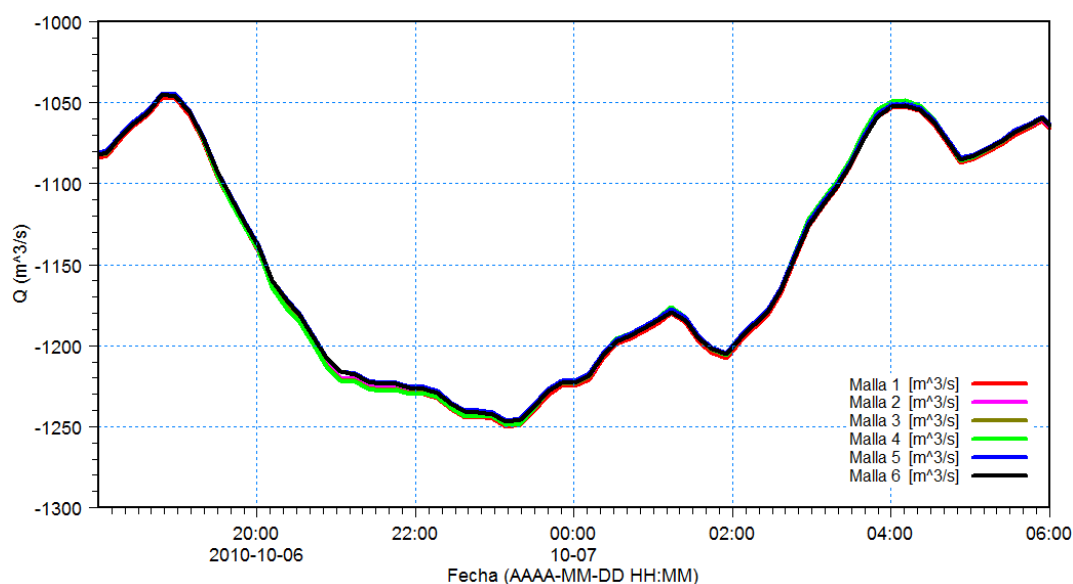


Figura 5.5 Hidrograma en el río Tonalá

Con base a los hidrogramas anteriores podemos dar por hecho que la malla óptima para el cauce en el río Tonalá es la número uno. Este resultado es dado por el hidrograma en la desembocadura visto que el hidrograma intermedio no muestra diferencia en los resultados con la variación de la resolución de malla.

5.3 Diferentes Rugosidades en el cauce

Una vez definida la resolución de malla, un parámetro a analizar es la rugosidad de Manning, esta se utiliza como una herramienta de calibración en el modelo de ahí que recibe el nombre de parámetro de calibración. En este trabajo se observó como el cambio en el Número de Manning, M , afecta directamente los resultados.

Al igual que para la definición de mallas se usó como referencia dos hidrogramas uno en la desembocadura en el río Tonalá y otro en un punto intermedio a las condiciones de frontera.

En la siguiente tabla se muestran las diferentes rugosidades usadas para la calibración del modelo, dadas por la M de Manning.

Malla 1	M1	M2	M3	M4	M5
	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$
Cauce	32.00	22.00	27.00	37.00	47.00

Tabla 5.2 Rugosidades utilizadas en el cauce para su calibración.

5.2.1 Hidrogramas de resultados

De acuerdo con la física del problema, se espera que a mayor rugosidad en el cauce o canal, menor velocidad y gasto en la sección.

La Figura 5.6 ilustra los resultados para el hidrograma en la desembocadura del río, donde se indica que, precisamente, a menor rugosidad mayor gasto en la sección. Especialmente en aquellos momentos de tiempo en los que el río y marea astronómica trabajan de forma conjunta (cerca de los máximos). Sin embargo, en aquellos periodos de tiempo en los que el nivel medio del mar (pleamar) trabaja en contra del río, el gasto estimado en la sección transversal disminuye de acuerdo a la rugosidad utilizada. Esta aparente contradicción se debe a que las condiciones en esta desembocadura están determinadas principalmente por las condiciones de frontera y no tanto por la rugosidad del cauce. Así, cuando ambos forzamientos actúan en concierto (bajamar y gasto en el río), se observa claramente el efecto de la rugosidad en el gasto de la sección, no siendo este el caso en la condición de operación opuesta.

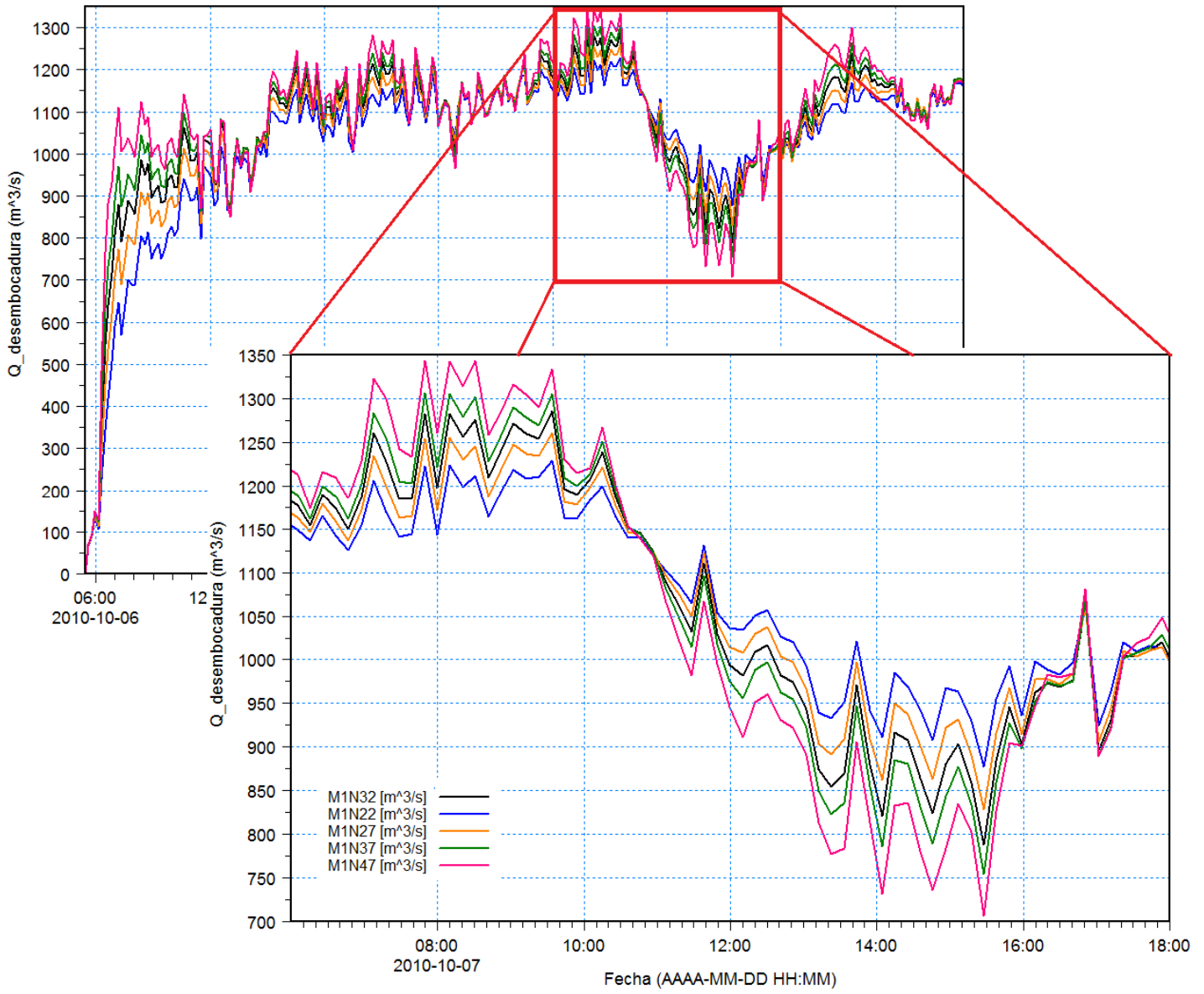


Figura 5.6 Hidrograma en la desembocadura con variación en la rugosidad

Lo anterior se comprueba en la Figura 5.7, que presenta los gastos en una sección transversal del río, ubicada en una zona intermedia del cauce, lejos de las condiciones de frontera. En esta figura se observa que todas las curvas de gasto se comportan de forma similar en función de la rugosidad seleccionada. Verificando que lejos de la condición de marea astronómica, la rugosidad tiene un claro efecto sobre los valores de gasto calculados. Las diferencias que se observan entre el gasto mínimo y máximos encontrados para las diferentes rugosidades, nos permite concluir que efectivamente este parámetro es crucial para la correcta estimación de las condiciones de flujo en un río. A partir de estos resultados, se elige la rugosidad de $M=32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ en el cauce para el resto de los experimentos numéricos que serán realizados referentes a la obtención de un área de inundación obtenida por el forzamiento de escenarios extremos de operación en el río.

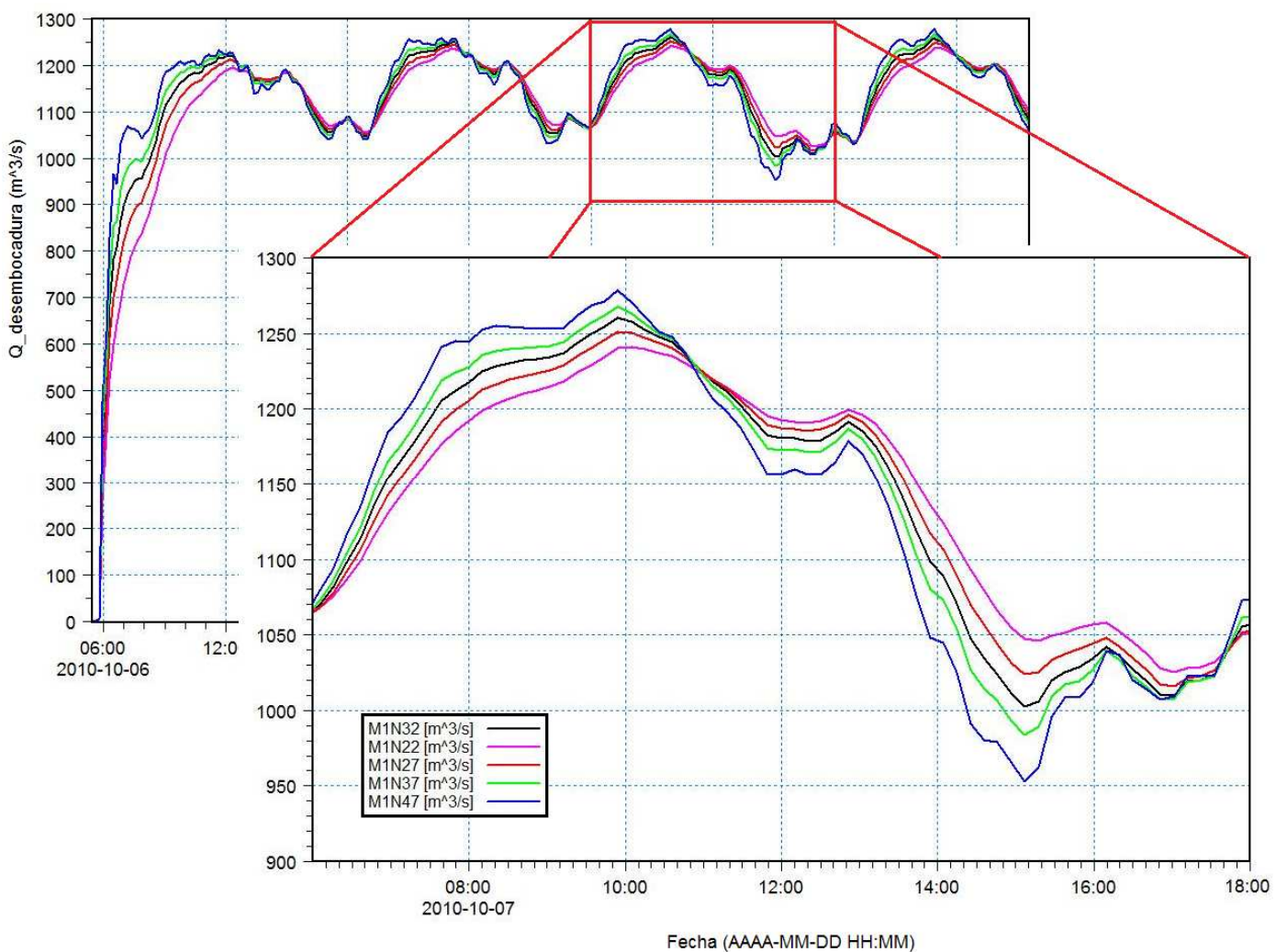


Figura 5.7 Hidrograma intermedio con variación de rugosidad.

5.4 Diferentes rugosidades en la Llanura de inundación.

Además de las condiciones hidrodinámicas, gasto y velocidades, la rugosidad seleccionada en la evaluación de flujos de inundación es un parámetro crucial para la correcta estimación del área inundada en una zona. Con el propósito de evaluar el efecto de este parámetro (rugosidad) en la estimación de un mapa de inundación, se utiliza el modelo numérico para transitar una avenida extraordinaria en el río ($Q=1300\text{m}^3/\text{s}$), con diferentes rugosidades en la llanura de inundación.

Diferentes investigadores han señalado la importancia de considerar incluso diferentes rugosidades en la llanura, en función de los datos de elevación de terreno o de la vegetación que cubre la zona. En esta tesis, se hace el experimento considerando un valor de rugosidad uniforme en el cauce y otro en la llanura de inundación. En el entendido de que la representación de la rugosidad con dos valores (cauce y llanura) es más apegada a las condiciones naturales de un flujo de inundación. Físicamente es justificable utilizar una rugosidad mayor en la llanura de inundación que en el cauce, pero con el objetivo de evaluar los efectos de este parámetro en la determinación de un área inundada, se toman diversos valores de rugosidad en la llanura y cauce tal y como se informa en la Tabla 5.3.

Para ello, se generó una segunda malla con los datos de elevación disponibles (ej. LIDAR) y asignando la misma resolución espacial en todos los experimentos numéricos que se presentan. La Figura 5.9 presenta la malla utilizada, con las secciones de llanura de inundación incluidas en este estudio.

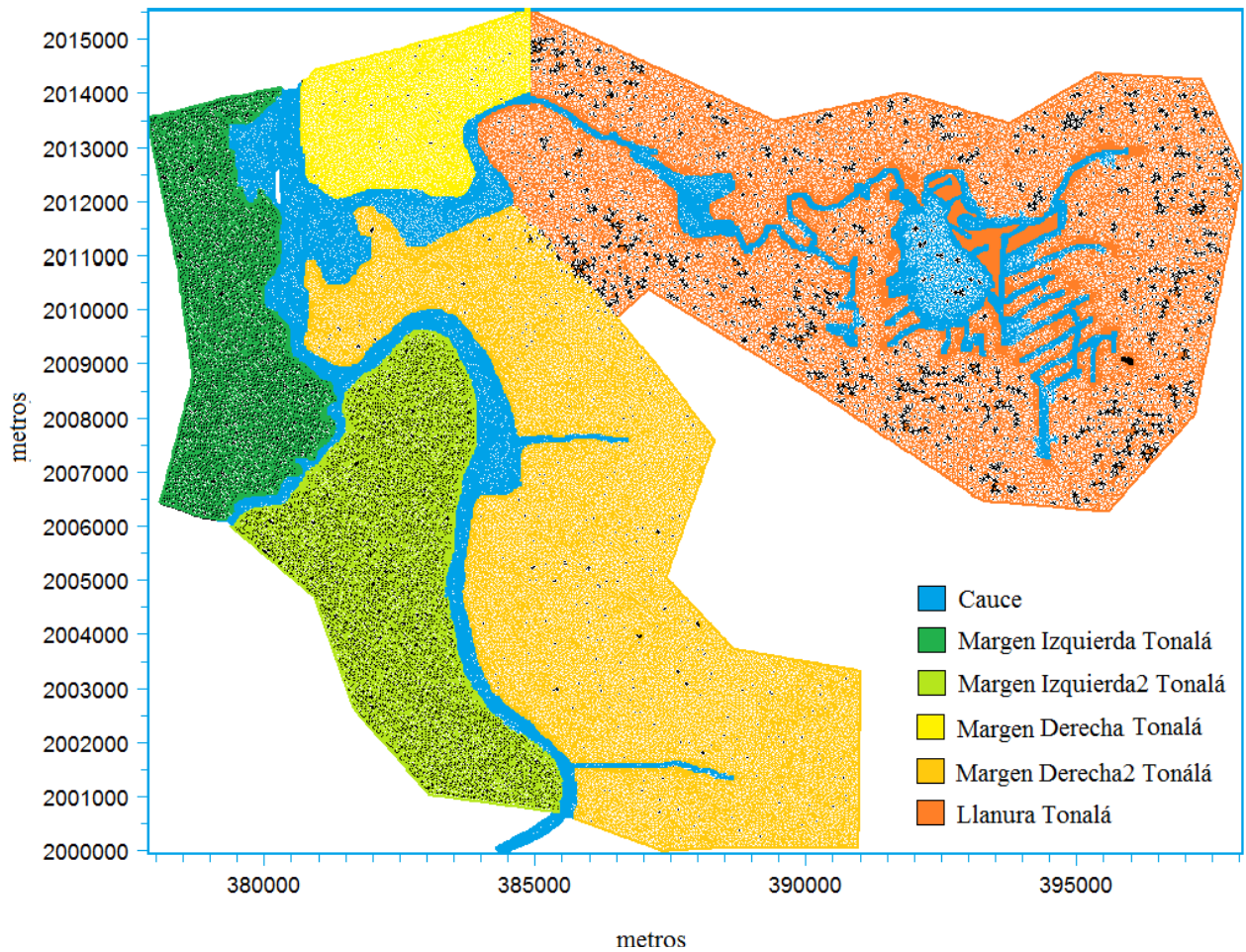


Figura 5.8 Secciones de la llanura de inundación

Rugosidades-Llanura	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$	$m^{1/3}/s$
Cauce	32	32	32	32	32	32	32
Margen Izq. - Tonalá	19	24	32	37	42	47	52
Margen Izq2 - Tonalá	19	24	32	37	42	47	52
Margen Der2 - Tonalá	19	24	32	37	42	47	52
Llanura-Tonalá	19	24	32	37	42	47	52
Margen Der - Tonalá	19	24	32	37	42	47	52

Tabla 5.3 Rugosidades en la llanura

Con el objetivo de proporcionar evidencia del tipo de mapas de rugosidad que se generaron para cada uno de los casos simulados en este trabajo, las Figuras 5.9 y 5.10 presentan la distribución espacial de los coeficientes de rugosidad para los casos C2 y C5 de la Tabla 5.3. En ambos casos, es evidente la diferencia de rugosidades entre el cauce del río y la llanura de inundación aledaña.

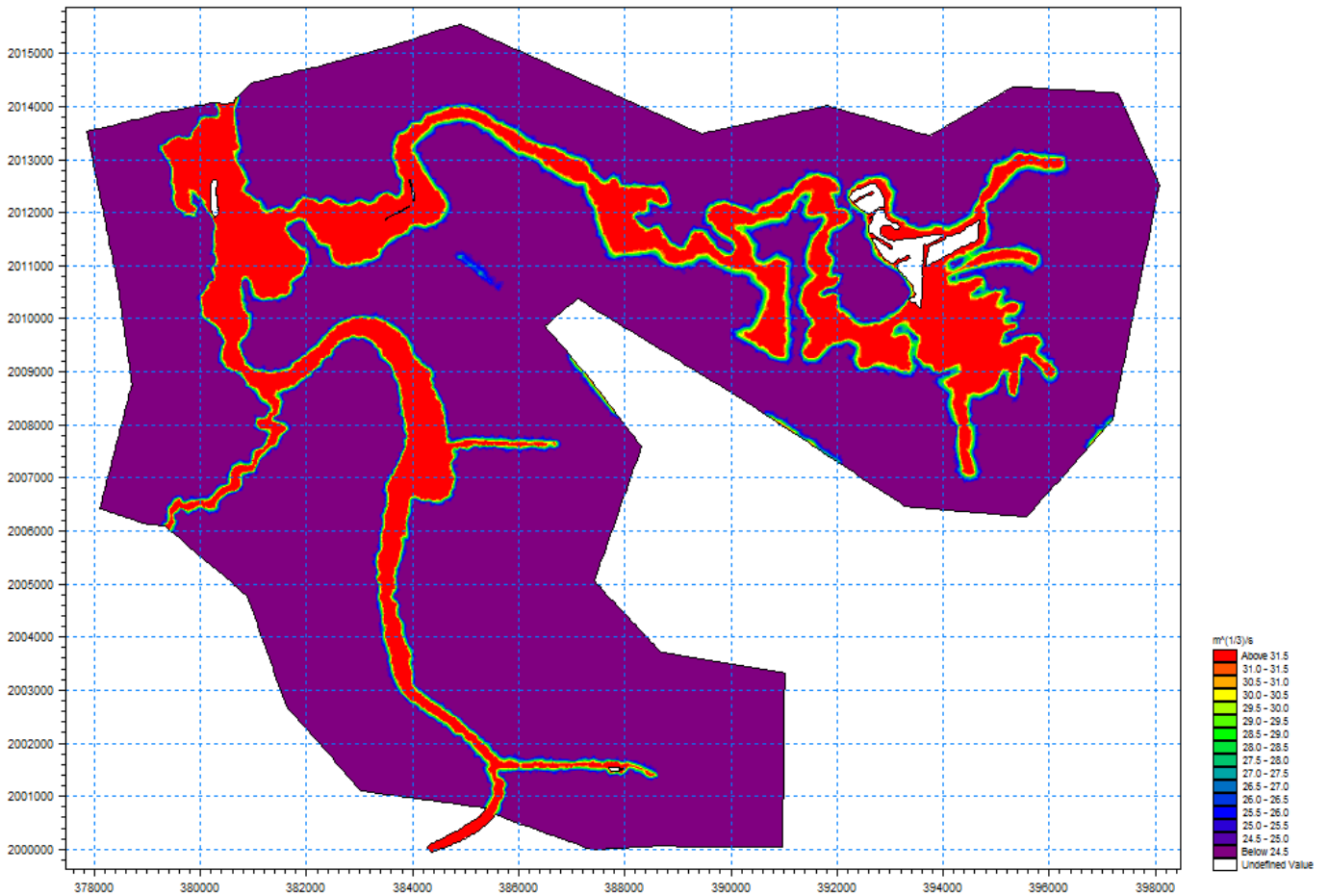


Figura 5.9 Rugosidad en la llanura C2

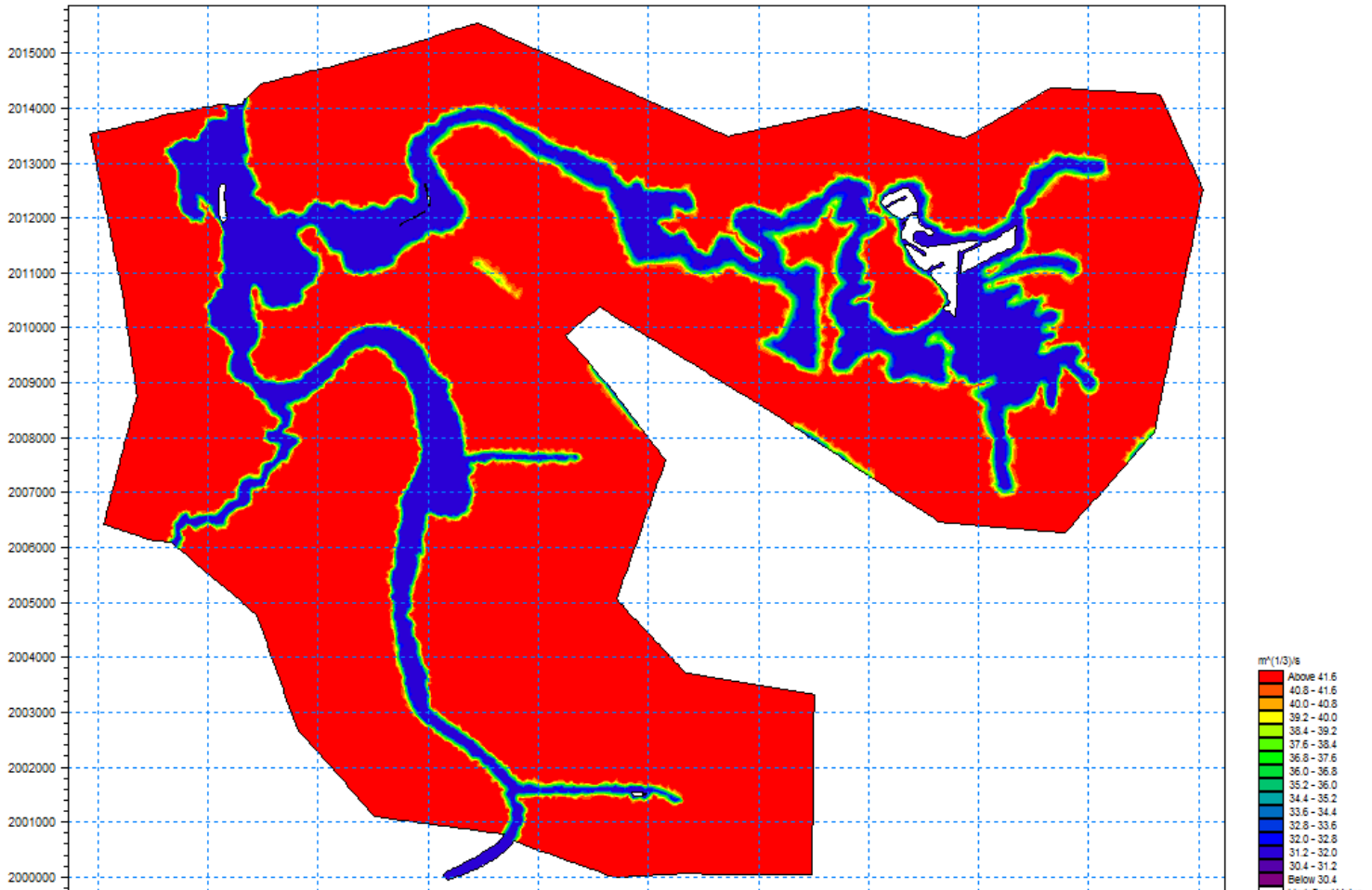


Figura 5.10 Rugosidad en la llanura C2

Para determinar el efecto de la rugosidad en los resultados de un mapa de inundación generado por el modelo numérico calibrado (malla y rugosidad de cauce seleccionada) se simuló el gasto extraordinario en el río para todas las condiciones de rugosidad en la llanura. La Figura 5.11 presenta los resultados de área inundada para cada uno de los casos ejecutados. En un primer vistazo, es difícil encontrar diferencias entre los mapas de inundación generados, pero si se observa con detenimiento (círculo rojo), es posible observar una región del dominio que está sujeta a mayor inundación cuando existe menos rugosidad en la llanura.

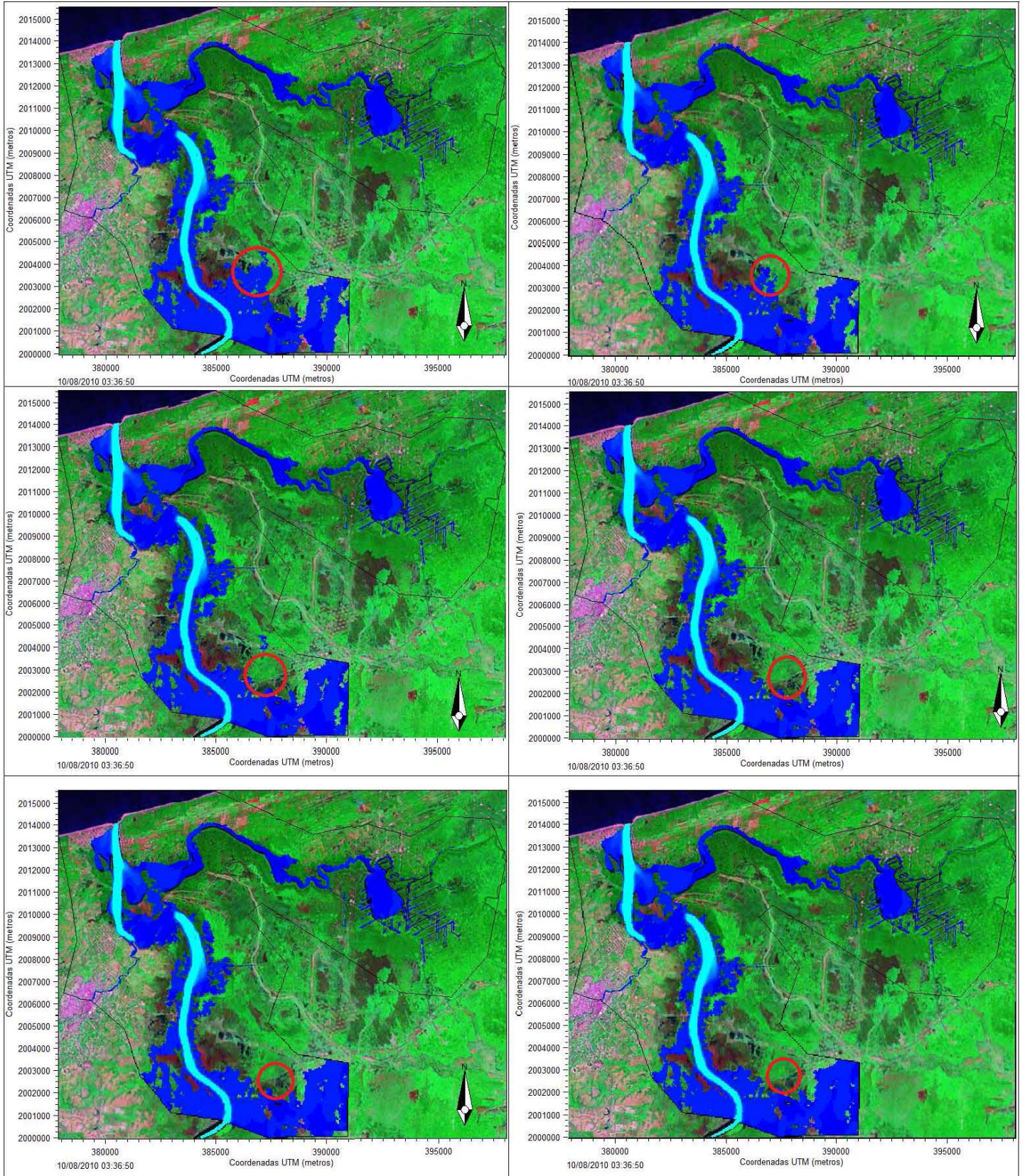


Figura 5.11 Diferentes inundaciones en la llanura, con el efecto a diferentes rugosidades (de menor a mayor rugosidad).

Con el propósito de cuantificar el área de inundación en cada escenario, se digitalizaron los resultados de estos mapas para así poder estimar un número de metros cuadrados. Para ello se utilizó el programa de cómputo AutoCAD, escalando el dominio de cálculo y trazando polígonos de inundación que son sumados para proveer un área inundada resultante. La Figura 5.12 presenta un ejemplo de la digitalización realizada para el cálculo de dichas áreas.

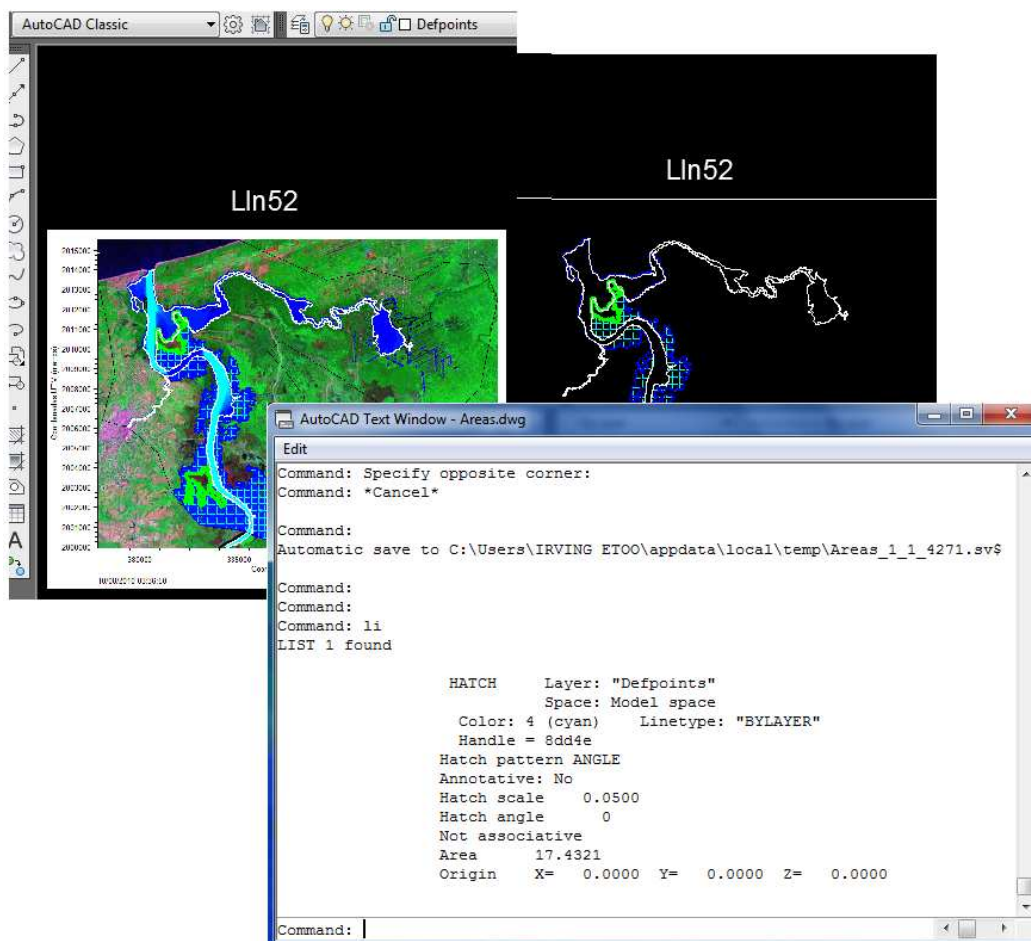


Figura 5.12 Ejemplo de la obtención del área de inundación mediante la digitalización y escala de los resultados de inundación con el programa AUTOCAD.

Este procesamiento de los mapas de inundación, fue realizado para todos los casos simulados. Así, el área inundada pudo ser asociada a un valor de M de Manning en la llanura de inundación, el resumen de resultados obtenidos se presenta en la Tabla 5.4.

En una primera inspección de la magnitud del área inundada bajo todos los escenarios, no se percibieron cambios significativos en los resultados. Sin embargo la los resultados presentados en la tabla indican una diferencia de aproximadamente 3, 200,000 m² entre los casos extremos. Este resultado es significativo, ya que indica la importancia de una correcta caracterización de la rugosidad en la llanura cuando se simulan escenarios de inundación en ríos. Es posible que si se sobrestima el valor de la rugosidad en la llanura, esto tenga consecuencias considerables en la predicción de una inundación ante el mismo evento (menos inundación).

Esto es importante dado que este tipo de resultados, son los que utilizan administradores y manejadores de riesgos asociados a las inundaciones, en las etapas de prevención y manejo de desastres naturales. Una mejor descripción de las consecuencias asociadas a fenómenos hidrometeorológicos extremos abre la puerta a una mejor gestión de los riesgos asociados a estos eventos.

M (manning) m ^{1/3} /s	Área m ²
19	29,836,000
24	28,381,500
32	27,899,000
37	27,181,300
42	27,034,700
47	26,629,200
52	26,675,600

Tabla 5.4 Área inundada a diferentes rugosidades

Para completar la información de la Tabla 5.4, la Figura 5.12 presenta de forma gráfica la variación del área inundada, respecto a la rugosidad seleccionada para la llanura de inundación (a menor M mayor rugosidad y viceversa). Claramente, se observa que a medida que la rugosidad aumenta, el área inundada disminuye. Por otra parte se observa que para rugosidades M en el rango de 17 y 37 el área inundada que se estimó con el modelo, no sufre cambios significativos, hasta que se consideran rugosidades menores que en el cauce ($M_{\text{cauce}}=32$) del río.

A medida que aumenta la rugosidad, la magnitud de las inundaciones se disminuye. Con ello se comprueba la efectividad del modelo a diferentes rugosidades, ya que mostro lo esperado a más rugosidad menos inundación

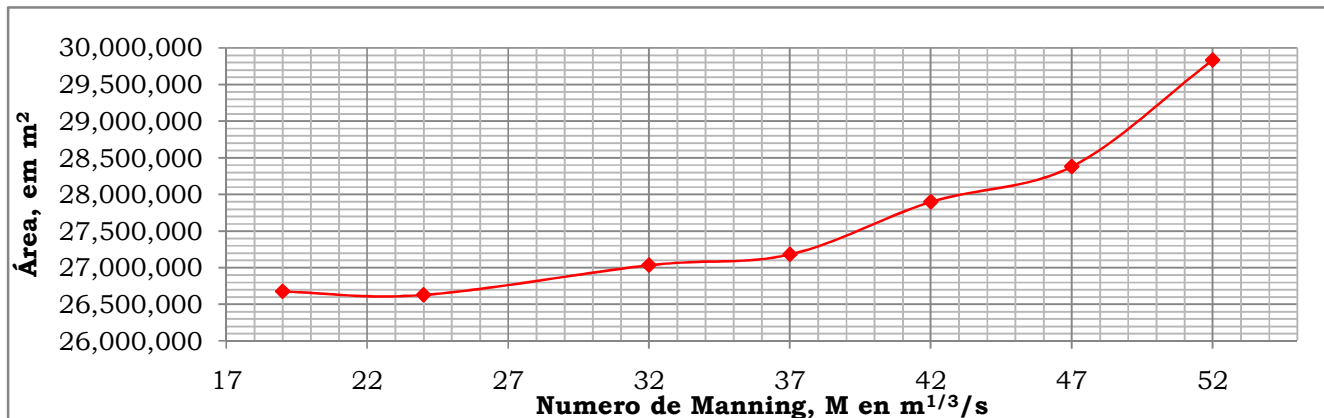


Figura 5.13 Gráfico, relación del área inundada contra el número de Manning.

Conclusiones

El objetivo central de este trabajo comprendió la evaluación de la incertidumbre que se genera en resultados provenientes de la simulación numérica de flujos de inundación en ríos. Este objetivo se planteó debido a la importancia que tienen este tipo de herramientas numéricas en la actualidad, lo que hace necesario que los resultados provenientes de éstas se entiendan cabalmente (hipótesis y limitaciones), para su correcta interpretación y utilización en la generación de planes de manejo y evaluación de riesgos asociados a eventos extremos.

De esta manera, el trabajo planteado en esta tesis estuvo compuesto por la integración de dos vías de trabajo paralelas. Por una parte, se recopiló información base por medio de una campaña de campo intensa y por otra, se adaptó y validó un modelo hidrodinámico bi-dimensional para la determinación de mapas de inundación en ríos. Una vez validado el modelo, se realizó un análisis de sensibilidad de todos los posibles parámetros empíricos que definen al problema en estudio, con el propósito de analizar las variaciones en un resultado dado. Particular atención se dio a la generación de mapas de inundación y la cuantificación de áreas inundadas.

En virtud de que en la actualidad no existen recomendaciones sobre la construcción de una malla de simulación, se investigó el efecto que la resolución de la malla tiene sobre las predicciones de gasto sobre el cauce del río. Observándose que aun cuando existe un rango de resoluciones aceptables para la determinación de los gastos estudiados, no se aconseja sobrecargar al modelo con mallas excesivamente finas dado que esto produce una variación significativa en los resultados.

Estos resultados indican la importancia de entender los efectos de la resolución de malla en el desarrollo de un modelo numérico de flujos de inundación en ríos. En la ausencia de guías establecidas para la construcción de mallas, se sugiere utilizar las recomendaciones recientemente publicadas en el Consorcio para la Investigación de Riesgos por Inundación del Reino Unido (Asselman et al., 2009).

Otro de los parámetros que se investigó en el presente estudio fue el del coeficiente de rugosidad de Manning. Para ello se hicieron dos análisis por separado, el primero de ellos consistió en determinar un valor de rugosidad dentro del cauce del río y otro para la determinación de este coeficiente en la llanura de inundación asociada.

En el primer caso, se analizaron diferentes valores de rugosidad dentro del cauce indicando que este parámetro tiene un efecto menor en la variación de los resultados estimados de gasto. La principal consecuencia consiste en la pequeña disminución de la velocidad registrada en el modelo. Cabe mencionar que se utilizaron valores de rugosidad representativos que han sido sugeridos en la literatura como más cercanos a la realidad.

En el segundo caso, se verificó el impacto que tiene el coeficiente de rugosidad de la llanura de inundación, sobre la estimación de una mancha de inundación generada para un mismo gasto de entrada. Los resultados numéricos indican que existe un área afectada, de menor tamaño, bajo condiciones de mayor rugosidad en la llanura. La diferencia en el área de inundación estimada para diferentes rugosidades indica la importancia de este parámetro en la determinación de las condiciones de flujo sobre la llanura. Más aún, la diferencia en los resultados señala la importancia de una buena caracterización de la rugosidad en la llanura de inundación. Evidentemente, zonas de alta vegetación opondrán una mayor resistencia al flujo modelado, por lo que es deseable definir de forma numérica regiones de diferente rugosidad dentro de la misma zona de estudio.

Referencias

- Ale B.J.M. (2003) *Ons overkomt dat niet*, TU Delft, September 17 2003
- Ale B.J.M. (2005) *Living with risk: a management question*, *Reliability Engineering and System Safety* Vol. 90 No. 2-3 pp. 196-205
- Andreassian V, Lerat J, Loumagne C, Mathevet T, Michel C, Oudin L, Perrin C. 2007. *What is really undermining hydrologic science today?* *Hydrological Processes* 21(20): 2819–2822.
- Apostolakis G. (1990) *The concept of probability in safety assessment of technological systems*, *Science* Vol. 250, pp. 1359-1364
- Aronica, G., Hankin, B.G. and Beven, K.J., 1998. *Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data*. *Advances in Water Resources*, 22 (4), 349-365
- Aronica, G., T. Tucciarelli, and C. Nasello, 1999, *2D multilevel model for flood wave propagation in flood-affected areas*, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 124 , 210–217.
- Baltsavias, E.P. 1999. *A comparison between photogrammetry and laser scanning*. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 54 (2–3), 83–94.
- Bates, P., M. Anderson, D. Price, R. Hardy, and C. Smith, 1996, *Analysis and development of hydraulic models for floodplain flows*, in *Floodplain Processes*, chap. 7, pp. 215–254, John Wiley & Sons.
- Bates, P., and A. de Roo, 2000, *A simple raster-based model for flood inundation simulation*, *Journal of Hydrology*, 236 , 54–77.
- Bates, P.D., Marks, K.J. and Horritt, M.S. 2003. *Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models*. *Hydrological Processes*, 17, 5237–5557.
- Bates, P.D., Stewart, M.D., Desitter, A., Anderson, M.G., Renaud J.-P. and Smith, J.A. 2000. *Numerical simulation of floodplain hydrology*. *Water Resources Research*, 36, 2517-2530
- Bates P. D., Stewart M. D., Siggers G. B., Smith C. N., Hervouet J.-M. and Sellin R. H. J., 1998, *Internal and external validation of a two-dimensional finite element model for river flood simulation*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Maritime and Energy*, 1998, 130, No. 3, 127–141.
- Bechteler, W., S. Hartmann, and A. Otto, 1994, *Coupling of 2D and 1D models and integration into geographic information systems GIS*, in *River Flood Hydraulics*, edited by W. White and J. Watts, pp. 155–165, John Wiley & Sons Ltd.

Beffa, C., and R. Connell, 2001, Two-dimensional flood plain flow. i: Model description, *Journal of Hydrologic Engineering*, 6 , 397–405. Beven, K., 2001, On landscape space to model space mapping, *Hydrological Processes*, 15, 323–324

Bedford T., Cooke R. (2002) *Probabilistic risk analysis: foundations and methods*, Cambridge University Press.

Bernstein P.L. (1997) *Against the Gods - the remarkable story of risk*, John Wiley & Sons Inc.

Beven KJ. 2008. *Environmental Modelling: An Uncertain Future?* Routledge: London.

Butler, J.B., Lane, S.N. and Chandler, J.H. 2001. Automated extraction of grainsize data from gravel surfaces using digital image processing. *Journal of Hydraulic Research*, 39 (5), 519–529.

Bronstert, A., Ghazi, A., Hljadny, J., Kundzewicz, Z.W., Menzel, L., 1999. *Proceedings of the European Expert Meeting on the Oder Flood*, May 18, Potsdam, Germany, European Commission.

Cameron, D., P. Kneale, and L. See, 2002, An evaluation of a traditional and a neural net modelling approach to flood forecasting for an upland catchment, *Hydrological Processes*, 16 , 1033–1046, doi:10.1002/hyp.317.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (2004), “Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos”, Estados Unidos Mexicanos (386 pp.)

Charlton, M.E., Large, A.R.G. and Fuller, I.C. 2003. Application of airborne LiDAR in river environments: The River Coquet, Northumberland, UK. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28 (3), 299–306.

Chauhan, M., Gopal, B., 2005. Vegetation structure and dynamics of a floodplain wetland along a subtropical regulated river. *River Res. Appl.* 21, 513–534.

Chow, V., D. Maidment, and L. Mays, *Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1988.

Corotis R.B.(2003) Socially relevant structural safety, in: *Proc. of ICASP 9, Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, pp. 15-24

Covello V.T., Mumpower J. (1985) Risk analysis and risk management: an historical perspective, *Risk Analysis* Vol. 5 No. 2 pp. 103-120

Cunge, J. , 1975, Two dimensional modeling of floodplains, in *Unsteady Flow in Open Channels*, edited by K.Mahmood and V. Yevjevich, vol. II, chap. 17, pp. 705–762, Water Resources Publications, P.O.Box 303, Fort Collins, Co. USA.

Cunge, J., F. Holly Jr., and A. Verwey, 1980, *Practical Aspects of Computational Hydraulics*, Pitman Publishing Ltd., London, UK.

Danish Hydraulic Institute, 2009. MIKE 21 User Guide. Danish Hydraulic Institute: Horsholm, Denmark.

De Roo, A.P.J., Bartholmes, J., Bongioannini-Cerlini, P., Todini, E., Bates, P.D., Horrit, M., Hunter, N., Beven, K., Pappenberger, F., Heise, E., Rivin, G., Hils, M., Hollingsworth, A., Holst, B., Kwadijk, J., Regiani, P., VanDijk, M., Sattler, K.D. and Sprokkereef, E. 2003. Development of a European flood forecasting system, *Int. J. River Basin Management*, 1, 49-59

Doull, G., and J. Bright, 1996, Flood hazard in palmerston north city, new zealand, in *Hydroinformatics 1996*, edited by M"uller, pp. 33–40, Balkema, Rotterdam.

Du, J., Mullen, S.L. and Sanders, F. 1997. Short-range ensemble forecasting of quantitative precipitation, *Mon. Wea. Rev.*, 125, 2427-2459

Dutta, D., S. Herath, and K. Musiak, 2003, A mathematical model for flood loss estimation, *Journal of Hydrology*, 277, 24–49.

French, J.R. 2003. Airborne LiDAR in support of geomorphological and hydraulic modelling. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28 (3), 321–335.

Gee D. M., Anderson M. G. and Baird L. 1990, Large scale floodplain modelling. *Earth Surface Processes and Landforms*, 15, No. 6, 512–523.

Gomes-Pereira, L.M. and Wicherson, R.J. 1999. Suitability of laser data for deriving geographical data: A case study in the context of management of fluvial zones. *Photogrammetry and Remote Sensing*, 54, 105–114.

Gourbesville, P. , 1998, Mike 11 GIS: Interest of GIS technology for conception of flood protection systems, in *Proceedings of the second International Conference on Hydroinformatics*, edited by V. Babovic and L. Larsen, pp. 1365–1373, Balkema, Rotterdam.

Hall J, O'Connell E, Ewen J. 2007. On not undermining the science: discussion of invited commentary by Keith Beven. *Hydrological Processes* 21(7): 985–988.

Hamill, T.M. and Colucci, S.J. 1997. Verification of Eta-RSM short-range ensemble forecasts, *Mon. Wea. Rev.*, 125, 1312-1327

Hervouet, J., 2000, TELEMAC modelling system: an overview, *Hydrological Processes*, 14, 2209–2210.

Hesslink, A., G. Stelling, J. Kwadijk, and H. Middelkoop, 2003, Inundation of a dutch river polder, sensitivity analysis of a physically based inundation model using historic data, *Water Resources Research*, 39 , 1234.

Hey, R.D. 1979. Flow resistance in gravel bed rivers. *Journal of Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, 105 (4), 365–379.

Hodgson, M.E., Jensen, J.R., Schmidt, L., Schill, S. and Davis, B. 2003. An evaluation of LIDAR- and IFSAR-derived digital elevation models in leaf-on conditions with USGS Level 1 and Level 2 DEMs. *Remote Sensing of the Environment*, 84 (2), 295–308.

Horritt M. S., 2000, Calibration of a two-dimensional finite element flood flow model using satellite radar imagery. *Water Resources Research*, 36, No. 11, 3279–3291.

Horritt, M., and P. Bates, 2001, Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach, *Hydrological Processes*, 15, 825–842

Ismael Mariño Tapia, Gabriela Medellín Mayoral, Adrián Pedrozo Acuña, Emanuel Uc, Aleph Jiménez, Cap. 10b Mediciones durante la campaña de campo Plan Hídrico Integral de Tabasco, Tercera Etapa. Coordinación de Hidráulica, IIUNAM

Jonge, T. d., M. Kok, and M. Hogeweg, 1996, Modelling floods and damage assesment using GIS, in *HydroGIS '96: Application of Geographic Information Systems in Hydrology and Water Resources Management*, edited by K. K and H. Nachtnebel, IAHS Publications no. 235, pp. 299–306, IAHS Publications.

Jonkman S.N. (2007) Loss of life estimation in flood risk assessment. Theory and applications

Kouwen, N. 1988. Field estimation of the biomechanical properties of grass. *Journal of Hydraulic Research*, 26 (5), 559–568.

Krabill, W.B., Collins, J.G., Link, L.E., Swift, R.N. and Butler, M.L. 1984. Airborne laser topographic mapping results. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 50, 685–694.

Kingsford, R.T., 2000. Ecological impacts of dams, water diversions and river management on floodplain wetlands in Australia. *Austr. Ecol.* 25, 109–127.

Lamb, R. and Kay, A.L. 2004. Confidence intervals for a spatially generalised, continuous simulation flood frequency model for Great Britain, *Water Resources Res.*, 40(7), W07501

Lammersen, R., H. Engel, W. van de Langemheen, and H. Buiteveld, 2002, Impact of river training and retention measures on flood peaks along the rhine, *Journal of Hydrology*, 267 , 115–124.

Lane, S.N. 2000. The measurement of river channel morphology using digital photogrammetry. *Photogrammetric Record*, 16 (96), 937–957.

Lees, M., 2000, Data-based mechanistic modelling and forecasting of hydrological systems, *Hydroinformatics*, 2 , 15–34.

Li, C., and R. Falconer, 1995, Depth integrated modelling of tide induced circulation in a square harbour, *Hydraulic Research*, 33, 321–332.

Liang D., Falconer R. A. and Lin B. 2006, Comparison between TVDMacCormack and ADI-type solvers of the shallow water equations. *Advances in Water Resources*, 2006, 29, No. 12, 1833–1845.

Madsen, H., 2003, Parameter estimation in distributed hydrological catchment modelling using automatic calibration with multiple objectives, *Advances in Water Resources*, 26 , 205–216.

Marche, C., G. Lessard, and B. el Gharbi, 1990, Kriging technique for river flood representation, *Journal of Hydraulic Research*, 28 , 629–643.

Mason, D., Cobby, D.M., Horritt, M.S. and Bates, P.D. 2003. Floodplain friction parameterization in two-dimensional river flood models using vegetation heights derived from airborne scanning laser altimetry. *Hydrological Processes*, 17, 1711–1732.

McCowan, A., and N. Collins, 1999, The use of mike21 for full two-dimensional flood impact assessment.

Montanari A. 2007. What do we mean by ‘uncertainty’? The need for a consistent wording about uncertainty assessment in hydrology. *Hydrological Processes* 21: 841–845.

Mantovan P, Todini E. 2006. Hydrological forecasting uncertainty assessment: incoherence of the GLUE methodology. *Journal of Hydrology* 330: 368–381.

Neelz S., Pender G., Villanueva I., Wilson M., Wright N. G., Bates P., Mason D. and Whitlow C., 2006, Using remotely sensed data to support flood modelling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Management*, 159, No. 1, 35–43.

Nicholas A. P. and Mitchell C. A., 2003, Numerical simulation of overbank processes in topographically complex floodplain environments. *Hydrological Processes*, 17, No. 4, 727–746.

Pappenberger, F., Matgen, P., Beven, K.J., Henry, J.B., Pfister, L., de Fraipont, P. 2006, Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources*, Vol.29, No.10, 1430-1449.

Patro, S., Chatterjee, C., Singh, R., Raghunawanshi, N.S., 2009, Hydrodynamic modelling of a large flood-prone river system in India with limited data, *Hydrological processes*, 23, 2774-2791.

Pedrozo-Acuña, A., Mariño-Tapia, I.J., Enriquez-Ortiz, C., Medellín-Mayoral, G., González-Villareal, F., 2011, Evaluation of inundation areas resulting from the diversion of an extreme discharge towards the sea: Case study in Tabasco, Mexico, *Hydrological processes*, Wiley and Sons.

Pedrozo Acuña, A. Medellín Mayoral, G., Rodríguez Rincón JP., Hidalgo Garnica, L.E., Osegueda Escorza, A.S., Amaro Loza, A., Mariño Tapia, I., Enriquez Ortiz, C., Sosa Hernández, A. Uc E., 2009; Anexo 2 – Procesos Costeros y Sistemas Lagunares PHIT – Fase 2, Informe final de la salida de Campo, Coordinación de Hidráulica, IIUNAM

Pedrozo Acuña A., Miguel Ángel Laverde Barajas, Jorge Gustavo González Armenta, Gabriela Medellín Mayoral, Juan Pablo Rodríguez Rincón, Cap 9. MODELACIÓN DE PROCESOS COSTEROS EN LA DESCARGA PHIT-Fase 3, Coordinación de Hidráulica, IIUNAM

Pedrozo-Acuña A., Rodríguez Rincón JP., Amaro Loza, A., 2010b. Drenaje superficial aguas abajo del río Samaria hacia la desembocadura del río González, Tabasco. Capítulo 3. Informe Final del “Plan Hídrico Integral de Tabasco – Fase 3” – Diciembre 2010. CONAGUA

Pedrozo-Acuña, A., Ruiz de Alegría, A., Rodríguez Rincón JP., Amaro Loza, A., 2010. Modelación de procesos costeros en la descarga del río Tonalá al Golfo de México, Capítulo 9. Informe Final del “Plan Hídrico Integral de Tabasco – Fase 3” Mayo 2010a – Diciembre 2010. CONAGUA

Penning-Rowsell, E., and S. Tunstall, 1996, Risks and resources: Defining and managing the floodplain, in *Floodplain Processes*, chap. 15, pp. 493–533, John Wiley & Sons.

Priestnall, G., J. Jaafar, and A. Duncan, 2000, Extracting urban features from LiDAR digital surface models, *Computers, Environment and Urban Systems*, 24 , 65–78.

Rabus, B., Eineder, M., Roth, A. and Bamler, R. 2003. The shuttle radar topography mission – a new class of digital elevation models acquired by spaceborne radar. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 57 (4), 241–262.

Reeve, D. E., Horrillo-Caraballo, J.M., Pedrozo-Acuña, A., 2010. Handling Uncertainty in Coastal Modelling, in *Flood Risk Science and Management* (eds G. Pender and H. Faulkner), Wiley-Blackwell, Oxford, UK. doi: 10.1002/9781444324846.ch16

Romanowicz, R., and K. Beven, 1998, Dynamic real-time prediction of flood inundation probabilities, *Hydrological Sciences Journal* , 43 , 181–196.

Romanowicz R. and Beven K. Estimation of flood inundation probabilities as conditioned on event inundation maps. *Water Resources Research*, 2003, 39, No. 3, art. No. 1073. DOI: 10.1029/2001 WR00 1056.

Sanchez-Carrillo, S., Angeler, D.G., Sanchez-Andres, R., Alvarez-Cobelas, M., Garatuza-Payan, J., 2004. Evapotranspiration in semi-arid wetlands: relationships between inundation and the macrophyte-cover:open-water ratio. *Adv. Water Resour.* 27, 643–655.

Sivakumar B. 2008. Undermining the science or undermining Nature. *Hydrological Processes* 22: 893–897

Sleigh, P.A., Gaskell, P.H., Bersins, M. and Wright, N.G. (1998). An unstructured finite-volume algorithm for predicting flows in rivers and estuaries, *Computers & Fluids*, Vol. 27, No. 4, 479-508.

Stelling, G., and S. Duinmeijer, 2003, A staggered conservative scheme for every froude number in rapidly varies shallow water flows, *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 43 , 1329–1354, doi:10.1002/fld.537.

Syme W. J., 1991, Dynamically Linked Two-dimensional/One dimensional Hydrodynamic Modelling Program for Rivers, Estuaries & Coastal Waters. MEngSc thesis, University of Queensland, Australia, 1991.

Tate, E., and D. Maidment, 1999, Floodplain mapping using HEC-RAS and ArcView GIS, Tech. rep., Center for Research in Water Resources, The University of Texas at Austin.

Todini E, Mantovan P. 2007. Comment on: ‘On undermining the science?’ by Keith Beven. *Hydrological Processes* 21(12): 1633–1638.

Van Gelder, P.H.A.J.M. van (2000) Statistical Methods for the Risk-Based Design of Civil Structures, PhD thesis, Delft University of Technology

Villanueva I. and Wright N. G., 2006, Linking Riemann and storage cell models for flood prediction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Journal of Water Management*, 159, No. 1, 27–33.

Viney, N., M. Sivapalan, and D. Deeley, 2000, A conceptual model of nutrient mobilisation and transport applicable at large catchment scales, *Journal of Hydrology*, 240 , 23–44.

Von Neumann J., Morgenstern O. (1943) *Theory of games and economic behavior*. Princeton university press

Vrijling, J.K., Hengel, W. van, Houben, R.J. (1995) A framework for risk evaluation, *Journal of hazardous materials* Vol. 43 No. 3 pp.245-261

Vrijling, J.K., Hengel, W. van, Houben, R.J. (1998) Acceptable risk as a basis for design, *Reliability Engineering and System Safety* Vol. 59 pp. 141-150

Vrouwenvelder A.C.W.M., Vrijling J.K. (2000) Kansen, onzekerheden en hun interpretatie, Memorandum 2000-CON-DYN/M2107

Westaway, R.M., Lane, S.N. and Hicks, D.M. 2003. Remote survey of largescale braided, gravel-bed rivers using digital photogrammetry and image analysis. *International Journal of Remote Sensing*, 24 (4), 795–815.

Werner, M. , 2001, Impact of grid size in GIS based flood extent mapping using a 1d flow model, *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 26 , 517–522.

Wijbenga, J., J. Lambeek, E. Mosselman, R. Nieuwkamer, and R. Passchier, 1994, River flood protection in the netherlands, in River Flood Hydraulics, edited by W. White and J. Watts, John Wiley & Sons Ltd.

Yoshida, H., and A. Dittrich, 2002, 1D unsteady-state flow simulation of a section of the upper rhine, *Journal of Hydrology*, 269 , 79–88.

Young, P., A. Jakeman, and D. Post, 1997, Recent advances in the data-based modelling and analysis of hydrological systems, *Water Science Technology*, 36 , 99–116.

Zhao, D.H., Shen, H. W., Tabios, G.Q., Tan, W.Y. and Lai, J.S. (1994). Finite-volume two-dimensional unsteady-flow model for river basins, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 1994, 120, No. 7, 833-863.